

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CONTRIBUIÇÃO À INSPEÇÃO E À AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE  
ESTRUTURAS ACABADAS DE CONCRETO ARMADO

WELLINGTON LONGUINI REPETTE

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE PÓS-  
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE  
EM ENGENHARIA

Porto Alegre

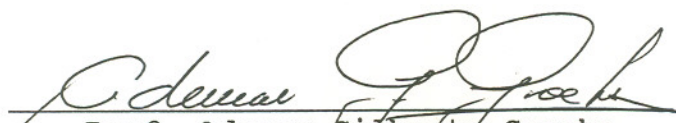
outubro/1991

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.



---

Prof. Paulo Roberto do Lago Helene  
Orientador



---

Prof. Ademar Gilberto Groehs  
Coordenador do Curso de Pós-Graduação  
em Engenharia Civil

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Francisco de Assis Souza Dantas  
Prof. Dr. Hélio Adão Greven  
Prof. Msc. João Luis Campagnolo  
Prof. Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Este trabalho contou com o apoio financeiro do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) na forma de bolsa de estudo para o autor no período de 88/89.

DEDICATÓRIA

A meus pais, Ivone e José  
À tia Maria Aurea

## AGRADECIMENTOS

Ao amigo e orientador Prof. Paulo Helene.

À Kátia, pelo apoio e carinho com que contei neste último ano.

Aos meus familiares, pelo incentivo fundamental ao cumprimento desta jornada.

Aos colegas do NORIE (UFRGS) e do CPqDCC (EPUSP), pela convivência e companheirismo ao longo destes anos.

Ao Prudêncio, pelo apoio e amizade. À Helena pelo auxílio com a revisão ortográfica.

Ao Curso de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e ao Curso de Pós-Graduação da Universidade de São Paulo, pelo estabelecimento do convênio de colaboração técnica que permitiu a minha estada nessas duas Instituições, possibilitando a elaboração deste trabalho de pesquisa.

À Engracia, pela ajuda na datilografia.

## SUMÁRIO

DEDICATÓRIA.....	IV
AGRADECIMENTOS.....	V
SUMÁRIO.....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	X
LISTA DE TABELAS.....	XIV
LISTA DE FOTOGRAFIA.....	XVI
RESUMO.....	XVII
ABSTRACT.....	XVIII

INTRODUÇÃO.....	1
-----------------	---

### CAPÍTULO 1

ASPECTOS GERAIS SOBRE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS ACABADAS.....	5
1.1 - Avaliação <i>versus</i> inspeção - uma definição.....	5
1.2 - Os métodos de avaliação.....	6
1.3 - Motivações e objetivos das avaliações.....	9
1.4 - Passos para a avaliação.....	10

### CAPÍTULO 2

INSPEÇÃO DA ESTRUTURA.....	14
2.1 - Aspectos geométricos.....	14
2.1.1 - Locação das peças.....	15
2.1.2 - Dimensões das peças.....	15
2.1.3 - Prumo (verticalidade).....	16
2.1.4 - Excentricidade.....	18
2.1.5 - Furos passantes.....	21
2.1.6 - Nível.....	22
2.1.7 - Flechas.....	22

2.2 - Esquemas de armadura.....	25
2.3 - Levantamento das ações.....	28
2.3.1 - Cargas permanentes.....	29
2.3.2 - Cargas acidentais.....	30
2.3.3 - Outras ações.....	31
2.4 - Levantamento de patologias.....	33
2.4.1 - Fissuras.....	33
2.4.2 - Ninhos de concretagem.....	37
2.3.4 - Corrosão das armaduras.....	40
2.5 - Resistência dos materiais.....	44
2.5.1 - Aço.....	46
2.5.1.1 - Método indireto.....	48
2.5.1.2 - Método direto.....	49
2.5.2 - Concreto.....	50

### CAPÍTULO 3

INSPEÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO DA ESTRUTURA.....	54
3.1 - Aspectos da resistência do concreto na estrutura.....	54
3.1.1 - Diferença entre resistência efetiva e resistência potencial.....	54
3.1.2 - Variação da resistência do concreto em função do tipo de elemento estrutural e da posição de investigação no elemento.....	59
3.1.3 - Desenvolvimento da resistência do concreto da estrutura em função da sua idade.....	64
3.2 - Ensaio para inspeção da resistência do concreto das estruturas.....	66
3.2.1 - Classificação dos ensaios.....	67
3.2.2 - Ensaio destrutivo - extração de testemunhos de concreto.....	69
3.2.2.1 - Extração e preparo dos testemunhos.....	70

3.2.2.1 - Fatores relacionados com as características dos testemunhos e que afetam os resultados do ensaio.....	71
3.2.3 - Ensaaios não-destrutivos.....	83
3.2.3.1 - Ensaio esclerométrico.....	85
3.2.3.2 - Windsor teste.....	89
3.2.3.3 - Pin penetration (New pin).....	92
3.2.3.4 - CAPO-teste.....	96
3.2.3.5 - Ultra-som.....	102
3.2.4 - Características típicas dos resultados dos ensaios de inspeção da resistência do concreto.	106
3.2.4.1 - Repetitividade dos resultados.....	107
3.2.4.1 - Sensibilidade.....	111
3.3 - Inspeção da resistência do concreto.....	115
3.3.1 - Considerações gerais.....	115
3.3.2 - Inspeção com vistas à avaliação da segurança.	117
3.3.3 - Proposta de metodologia para a inspeção do concreto.....	121
3.3.4 - Emprego dos métodos combinados.....	129
3.3.5 - Sobre a resistência na avaliação.....	130

#### CAPÍTULO 4

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A AVALIAÇÃO ANALÍTICA DAS ESTRUTURAS ACABADAS.....	132
4.1 - Diferença básica entre projetar novas estruturas e avaliar estruturas acabadas.....	132
4.2 - A verificação da segurança nos projetos de novas estruturas.....	134
4.2.1 - A evolução dos métodos.....	134
4.2.2 - Os coeficientes de ponderação.....	139
4.3 - A verificação da segurança de estruturas acabadas	143



4.3.1 - Alterações dos coeficientes de ponderação....	146
4.4 - Decisões decorrentes da avaliação.....	150
<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>151</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>154</b>
<b>ANEXO</b>	
EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO PARA INSPEÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO PELO USO DE ENSAIOS NÃO- DESTRUTIVOS.....	165

## LISTA DE FIGURAS

### Capítulo 2

- FIGURA 2.1 - Posicionamento das linhas de prumo e forma esquemática de representação dos resultados da inspeção de prumos em pilares.
- FIGURA 2.2 - Ocorrência da excentricidade de pilares nos encontros com lajes (e vigas).
- FIGURA 2.3 - Disposição das linhas de prumo e forma esquemática de representação dos resultados da inspeção de excentricidades em pilares.
- FIGURA 2.4 - Ocorrência de "furo passante" na viga e a forma esquemática de representação dos resultados da inspeção.
- FIGURA 2.5 - Disposição das linhas de nível e forma esquemática de representação dos resultados da inspeção de desnível em lajes.
- FIGURA 2.6 - Disposição das linhas de nível e representação esquemática dos resultados de inspeção de flechas em lajes.
- FIGURA 2.7 - Disposição do alongâmetro e do selo de gesso para o monitoramento da movimentação de fissuras.
- FIGURA 2.8 - Ocorrência de ninhos de concretagem em vigas e pilares - locais mais frequentes.

FIGURA 2.9 - Representação da deterioração progressiva causada pela corrosão da armadura no concreto armado.

FIGURA 2.10 - Representação da baixa variabilidade das propriedades físico-mecânicas do aço (antes e depois de colocados na estrutura).

FIGURA 2.11 - Representação esquemática das diferentes resistências do concreto.

### Capítulo 3

FIGURA 3.1 - Representação da suposta correlação entre o Fator de Transposição (FT) e a qualidade de execução da estrutura.

FIGURA 3.2 - Representação esquemática da variabilidade da resistência do concreto em função da sua aplicação na estrutura.

FIGURA 3.3 - Variação relativa típica da resistência à compressão do concreto em função do tipo de elemento estrutural.

FIGURA 3.4 - Linhas típicas de igual porcentagem relativa da resistência do concreto em vigas e paredes.

FIGURA 3.5 - Relação entre as resistências dos testemunhos com esbeltezas de 1 e de 2.

FIGURA 3.6 - Fatores de correção dos resultados dos testemunhos em função da esbeltez (variação com o nível de resistência).

FIGURA 3.7 - Possível efeito de cintamento provocado pela presença de barras de aço nos corpos de prova cilíndricos.

- FIGURA 3.8 - Ilustração esquemática do funcionamento do esclerômetro Schmidt.
- FIGURA 3.9 - Forma aproximada da zona de fratura no concreto provocada pela penetração do pino.
- FIGURA 3.10 - Aparelho para a execução do ensaio "*Pin Penetration*" - esquema de funcionamento.
- FIGURA 3.11 - Ilustração dos efeitos dos agregados e vazios superficiais nos ensaios de "*Pin Penetration*".
- FIGURA 3.12 - Formas de ruptura do concreto provocados pelo uso de ensaios de arrancamento tipo "*pulloff*".
- FIGURA 3.13 - Ensaios tipo "*pullout*" com inserção da peça metálica em concreto endurecido. (a) CAPO-teste , (b) Fratura Interna BRE e (c) Fratura Interna ESCOT.
- FIGURA 3.14 - Dimensões dos furos no concreto para a execução do CAPO-teste.
- FIGURA 3.15 - Esquema do funcionamento do aparelho para o ensaio de medição da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas (PUNDIT).
- FIGURA 3.16 - Formas de disposição dos transdutores para as medições da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas no concreto.
- FIGURA 3.17 - Representação esquemática de algumas curvas de correlação para a exemplificação de diferentes "sensibilidades" dos ensaios não-destrutivos.
- FIGURA 3.18 - Exemplos de histogramas de resultados dos ensaios não-destrutivos como parâmetro para determinação de zonas com igual homogeneidade do concreto.

FIGURA 3.19 - Curvas de correlação hipotéticas entre resistência à compressão e os resultados dos ensaios não-destrutivos.

FIGURA 3.20 - Esquema geral do procedimento proposto para inspeção do concreto em estruturas acabadas - uniformidade desconhecida.

#### Capítulo 4

FIGURA 4.1 - Representação esquemática da probabilidade de ruína na verificação da segurança segundo o método probabilístico puro.

## LISTA DE TABELAS

### Capítulo 1

TABELA 1.1 - Condições, limitações e indicações para a utilização dos métodos de avaliação,

TABELA 1.2 - Passos básicos para a avaliação de estruturas acabadas de concreto armado.

### Capítulo 3

TABELA 3.1 - Relações obtidas por diversos autores entre as resistências de corpos de prova moldados e de testemunhos, para vários níveis de resistência.

TABELA 3.2 - Variação da redução da resistência nas partes mais altas de elementos tipo pilar ou parede.

TABELA 3.3 - Coeficientes médios de crescimento da resistência do concreto com idade com a idade (tabela 2 da NBR 7680/83).

TABELA 3.4 - Classificação dos ensaios para avaliação da resistência do concreto nas estruturas.

TABELA 3.5 - Influência do diâmetro do testemunho na determinação das resistências do concreto.

TABELA 3.6 - Recomendações de algumas normas para o estabelecimento do diâmetro dos testemunho extraídos de concreto.

- TABELA 3.7 - Fatores de correção da resistência de testemunhos em função da relação altura/diâmetro (esbeltez), segundo diversas normas.
- TABELA 3.8 - Propriedades comumente relacionadas com a resistência à compressão do concreto e respectivos ensaios empregados "in situ" para sua avaliação.
- TABELA 3.9 - Características dos equipamentos para a realização dos ensaios de penetração de pinos ("Pin Penetration" e Windsor Teste).
- TABELA 3.10 - Valores típicos das grandezas que representam a variabilidade interna dos ensaios de inspeção do concreto na estrutura.
- TABELA 3.11 - Valores típicos dos coeficientes de variação internos dos ensaios.
- TABELA 3.12 - Valores do Erro Relativo (ER) ao se expressar os resultados dos ensaios pela média de  $n$  valores (Confiança de 95%).
- TABELA 3.13 - Formas típicas das expressões de correlação entre a resistência à compressão e os resultados dos ensaios não-destrutivos.
- TABELA 3.14 - Comparação de diversos ensaios não-destrutivos quanto a custo, operacionalidade e principais aspectos influentes nos resultados.
- TABELA 3.15 - Relação das diferenças significativas percentuais para os diversos ensaios não-destrutivos.

## Capítulo 4

TABELA 4.1 - Algumas considerações sobre as possíveis alterações dos coeficientes parciais estabelecidos para projeto, frente às informações obtidas da estrutura acabada.



## LISTA DE FOTOGRAFIAS

### Capítulo 2

FOTOGRAFIA 2.1 - Inspeção com a utilização do pacômetro (localização das armaduras de um pilar).

FOTOGRAFIA 2.2 - Inspeção da armadura de pilares com a remoção do cobrimento do concreto.

FOTOGRAFIA 2.3 - Utilização do fissurômetro para a medição da abertura superficial de fissuras.

FOTOGRAFIA 2.4 - Lupa graduada para a medição da abertura superficial de fissuras.

### Capítulo 3

FOTOGRAFIA 3.1 - Equipamento e execução do Windsor teste.

FOTOGRAFIA 3.2 - Aparelho desenvolvido na EPUSP que permite a execução do ensaio "*Pin penetration*".

FOTOGRAFIA 3.3 - Ilustração das fases de perfuração do concreto (esquerda) e de arrancamento da peça inserida (direita) - Ensaio CAPO-teste.

FOTOGRAFIA 3.4 - Peça de arrancamento após ter sido extraída do concreto.

## RESUMO

Neste trabalho abordam-se as questões relevantes de uma avaliação analítica de estruturas acabadas, apresentando-se os aspectos fundamentais quanto à inspeção e verificação da sua segurança.

Primeiramente, apresenta-se os métodos de avaliação, enfatizando-se as vantagens e restrições do emprego de cada método.

Quanto à inspeção, são apresentados e discutidos os principais itens que devem ser verificados nas estruturas acabadas. Ênfase maior é dada à inspeção da resistência do concreto, discutindo-se aspectos de sua variação nas estruturas e apresentando-se os métodos de ensaio empregados. É proposta uma metodologia para a inspeção do concreto, racionalizando-se o emprego dos métodos não-destrutivos.

Por fim, destaca-se os aspectos teóricos da verificação da segurança nas estruturas acabadas e as principais diferenças quanto à introdução da segurança nos projetos de novas estruturas.

## ABSTRACT

In this work the relevant questions of the analytic evaluation of existing structures are studied in order to bring out the main features regarding the inspection of their safety.

At first, the evaluation methods are checked, highlighting the advantages and restrictions of the use of each evaluation method.

Regarding the inspection, the main items which should be verified in the existing structures are presented and discussed. A greater emphasis is given to the concrete strength inspection, approaching variation aspects of structures and describing the most commonly used testing methods. A methodology to concrete compressive strength inspection is proposed rationalizing the use of the non-destructive methods.

At last, the theoretical aspects of the safety assessment of the existing structures are dealt with and their main differences regarding the safety considerations of structure design theory are discussed.

## INTRODUÇÃO

Longe do empirismo e do impulso aventureiro que guiaram Lambot a utilizar conjuntamente o aço e o concreto na construção de seu barco em meados do século XIX, há tempo o concreto armado vem sendo utilizado racionalmente na construção de estruturas, e de maneira geral vem respondendo satisfatoriamente aos requisitos de resistência e durabilidade. A abundância das matérias-primas que o compõem, bem como a versatilidade que se consegue no seu uso, fizeram com que a maioria absoluta das estruturas construídas neste século fossem executadas em concreto armado.

No início, para a concepção das estruturas de concreto armado, utilizava-se a experiência acumulada pela construção anterior de diversas outras estruturas parecidas com a que se desejava agora fazer. Pode-se dizer que existia apenas o "sentimento" de segurança. Nesta época, a avaliação das estruturas acabadas era totalmente empírica.

Com o desenvolvimento da Mecânica das Estruturas e conseqüente modelação do comportamento estrutural, os projetos passaram a ser racionalmente elaborados. As estruturas consideradas seguras puderam ter seus diversos aspectos quantificados. As exigências quanto à execução tornaram-se mais rigorosas. A partir desta fase, a avaliação das estruturas acabadas passa a ter importância fundamental, sobretudo quando faz-se necessária a verificação do risco de comprometimento da segurança estrutural causada por falhas de execução e de projeto.

Atualmente, em virtude da renovação do espaço urbano pelo qual passa a maioria das grandes cidades, maior tem sido a necessidade de que estruturas acabadas sejam avaliadas, principalmente objetivando-se alterações de uso ou ampliações dos espaços funcionais das edificações. Outro aspecto que tem atribuído grande interesse ao tema de avaliação de estruturas acabadas decorre da constatação de que um grande número de estruturas, a tempo construídas, apresentam hoje sinais de redução da segurança devido ao desgaste provocado pela ação agressiva do ambiente. O grande interesse que desperta hoje o tema de avaliação de estruturas acabadas, pode ser refletido pela criação no CEB (Comité Euro-International du Béton), em 1984, do General Task Group 19 (GTG 19), com o objetivo de estudar o tema. Dos trabalhos deste grupo resultou, em 1989, a publicação do Boletim de Informação nº 192 (CEB 192 (44)). Da mesma forma, o ACI (American Concrete Institute), através do Committee 437, concentra esforços para a elaboração de uma nova versão do ACI 437.1R-67 (7), já em vias de ser aprovada (ACI 437.R (8)).

Para melhor posicionamento da questão, cabe aqui comentar que na avaliação das estruturas acabadas distingue-se dois tópicos: a **inspeção**, onde são levantados dados sobre a estrutura, e a **avaliação** propriamente dita, quando os dados da inspeção são ajuizados pelo avaliador.

Quanto à inspeção, ressalta-se que a maioria das publicações e normas existentes, tanto nacionais como internacionais, abordam somente os aspectos relacionados à verificação da resistência do concreto. São raras as recomendações quanto a formas de inspeção dos demais itens da estrutura e que essencialmente devem fazer parte da avaliação. Ainda sobre a inspeção da resistência do concreto, verifica-se que muitos profissionais desconhecem os princípios e limitações que condicionam o emprego de determinados métodos, geralmente conduzindo a interpretações erradas dos resultados.

Quanto à verificação da segurança nas avaliações de estruturas acabadas, percebe-se a mais completa carência de publicações, não existindo também um tratamento claro da questão por parte das normalizações. Estes aspectos têm conduzido muitos profissionais a adotar posições extremas, tanto à favor como contra a segurança e a economia. É pertinente, portanto, a discussão conceitual dos aspectos relacionados à verificação da segurança nas estruturas acabadas.

Tendo em vista o acima exposto, o presente trabalho tem por objetivo apresentar os aspectos fundamentais relacionados à avaliação de estruturas acabadas, de forma a servir de embasamento a colegas profissionais e pesquisadores. No que diz respeito à inspeção, faz-se recomendações genéricas de amostragem e a apresentação dos métodos mais utilizados para a investigação dos diversos "ítems" da estrutura. Quanto à verificação da segurança de estruturas acabadas, ressalta-se as diferenças fundamentais para com a verificação nos projetos de novas estruturas.

Com este enfoque, o trabalho está dividido em 4 capítulos.

No capítulo 1 apresenta-se os aspectos gerais sobre avaliação de estruturas acabadas: a conceituação dos termos; os métodos de avaliação e respectivas limitações nos seus empregos; as motivações e os objetivos das avaliações; e um roteiro básico para a realização da avaliação analítica.

No capítulo 2 apresenta-se os diversos itens da estrutura a serem inspecionados de forma que seja possível a avaliação pelo método analítico. Faz-se considerações básicas quanto a amostragem, indica-se as formas de inspeção e o emprego nas avaliações.

No capítulo 3 trata-se exclusivamente dos aspectos relativos à inspeção da resistência do concreto nas estruturas

acabadas, abordando-se aspectos da variabilidade da resistência na estrutura, os métodos de ensaio e seus fundamentos, limitações e características típicas e as formas de emprego nas inspeções da resistência. Propõe-se uma nova metodologia para a utilização dos ensaios não-destrutivos na inspeção da resistência do concreto.

Por fim, no capítulo 4, aborda-se conceitualmente os aspectos referentes à verificação da segurança de estruturas acabadas, enfatizando as possíveis alterações que podem ser assumidas com relação aos critérios de verificação da segurança de novas estruturas.

Cumprе salientar que neste trabalho procura-se abordar os diferentes tópicos de uma maneira teórica, por vezes até filosófica, para melhor atingir aos objetivos propostos. Esta forma de tratar o assunto decorre, principalmente, do amplo universo de situações e exigências que podem confrontar os avaliadores.

Neste trabalho enfatiza-se o método analítico de avaliação, e não são abordados aspectos da avaliação quanto à "durabilidade" das estruturas.

## CAPÍTULO 1

### ASPECTOS GERAIS SOBRE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS ACABADAS

#### 1.1 - Avaliação versus inspeção - uma definição

O termo **avaliação** significa a formação de juízo sobre determinada questão a partir da apreciação dos parâmetros envolvidos. Não se deve confundir **avaliação** com **inspeção**. Esse último significa a constatação de um fato, a vistoria.

Por exemplo: a avaliação da qualidade do concreto em uma estrutura não é a obtenção dos resultados de resistência à compressão de testemunhos extraídos, isso é inspeção. Na avaliação utilizam-se os resultados da inspeção e, a partir de critérios de aceitação ou rejeição., ajuíza-se sobre a conformidade dos valores observados para com os requeridos,

A avaliação deve ser precedida pela inspeção, a qual fornece subsídios para conduzam a uma posição coerente do avaliador.

Apesar de a inspeção não ter um fim em si mesma, deve-se considerar que uma avaliação coerente só é possível a partir de uma inspeção eficiente.

Nesta dissertação abordam-se aspectos concernentes à inspeção e avaliação de estruturas acabadas de concreto quanto ao aspecto de resistência, objetivando-se a verificação racional e coerente da segurança estrutural.



## 1.2 - Os métodos de avaliação

Basicamente, a determinação do método de avaliação é dependente das condições particulares da estrutura, dos objetivos e motivações da avaliação e dos recursos técnico-econômicos disponíveis.

Conforme o ACI 437R-67 (7) (revisado em 1982) e outras publicações (45,52), os métodos de avaliação dividem-se em:

- analítico; e
- por teste de carga (prova de carga) (1).

A avaliação analítica é caracterizada pela análise teórica da segurança da estrutura, considerando-se os seus aspectos geométricos, as propriedades dos materiais, as características das solicitações e as condições de deterioração e manutenção, conforme o seguinte processo preconizado por GONZALEZ VALLE (52):

- a) determinação das leis de esforços
- b) determinação das resistências a nível de seção ou a nível de elemento estrutural.
- c) determinação dos níveis de segurança e estabelecimento de juízo para aceitação ou rejeição de tais níveis.

O método analítico de avaliação tem seu uso condicionado à existência de modelações matemáticas que expressem o comportamento físico-mecânico da estrutura, sendo portanto difícil o emprego, por exemplo, nos casos de estruturas comprometidas por corrosão das armaduras ou por incêndios.

---

(1) A rigor, no CEB 162 (45) os métodos são diferenciados em "por cálculo" e "por teste", da mesma forma que na publicação de GONZALEZ VALLE (52) tem-se "teórico" e "experimental". A opção pelos termos dispostos em no ACI 437-R (8) justifica-se por serem os mais clássicos e de uso mais difundido.

A avaliação por meio de prova de carga tem como princípio a análise do comportamento da estrutura frente ao carregamento aplicado. Pode-se concluir, a partir do ACI 437 R-67 (7), que os parâmetros básicos de análise são a ocorrência de fissuras e lascamentos no concreto, bem como a intensidade e dinâmica das deformações observadas nos elementos ensaiados.

Alguns aspectos restringem, ou por vezes inviabilizam a utilização das provas de carga:

- necessita-se de experiência para a determinação dos pontos de medição e do nível do carregamento que pode ser aplicado sem causar danos à estrutura (8,52);
- há problemas para gerar um carregamento que represente os múltiplos casos de solicitações, principalmente nas seções críticas requeridas (8,52);
- muitas vezes sua aplicação não é viável para a avaliação de elementos mais críticos da estrutura (como os pilares nos edifícios), restringindo-se a elementos sob flexão e com ductilidade elevada (52); e
- por ser custosa, a avaliação por prova de carga tem que se restringir a pequenas porções da estrutura, com abrangência limitada (8,44).

No entanto, o método por prova de carga é recomendado como forma de complementação da avaliação da estrutura (8,52), particularmente na verificação dos modelos de cálculo utilizados no método analítico (44) (2).

Também como método de avaliação, o ACI 437R (8) apresenta a alternativa do uso de modelos físicos para a análise do comportamento de parte ou de toda a estrutura. Como condição básica e restritiva à sua utilização, é fundamental que nos modelos físicos todos os aspectos sejam realisticamente simulados, retratando as condições da estrutura avaliada.

---

(2) Os modelos de cálculo podem não ser capazes de representar a realidade física da estrutura avaliada, principalmente quando existem elementos com degradação do concreto armado (corrosão das armaduras e incêndios, por exemplo). Desta forma, pode-se comprovar, por prova de carga, o comportamento suposto na avaliação analítica.

Como visto, cada método de avaliação apresenta características que limitam e condicionam sua utilização a casos particulares. Na TABELA 1.1 apresentam-se algumas destas características com base nas observações feitas pelo ACI 437-R (8), CEB 192 (44), ACI 437R-67 (7) e GONZALEZ VALLE (52).

TABELA 1.1 - Condições, limitações e indicações para a utilização dos métodos de avaliação.

MÉTODO DE AVALIAÇÃO	CONDIÇÕES DE USO	LIMITAÇÕES NA AVALIAÇÃO	INDICAÇÕES DE USO
ANALÍTICA	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conhecimento das propriedades físico-mecânicas da estrutura</li> <li>- conhecimento das solicitações</li> <li>- existência de uma forma de análise teórica para a situação avaliada.</li> <li>- o estado da estrutura deve ser satisfatoriamente modelado para a análise</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- avaliação sobre modelações matemáticas do comportamento físico-mecânico da estrutura</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- preferencial aos demais</li> </ul>
POR PROVA DE CARGA	<ul style="list-style-type: none"> <li>- as solicitações de ensaio devem representar satisfatoriamente as solicitações efetivas.</li> <li>- o ensaio não deve comprometer a segurança da estrutura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- dificuldades na extrapolação dos resultados para áreas não ensaiadas (limitação dos resultados às áreas ensaiadas).</li> <li>- avaliação a partir de critérios de estados limites de utilização.</li> <li>- em geral só se aplica a elementos fletidos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- como complementar ao analítico</li> <li>- quando não for possível o emprego do analítico</li> </ul>
POR MODELO FÍSICO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- o modelo físico deve representar satisfatoriamente as condições da estrutura avaliada.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- a confecção de modelos físicos é complexa, devendo ser feita sob técnica muito apurada</li> <li>- a avaliação dos resultados é difícil</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- como complementar ao analítico e à prova de carga.</li> <li>- quando for o único possível</li> </ul>

O objetivo desta dissertação é a abordagem dos aspectos referentes à inspeção e à avaliação de estruturas acabadas empregando-se o método de avaliação analítica.

### 1.3 - Motivações e objetivos das avaliações

Quando em discussão os fatores motivadores e os objetivos das avaliações de estruturas acabadas, observa-se que a maior parte da bibliografia trata preferencialmente da avaliação da resistência do concreto na estrutura. Torna-se necessário dizer que os aspectos relacionados à qualidade do concreto nas estruturas podem ser, em alguns casos, relevantes, porém nunca devem ser esquecidos os demais itens que compõem a estrutura.

Inúmeros podem ser os fatores motivadores para a realização das avaliações de estruturas acabadas. De forma geral, a necessidade da avaliação ocorre quando a estrutura:

- apresenta deterioração por efeito da ação agressiva do ambiente, por solicitações não previstas ou mesmo por alterações internas dos materiais (como exemplo, reação álcali-agregado);
- sofrerá alterações estruturais decorrentes de mudanças de uso ou de procedimentos de recuperação; ou
- tem que passar por uma verificação em virtude de dúvidas ou falhas de projeto e/ou execução (materiais ou processos executivos).

Tanto quanto o entendimento dos motivos, a definição dos objetivos é fundamental para a adoção de estratégias que conduzam a uma avaliação confiável da estrutura. Conforme o CEB 192 (44), os objetivos gerais das avaliações das estruturas acabadas são:

- determinar a capacidade da estrutura continuar servindo aos propósitos para os quais fora originalmente projetada;
- se não servir ao propósito original, determinar a última aptidão possível;

- estimar o resto de vida para o qual a estrutura estará apta; e
- verificar se a estrutura é apta a um propósito distinto do original.

De forma geral, pode-se dizer que os objetivos expostos correspondem à análise do comportamento da estrutura em termos dos níveis de segurança frente a estados limites últimos ou a estados limites de utilização. Para que os objetivos sejam alcançados, torna-se indispensável o estabelecimento de critérios de aceitação que levem em consideração a adequação da estrutura frente aos níveis de segurança pretendidos.

#### 1.4 - Passos para a avaliação

BROWNE, no capítulo 5 do CEB 192 (44), sumariza os principais estágios (ou passos) para a avaliação das estruturas acabadas. Esses passos são apresentados na TABELA 1.2 e detalhados a seguir.

##### -Pré-planejamento

A primeira providência do avaliador é o levantamento de dados e informações a respeito dos projetos e dos processos construtivos. Dentre estes pode-se salientar:

- os projetos estruturais e arquitetônicos;
- os laudos com resultados dos ensaios de controle dos materiais empregados;
- os relatórios de execução; e
- o conhecimento dos aspectos construtivos, obtidos a partir de fotografias, dos planos de execução ou mesmo por consulta a ex-operários.

Quanto maior o volume de informações disponíveis nesta fase, menores são os recursos dispendidos na inspeção da estrutura.

TABELA 1.2 - Passos básicos para a avaliação de estruturas acabadas de concreto armado (44).

ESTÁGIO	OBJETIVOS	OPERAÇÕES
Pré-planejamento	Assegurar que a investigação seja eficiente, segundo os conhecimentos técnicos e os recursos econômicos disponíveis.	- Coletar dados históricos e resultados de testes
Inspeção geral	Entender o funcionamento da estrutura. Selecionar áreas para a inspeção detalhada. Determinar as técnicas de medições mais apropriadas.	- Inspeção visual - Relatório fotográfico - Uso de ensaios não-destrutivos - Selecionar amostras.
Inspeção detalhada	Obter dados suficientes e confiáveis que possibilitem uma avaliação segura da estrutura.	- Ensaios destrutivos. - Provas de carga. - Ensaios físicos e químicos
Apresentação dos resultados	Assegurar que os resultados sejam facilmente consultados e comparados	- Elaboração de diagramas e gráficos por computador - Análise estatística
Interpretação dos resultados	Utilizar os dados para a avaliação do desempenho presente e futuro da estrutura frente aos requisitos impostos.	- Análise estrutural. - Análise de deterioração - Comparação com experiências anteriores
Recomendações	Determinar quais as ações de reparo, reforço, tratamento preventivo ou investigações adicionais devem ser tomados.	--

### - Inspeção geral

Nesta fase a intenção é coletar dados a partir de inspeções rápidas e pouco dispendiosas.

Procura-se fazer uma inspeção visual detalhada da estrutura, buscando observar as regiões com deterioração aparente e zonas onde há possibilidade de serem encontradas anomalias (44). Dentre elas cita-se:

- zonas sujeitas a altas tensões, tanto na fase de construção quanto em serviço;
- zonas onde potencialmente pode-se verificar falhas decorrentes dos processos de construção;
- zonas sujeitas a cargas elevadas ou a agressividade ambiental.

Quando necessário, faz-se a inspeção preliminar da qualidade do concreto, utilizando-se ensaios não-destrutivos. Duas podem ser as finalidades básicas:

- definir áreas da estrutura onde uma inspeção detalhada deve ser realizada; e
- especificar a técnica não-destrutiva de inspeção mais apropriada para o caso.

### - Inspeção detalhada

A partir das zonas estabelecidas com base nos dados da inspeção geral, faz-se a inspeção detalhada, utilizando-se recursos geralmente mais dispendiosos, como por exemplo a extração de testemunhos de concreto e aço.

Frente à questão que deve ser resolvida, a inspeção detalhada objetiva prover o avaliador de dados confiáveis capazes de possibilitar a solução do problema.

Conforme a natureza da questão, podem fazer parte da inspeção detalhada:

- a obtenção dos esquemas de armação (bitola e disposição das armaduras);
- o conhecimento da resistência do concreto e do aço a partir da extração de testemunhos ou de ensaios não-destrutivos;
- a determinação de aspectos geométricos; principalmente de excentricidade e prumos; e
- o levantamento das ações efetivamente atuantes.

#### - Apresentação dos resultados

Quando grande volume de dados e informações são obtidos a partir da inspeção da estrutura, a interpretação pode ser facilitada através de uma apresentação coerente e organizada dos resultados.

#### - Interpretação dos resultados

Corresponde certamente ao estágio mais importante da avaliação, onde o conhecimento do avaliador, aliado aos interesses do proprietário, são aspectos fundamentais.

A maior ou menor importância concedida a cada passo (estágio) apresentado, depende das particularidades de cada estrutura, envolvendo as motivações, os objetivos, os critérios de julgamento e os recursos técnico-econômicos disponíveis.

Em todas as fases, o papel do investigador e seu relacionamento com o proprietário da estrutura é fundamental.



## CAPÍTULO 2

### INSPEÇÃO DA ESTRUTURA

As estruturas de concreto armado devem ser inspecionadas nos seus mais diversos aspectos (ítens), de forma que a verificação da sua segurança pelo método analítico seja feita com base em dados o mais próximos possíveis da realidade.

#### 2.1 - Aspectos geométricos

O não cumprimento das especificações de projeto, como por exemplo erros na confecção das fôrmas acarretando desvios nas locações e alterações nas dimensões das peças estruturais, são tidas como falhas eminentemente construtivas e muitas vezes são detectadas já mesmo durante as operações de acabamento das edificações. Os erros de geometria das peças acarretam, além de um acabamento difícil, alterações nas formas e valores das solicitações, podendo comprometer a segurança estrutural.

Na avaliação analítica de estruturas acabadas, a inspeção dos aspectos geométricos é fundamental, evitando-se que suposições quanto às dimensões e disposições das peças conduzam a modelos estruturais errôneos, incompatíveis com o comportamento estrutural efetivo. De outra forma, a inspeção geométrica pode ser mesmo imprescindível nos casos em que o projeto estrutural não é disponível.

Os dados a respeito da geometria da estrutura são geralmente obtidos por investigação rápida e de baixo custo, utilizando-se equipamentos simples como o "metro", o "nível" e o "prumo" e, eventualmente, aparelhos de uso em topografia, como os níveis

ópticos e os teodolitos. A inspeção geométrica também não acarreta danos capazes de comprometer a segurança estrutural, sendo possível que todas ou grande parte das peças sejam inspecionadas.

#### 2.1.1 - Locação das peças

Geralmente faz-se a locação das peças tomando-se as distâncias com fita métrica, e representando os valores em uma planta de locação. O levantamento de toda a estrutura é necessário quando, na avaliação, não é disponível a planta de locação (fôrmas) do projeto. A planta de locação, assim obtida, possibilita o entendimento mais fácil e completo da estrutura, além de ser essencial para a identificação precisa das peças estruturais.

#### 2.1.2 - Dimensões das peças

Após a retirada dos revestimentos (azulejos, rebocos,...) que por ventura existam sobre o concreto, faz-se a tomada das dimensões das peças utilizando-se fitas métricas.

Apesar de ser um procedimento intrínseco à inspeção da locação, o levantamento das dimensões das peças deve ser mais criterioso. Considerando-se os estudos feitos por CALAVERA (37), que analisou o comportamento resistente de peças estruturais frente às variações de dimensões e resistência dos materiais, e concluiu que variações nas dimensões causam alterações mais intensas da capacidade resistente nos elementos sob compressão que nos sujeitos à flexão simples, pode-se propor que a inspeção dos pilares seja mais criteriosa que a realizada nas lajes e vigas da estrutura (1).

---

(1) Esta consideração de ordem geral é feita para os casos correntes de avaliação de edificações, devendo-se excluir os casos particulares e as peças fletidas de grande responsabilidade como podem ser as vigas de transição e alavanca, bem como as lajes de "radier" e de "sob-pressão".

### 2.1.3 - Prumo (verticalidade)

Para a avaliação de estruturas acabadas, pode ser necessária a investigação do prumo de toda a estrutura ou de parte dos elementos que a compõem. No primeiro caso, os fatores que motivam a investigação são geralmente associados a problemas de fundação, como podem ser os recalques diferenciais, sendo o segundo caso mais frequente às avaliações correntes e quase sempre devido a erros de execução.

A inspeção do prumo é feita medindo-se os afastamentos (distâncias) das faces externas das peças estruturais à uma linha de referência de verticalidade, que tanto pode ser real, como o são as linhas de prumo (com prumos de centro, por exemplo), ou virtual, obtida com o uso de aparelhos topográficos.

Considerando-se os aspectos construtivos e de resistência (importância e comportamento na estrutura), é factível considerar que os pilares, além de serem mais suscetíveis à ocorrência de falta de prumo, são os elementos estruturais onde tal anomalia traz conseqüências mais graves, com comprometimento da segurança estrutural. Desta forma, sugere-se que na inspeção de prumo de estruturas acabadas, os pilares sejam priorizados em relação às vigas e paredes estruturais.

Para a inspeção dos pilares, ressalta-se que a disposição das linhas de referência de prumo deve possibilitar a avaliação das faces paralelas ao eixo de menor inércia da peça, evitando-se também que aberturas das fôrmas sejam confundidas com distorções de prumo. Na FIGURA 2.1 ilustra-se o posicionamento de linhas de prumo para a inspeção, bem como propõe-se uma forma de representação dos resultados.

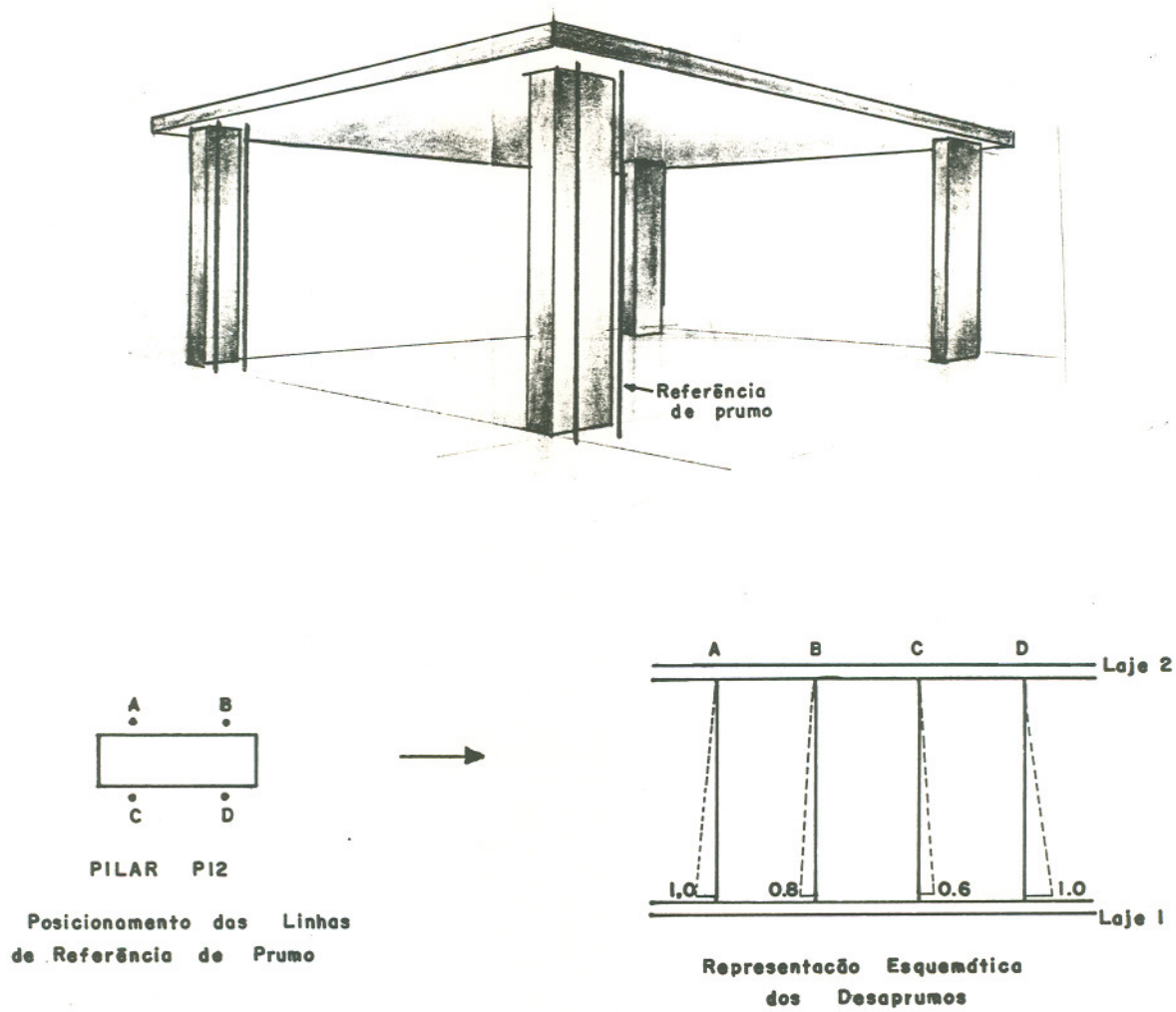


FIGURA 2.1 - Posicionamento das linhas de prumo e forma esquemática de representação dos resultados da inspeção de prumos em pilares.

#### 2.1.4 - Excentricidade

A rigor, a excentricidade de peças de concreto armado submetidas à compressão ou flexo-compressão corresponde à distância entre a aplicação da resultante das cargas e o baricentro plástico da seção analisada (57)(2).

Como a determinação da excentricidade conforme a definição anterior é praticamente inexequível nos casos de avaliação de estruturas acabadas, para não dizer impossível, considera-se como excentricidade os desvios geométricos das seções de peças estruturais subseqüentes, geralmente adotando-se que o baricentro plástico do concreto armado e o ponto de aplicação da resultante das cargas correspondem ao centro geométrico das seções.

Em estruturas acabadas, a verificação da excentricidade deve priorizar os pilares e as paredes estruturais, fazendo-se a inspeção principalmente nas zonas de interrupção de concretagem, mais especificamente nas regiões de transição entre lajes e vigas, conforme ilustra a FIGURA 2.2.

A medição das excentricidades pode ser feita com a disposição de linhas de referência de verticalidade, como o são os fios de prumo, ao longo das faces das peças estruturais. Para isso, mostra-se necessário, em certos casos, a abertura de furos nas lajes e vigas. Os afastamentos das faces da peça à linha de referência de prumo são medidos principalmente no pé e no topo dos pilares e paredes, junto às lajes e às vigas. A posição das linhas deve, preferencialmente, possibilitar a inspeção junto às faces paralelas ao eixo de menor inércia da peça. A FIGURA 2.3 ilustra a disposição das linhas de referência de prumo na inspeção de pilares, bem como uma proposta para a representação esquemática dos valores obtidos.

---

(2) Baricentro plástico da seção de concreto armado é o ponto de aplicação da resultante da reação do concreto e do aço, supondo-se uma deformação uniforme de 2<sup>o</sup>/100.

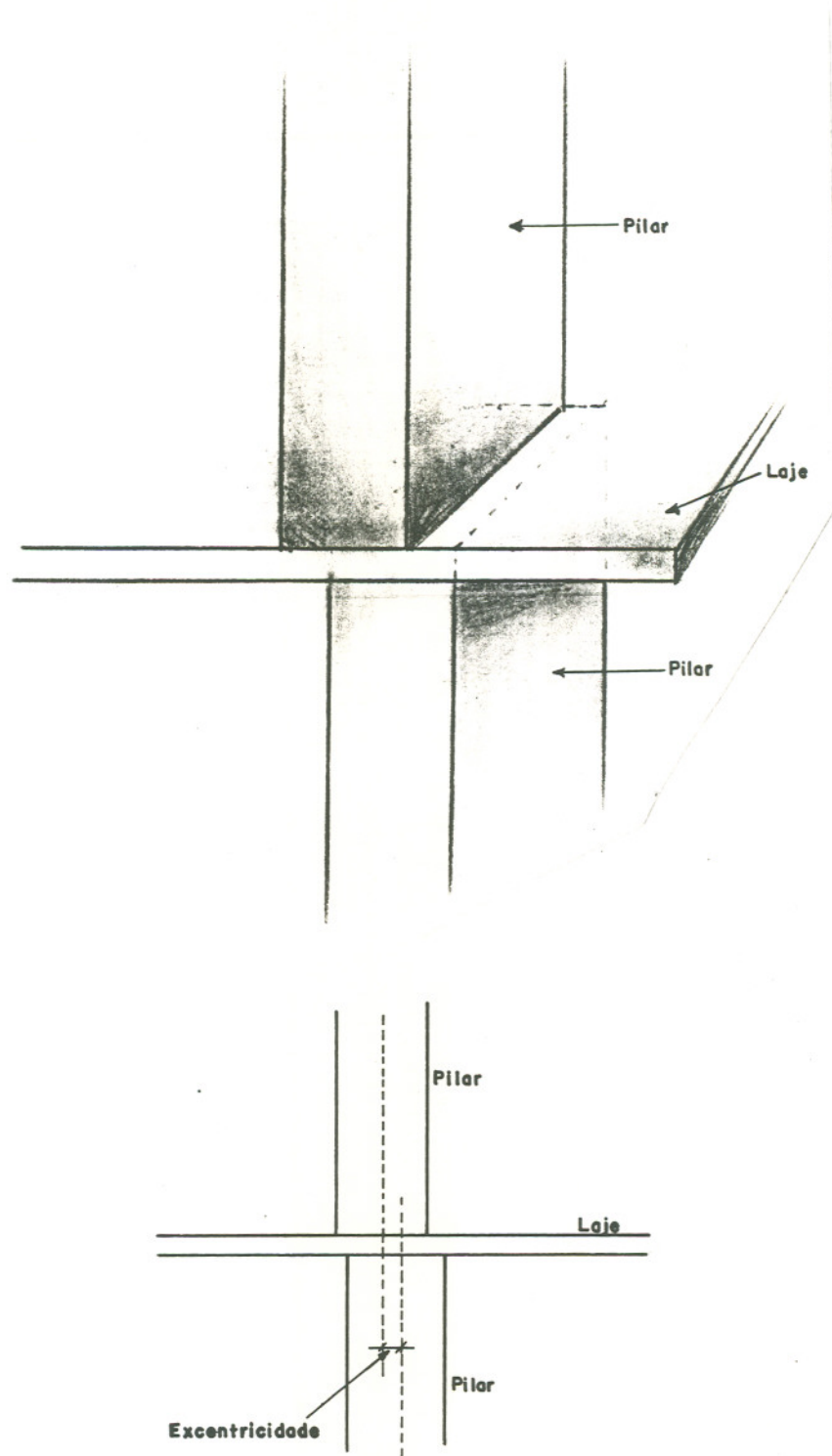
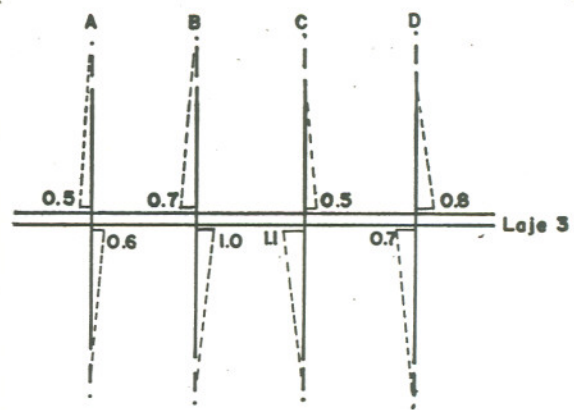
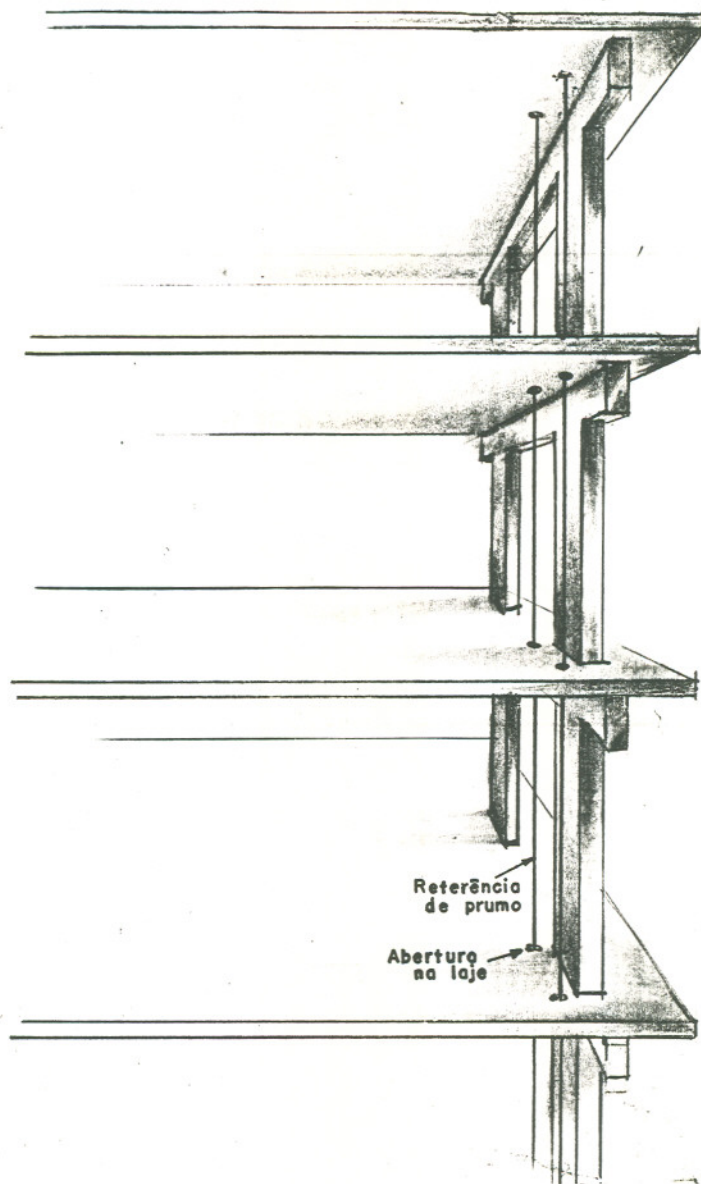


FIGURA 2.2 - Ocorrência da excentricidade de pilares nos encontros com lajes (e vigas).



Representação Esquemática das Excentricidades

FIGURA 2.3 - Disposição das linhas de prumo e forma esquemática de representação dos resultados da inspeção de excentricidades em pilares.

### 2.1.5 - Furos passantes

Em virtude da falta de integração entre os diversos projetos da edificação, quais sejam o estrutural, o elétrico, o hidro-sanitário, dentre outros, e de falhas de execução, é frequente a ocorrência de "furos passantes" por entre as peças estruturais, podendo acarretar o comprometimento localizado ou mesmo generalizado da segurança estrutural.

Na avaliação das estruturas acabadas, a presença destes "vazios" tem que ser considerada. Deve-se então proceder a inspeção com a determinação das localizações, formas e dimensões em que ocorrem nas peças estruturais. A FIGURA 2.4 ilustra o exposto.

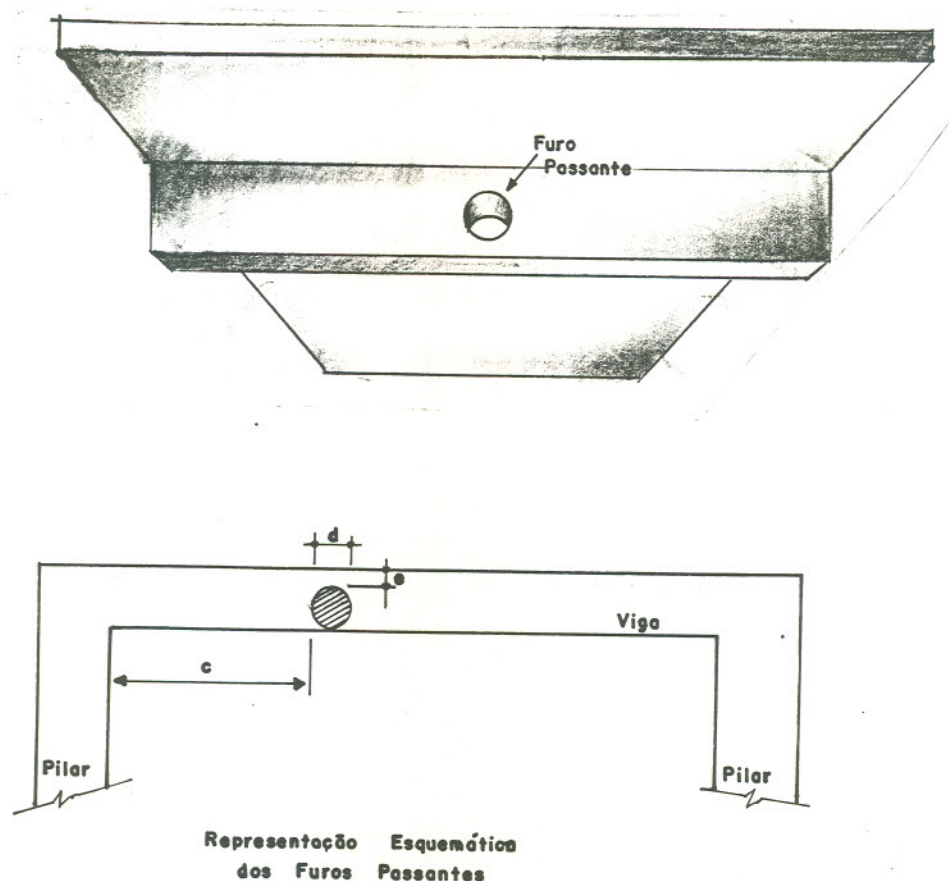


FIGURA 2.4 - Ocorrência de "furo passante" na viga e a forma esquemática de representação dos resultados da inspeção.



### 2.1.6 - Nível

A inspeção do nível (ou horizontalidade) se dá através da medição das distâncias das faces das vigas e lajes às linhas de referência de horizontalidade, conforme ilustra a FIGURA 2.5.

As linhas de referência podem ser obtidas por níveis "de bolha" ou "de mangueira", como também pelo uso de aparelhos topográficos.

Os desníveis acidentais (não previstos em projeto) podem ser danosos à estrutura, geralmente acarretando componentes horizontais de esforços, alterações na rigidez das peças (principalmente de pilares) e sobrecargas devido a correções de nível quando do acabamento da obra.

### 2.1.7 - Flechas

As medidas das flechas geralmente são realizadas nas lajes e vigas, tomando-se as distâncias entre as faces superiores ou inferiores das peças à linha de referência de horizontalidade, conforme apresentado na FIGURA 2.6.

Geralmente quando as flechas são ocasionadas por descuidos na concretagem, principalmente por movimentações das fôrmas, as correções de planeza podem provocar o aumento das cargas permanentes, e assim o comprometimento da segurança da peça estrutural. De outra forma, as flechas também podem ser causadas por sobrecargas não previstas ou por erros de execução e/ou concepção estrutural, conferindo elevada deformabilidade às peças, com eventual comprometimento da estrutura frente aos estados limites de utilização.

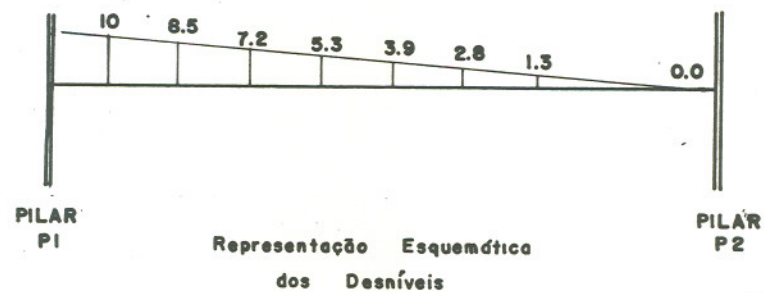
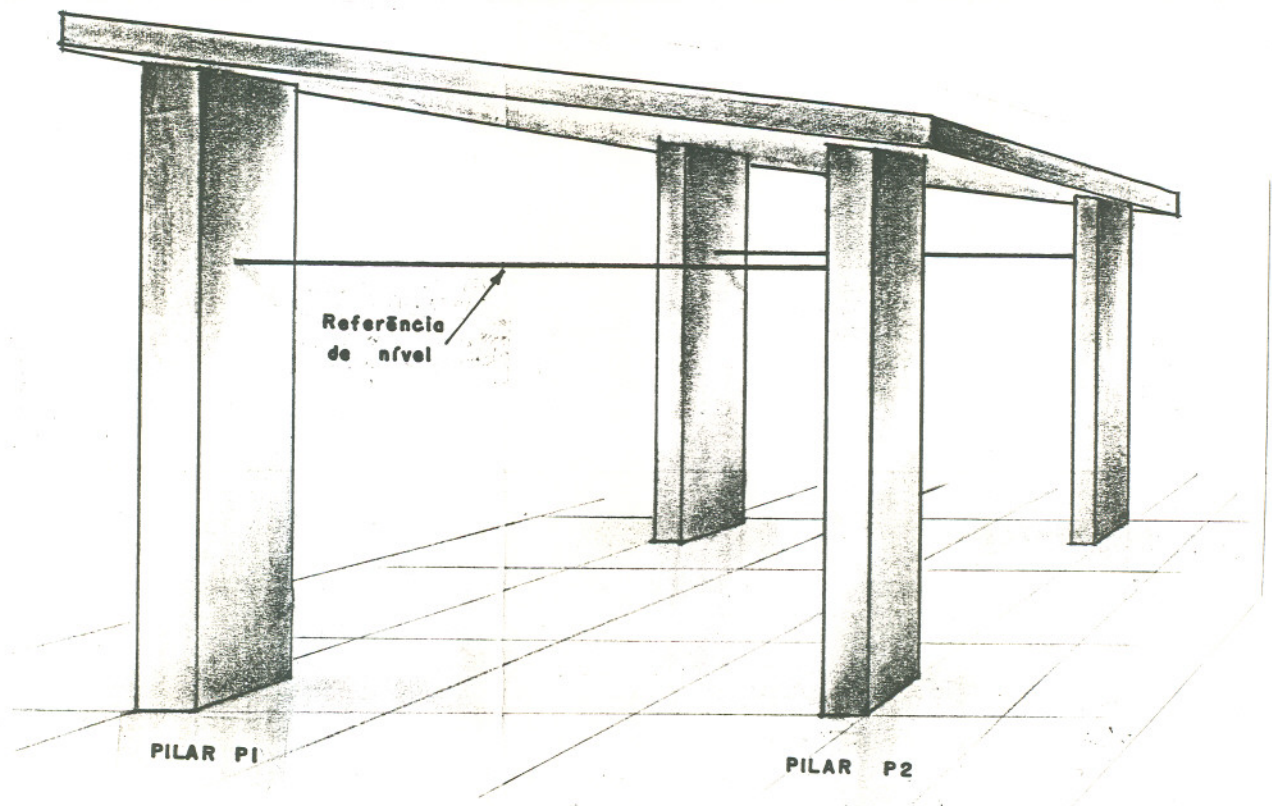


FIGURA 2.5 - Disposição das linhas de nível e forma esquemática de representação dos resultados da inspeção de desnível em lajes.

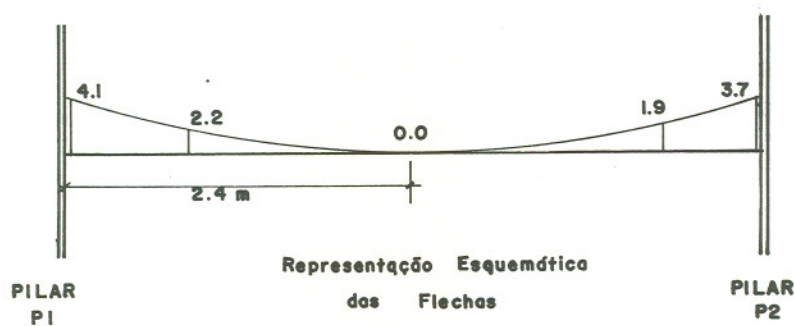
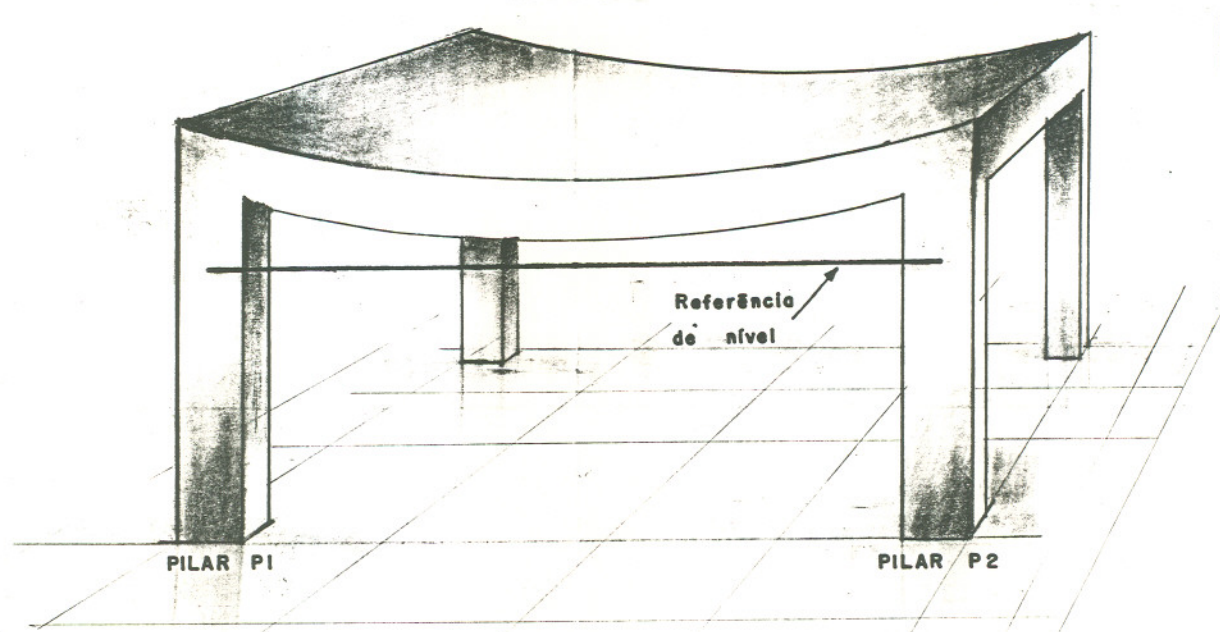


FIGURA 2.6 - Disposição das linhas de nível e representação esquemática dos resultados de inspeção de flechas em lajes.

## 2.2 - Esquemas de armadura

O conhecimento dos esquemas de armadura é básico para a avaliação de uma estrutura, correspondendo à definição da disposição e bitola das barras de aço presentes nas peças de concreto armado.

Nos casos de avaliação de estruturas onde o projeto é conhecido, a determinação dos esquemas de armadura fica muito facilitada, com as operações de inspeção geralmente restringindo-se à verificação da concordância ou não com o especificado no projeto. Desta forma, concentra-se a inspeção naquelas peças consideradas de maior responsabilidade e, assim mesmo, nas seções de centro de vão e próximas aos nós (intersecções entre peças estruturais). A partir da inspeção não generalizada da estrutura, é possível o estabelecimento empírico do nível de controle usado na execução e, sob julgo do avaliador, pode-se assumir que as peças não inspecionadas apresentem a armadura prevista e disposta como especificado no projeto.

Poucas ou imprecisas informações sobre os esquemas de armadura podem conduzir a avaliações equivocadas da estrutura, podendo até mesmo inviabilizá-la principalmente nos casos em que os projetos estruturais (plantas de armadura) não são disponíveis.

Segundo GONZALEZ VALLE (52), o conhecimento dos esquemas de armadura é o aspecto que representa maior dificuldade operativa na inspeção da estrutura. Frente a essa realidade, a inspeção para a sua determinação deve ser criteriosa e racional, podendo ser estabelecida a partir das seguintes considerações:

- deve-se preferencialmente inspecionar as peças estruturais que em caso de colapso representem risco a toda a estrutura.
- os elementos de concreto armado sujeitos à flexão simples e flexão composta apresentam variações da

resistência diretamente em função das armaduras. Para os elementos sob compressão axial esta dependência é menos acentuada (37).

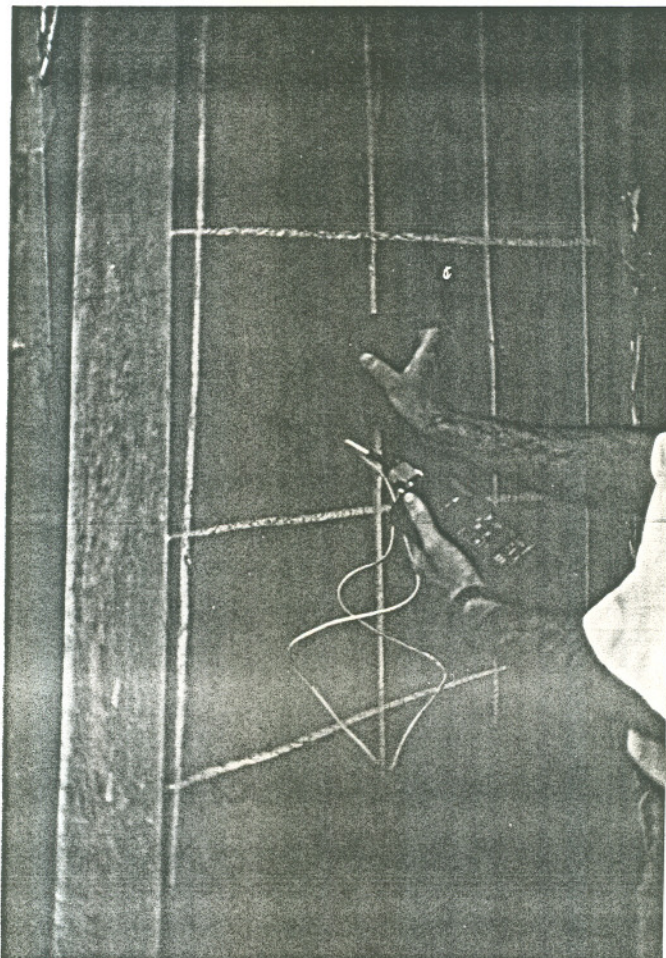
- geralmente, nas estruturas de edifícios, os esquemas de armadura das lajes e das vigas se repetem para os vários pavimentos tipo.

Para a determinação dos esquemas de armadura pode-se utilizar, em conjunto ou separadamente, os seguintes métodos:

- **ensaio magnético** - trata-se da utilização do aparelho conhecido como *pacômetro*, capaz de criar um campo magnético e registrar sua alteração quando afetado por uma barra de aço embebida no concreto. Segundo a magnitude do campo magnético produzido e afetado pela barra de aço, faz-se a estimativa da posição, diâmetro e profundidade da armadura presente no concreto. Dentre outros fatores, a precisão da verificação é influenciada pela espessura do cobrimento e pelo espaçamento entre as barras. Particularmente é observada baixa precisão quando o cobrimento do concreto tem espessura aproximadamente igual ao espaçamento das barras ou existe alta concentração de armaduras (8). A inspeção com pacômetro está ilustrada na FOTOGRAFIA 2.1.

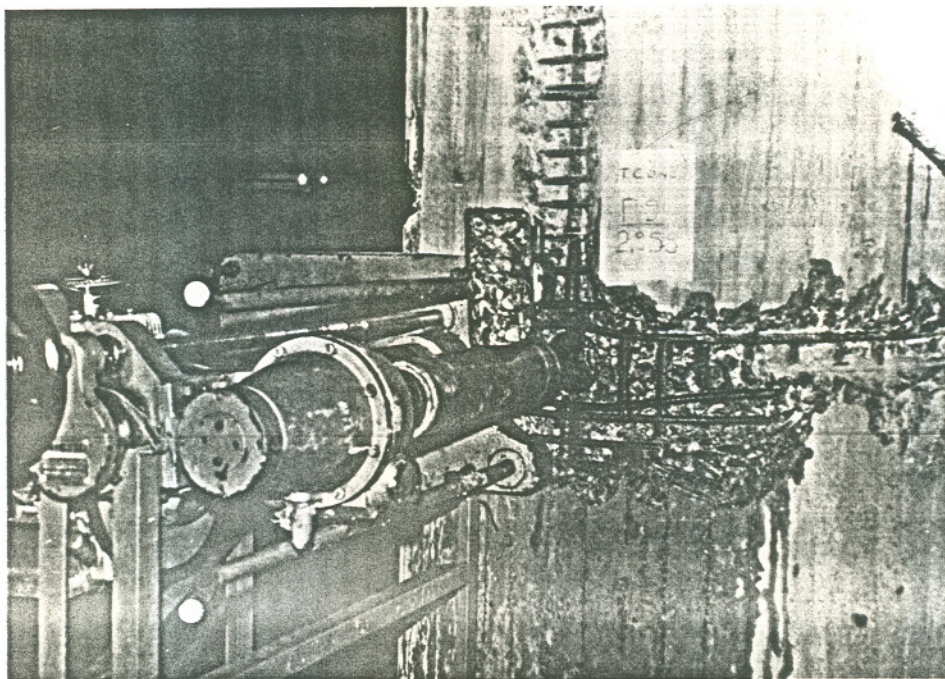
- **avaliação radiográfica** - trata-se, basicamente, de conseguir um "retrato" do interior da peça através da emissão de raios-x ou raios-gama (68). Apesar dos excelentes resultados verificados, a utilização deste método não é difundida principalmente devido ao alto custo e a problemas de segurança dos operadores frente aos produtos radiativos.

- **radar** - o mapeamento das barras de aço nas peças estruturais é feito através da detecção da reflexão de pulsos eletromagnéticos de alta frequência emitidos por um transdutor (44).



FOTOGRAFIA 2.1 - Inspeção com a utilização do pacômetro (localização das armaduras de um pilar).

- remoção do cobrimento do concreto - podendo ser empregado para a calibração dos métodos anteriores, a inspeção visual das armaduras a partir da remoção do cobrimento do concreto é tido, por si só, como o mais seguro e confiável de todos os métodos disponíveis para a determinação dos esquemas de armação de estruturas acabadas (52,56). A inspeção feita desta forma se dá pela retira de faixas do cobrimento do concreto (geralmente com largura não superior a 10 cm), através de ponteiro e marreta. A FOTOGRAFIA 2.2 ilustra um caso de inspeção em pilar.



FOTOGRAFIA 2.2 - Inspeção da armadura de pilares com a remoção do cobrimento do concreto (3).

### 2.3 - Levantamento de ações

Em uma estrutura, denomina-se ação qualquer causa capaz de produzir estados tensionais ou de modificar os já existentes (57).

Sendo a verificação da segurança estrutural o objetivo último da avaliação das estruturas acabadas, o que se dá pela análise da capacidade resistente frente às solicitações, o conhecimento das ações que atuam ou poderão atuar na estrutura

---

(3) Note-se na FOTOGRAFIA 2.2, além da remoção do cobrimento do concreto para inspeção do posicionamento e bitola das barras de aço, a extração de um testemunho de concreto e o preparo para a extração de um testemunho da armadura longitudinal do pilar. (trabalho técnico realizado pelos Engs. Paulo Helene e Wellington L. Repette - Rio de Janeiro/1989)

é fundamental. Pode também ser indispensável a definição de ações que já solicitaram a estrutura, muitas vezes causa motivadora de anomalias, e por conseguinte, das avaliações.

Na concepção do projeto estrutural as ações são previstas conforme as normalizações de cada país. No Brasil, para edifícios, a definição se dá pelas recomendações das normas NBR 6118 (16) e NBR 6120 (17), ambas da ABNT. No entanto, a não compatibilidade da execução e uso das estruturas para com relação as especificações de projeto são as causas substanciais para a alteração das ações previstas.

Segundo o CEB 192 (44), as ações básicas a serem levantadas nas avaliações correntes de estruturas acabadas são as cargas mortas (também ditas cargas permanentes) e as cargas vivas (cargas acidentais). Conforme as particularidades de cada caso, pode ser imprescindível a consideração de ações complementares, tais como: vento, efeitos térmicos, etc.

### 2.3.1 - Cargas permanentes (4)

As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura e por todas as sobrecargas fixas (16) (cargas de acabamento e de instalações prediais, por exemplo). De outra forma, as cargas permanentes são entendidas como o peso próprio da edificação (peso próprio da estrutura e de todos os materiais incorporados a ela).

As cargas permanentes podem ser estimadas através do levantamento das dimensões dos vários componentes da edificação e pelo uso das massas específicas dos materiais indicados pelas normalizações. Quando uma maior precisão é requerida, as massas específicas efetivas dos materiais da edificação podem ser obtidos através de coleta de amostras e ensaios.

---

(4) Por conformidade aos textos das NBR 6118 (16) e NBR 6120 (17), optou-se pela designação das cargas em "cargas permanentes" e não "cargas mortas" e também em "cargas acidentais" em substituição a "cargas vivas"



Mesmo para os casos em que os projetos são disponíveis, na avaliação de estruturas acabadas é recomendável que as cargas permanentes sejam determinadas a partir de informações da estrutura, pois pode haver diferenças significativas nas dimensões dos componentes e nas massas específicas dos materiais (44,8).

### 2.3.2 - Cargas acidentais

Carga acidental é toda aquela que pode atuar sobre a estrutura em função do seu uso (pessoas, móveis, veículos, etc) (17). A magnitude, a localização e a orientação das cargas acidentais são dependentes do uso particular atribuído à parte considerada da estrutura (8).

Além do valor, disposição e forma de distribuição das cargas produzidas por cada elemento do carregamento acidental (pessoa, móvel,...), numa estimativa mais aprimorada das cargas acidentais considera-se a probabilidade da ocorrência simultânea destes elementos.

Estes aspectos, que devem ser observados quando do estabelecimento das cargas acidentais, dificultam ou mesmo inviabilizam a sua definição a partir de inspeções das estruturas, justificando-se apenas em situações esporádicas e particularizadas.

Desta forma, na maioria dos casos é aceitável que o estabelecimento das cargas acidentais para avaliação das estruturas acabadas se dê pela adoção dos valores recomendados nas normas vigentes (44,8) (5), restringindo-se a inspeção a apenas determinar o uso dado a cada parte da estrutura, como por exemplo verificar se um dormitório de empregada não está sendo usado como dispensa de produtos diversos.

---

(5) No Brasil, as cargas acidentais para edificações são definidas pela NBR 6120 (17) e nos EEUU pela ANSI A-58.1 - "Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Building and Other Structures", da American National Standards Institute.

### 2.3.3 - Outras ações

Considerando-se as características peculiares de cada estrutura avaliada, pode ser necessária a determinação de outras ações, além das cargas permanentes e acidentais, que tornem possível uma análise mais criteriosa e confiável do nível de segurança. A seguir apresenta-se as consideradas relevantes:

#### a) Ação do vento

Para o estudo da ação do vento em uma estrutura é necessário o conhecimento dos parâmetros meteorológicos e aerodinâmicos envolvidos (26).

Por parâmetros meteorológicos pode-se entender os aspectos inerentes ao vento, tais como: velocidade, direção e tempos de recorrência e de duração. Os parâmetros aerodinâmicos estão relacionados com o surgimento de pressões a partir da interação do vento com a estrutura (edificação). Esta interação é basicamente influenciada pela forma e localização da estrutura.

A eventual utilização de equipamentos para o registro de dados meteorológicos relacionados ao vento (os anemômetros para verificar a velocidade, por exemplo), pouco contribuem para a avaliação das estruturas acabadas, pois o pequeno tempo disponível às inspeções geralmente fazem com que os dados não representem as possíveis variações sazonais. Quanto aos aspectos aerodinâmicos, uma análise criteriosa das ações do vento só poderia ser obtida através de ensaios de modelos reduzidos em túneis de vento (33), restringindo-se a casos esporádicos de avaliações de estruturas.

Frente à complexidade da questão, nos casos correntes de avaliação é inevitável que o estabelecimento das ações do vento se dê pelas recomendações das normas vigentes (6).

---

(6) No Brasil as ações do vento são estabelecidas a partir da NBR 6123 - "Forças devidas ao vento em edificações", da ABNT.

### b) Efeitos térmicos

"Quando restringidas, a expansão e a contração da construção devidas a variações diárias e sazonais da temperatura ambiente podem causar esforços significantes aos elementos estruturais" (8).

Para a avaliação das estruturas acabadas, por vezes é necessário a investigação das variações de temperatura a que estas estão sujeitas. Sendo a temperatura um fator climático e, portanto, sujeito a variações sazonais influenciadas pelo macro e microclima, a inspeção, preferencialmente, deve-se dar por consulta aos bancos de dados climatológicos da região onde se encontra a estrutura.

Por outro lado, para aqueles ambientes climatizados da construção (salas frias, câmaras de refrigeração, etc) onde o efeito térmico necessitar ser avaliado, a magnitude dos valores e das variações da temperatura podem ser obtidos através da instalação de termômetros.

Os efeitos térmicos decorrentes das variações da temperatura são determinados utilizando-se os coeficientes de dilatação térmica do concreto armado, assumidos a partir das recomendações das normas vigentes (7), ou determinados por ensaios de amostras da estrutura (para os casos especiais de avaliação).

### c) Cargas de neve

Apesar de representarem risco de segurança fundamentalmente às coberturas das construções (33), as cargas de neve podem provocar danos que comprometam as estruturas. Como fatores associados à ação das cargas de neve destacam-se a intensidade e duração das cargas e as formas dos telhados.

---

(7) De forma geral, pela NBR 6118 (16), o valor do coeficiente de dilatação térmica do concreto armado é de  $10^{-5}$  por grau centígrado.

No Brasil, a definição de cargas de neve pode ser necessária à avaliação de estruturas situadas nos estados da Região Sul (Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul). Como para o projeto de edificações a carga de neve sequer é mencionada pela NBR 6118 (16), o estabelecimento de suas ações pode ser realizado através de dados climatológicos regionais e pela utilização de normas internacionais à critério do avaliador (8).

## 2.4 - Levantamento de patologias

### 2.4.1 - Fissuras (9)

Dentre as manifestações patológicas mais importantes do concreto armado estão as fissuras (57), podendo acarretar desde perdas econômicas devido a gastos com recuperação, até danos que comprometam a segurança estrutural.

As fissuras podem ocorrer quando o concreto ainda está no estado plástico, portanto logo nas primeiras horas após a execução da estrutura; ou no estado endurecido, ao longo de sua vida útil (80). Na primeira situação, as causas para a ocorrência são geralmente associadas a imperfeições na confecção das fôrmas e descuidos nas operações de concretagem. No segundo caso, dentre as inúmeras causas, pode-se admitir como básicas o aparecimento de fissuras pelo surgimento de tensões oriundas de alterações volumétricas restringidas como também de cargas aplicadas à estrutura (3).

---

(8) Como podem ser a BS 6399:Part 3-"Code of practice for imposed roof loads" e a ANSI A-58.1-"Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Building and Other Structures".

(9) A rigor, a NBR 8802 "Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica" apresenta uma diferenciação entre os termos fissura e trinca, como sendo:

- **fissura** - é a ruptura ocorrida no material sob ações mecânicas ou físico-químicas com abertura superficial de até 0,5 mm.

- **trinca** - é a ruptura ocorrida no material sob ações mecânicas ou físico-químicas com abertura superficial superior a 0,5mm.

Em virtude de ser mais corrente, o termo fissura foi adotado neste trabalho também para aberturas maiores do que 0,5mm

Conforme DAL MOLIN (48), a influência das fissuras nas estruturas de concreto armado se dá segundo os aspectos de durabilidade, estanqueidade, estética e deformabilidade. Destes, parece ser a deformabilidade das peças estruturais sob fissuração o que constitui risco mais direto à segurança. Considerando-se que a deformabilidade dos diversos componentes é responsável pela configuração final da estrutura e pela distribuição interna dos esforços, o risco à segurança causado pelas fissuras fica evidente a partir das conclusões de BURMAN (36), para quem as mesmas podem causar um relaxamento ou uma redistribuição dos esforços internos das peças.

Quanto à influência das fissuras na durabilidade e estanqueidade, o comprometimento da segurança da estrutura acontece por efeitos secundários, como podem ser, respectivamente, a corrosão das armaduras e o surgimento de sobrecargas não previstas (como o caso de infiltrações de água em compartimento antes vazio, por exemplo).

A análise e inspeção da estrutura quanto a ocorrência das fissuras deve ser feita sob certas considerações básicas:

- por vezes, a existência de fissuras na superfície de uma peça de concreto armado é parte integrante e inerente ao próprio material (48), não representando necessariamente riscos à segurança estrutural.
- a ocorrência de fissuras com aberturas até certos limites pode ser aceitável mesmo quando os critérios de avaliação da estrutura fundamentam-se em estados limites de utilização, onde, basicamente, as tolerâncias são fixadas em função do risco à durabilidade e bem estar do usuário, e não à estabilidade estrutural (10).
- a ocorrência das fissuras nas peças de concreto armado representa uma descontinuidade da seção de

---

(10) É o caso típico do que estabelece a NBR 6118 (16) no item 4.2.2 quando especifica as tolerâncias para abertura de fissuras frente aos estados limites de utilização (estado de fissuração inaceitável).

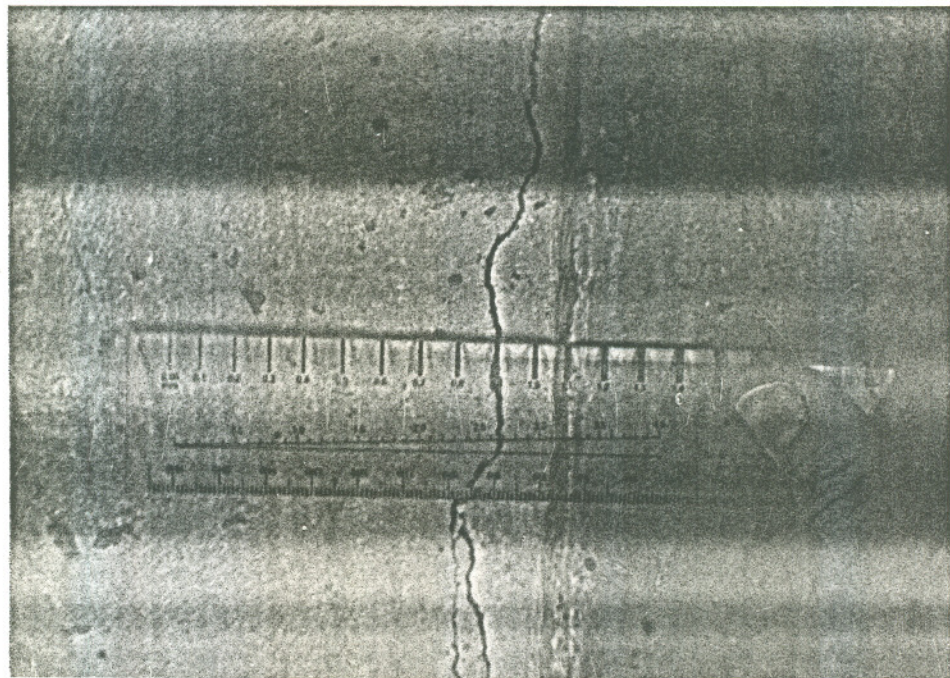
concreto, comprometendo principalmente as peças cuja capacidade portante depende mais diretamente da resistência deste material (36).

- nas estruturas correntes, a ruína de pilares pode levar à instabilidade total, geralmente não acontecendo por ruína de vigas e lajes. A existência de fissuras em pilares é mais preocupante.

- nas estruturas de edifícios com vários pavimentos tipo, as fissuras das lajes e vigas devem ser consideradas mais preocupantes quando forem sistemáticas (11).

Na inspeção de fissuras, observa-se os seguintes aspectos básicos:

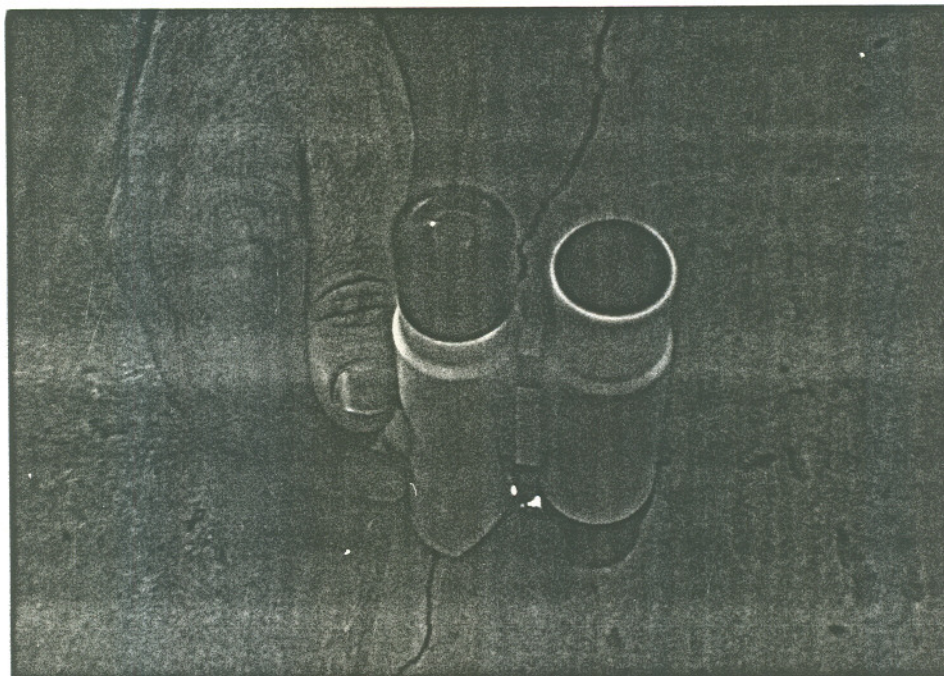
- abertura - por meio de fissurômetro ou de lupa graduada faz-se a medição da abertura das fissuras junto à superfície do concreto, conforme ilustram as FOTOGRAFIAS 2.3 e 2.4.



FOTOGRAFIA 2.3 - Utilização do fissurômetro para a medição da abertura superficial de fissuras.

---

(11) O termo "fissuras sistemáticas" aqui empregado tem o sentido de representar fissuras com ocorrência repetitiva nas mesmas peças nos vários pavimentos de uma estrutura.

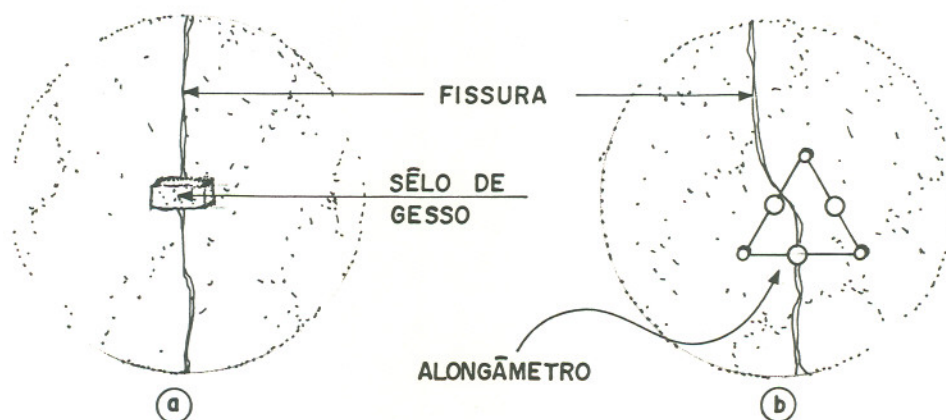


**FOTOGRAFIA 2.4 - Lupa graduada para a medição da abertura superficial de fissuras.**

- **localização** - representa-se o desenho da fissura em um "croqui" da peça estrutural em que esta se encontra, tomando-se por referência de locação uma dada extremidade da peça. Para aquelas fissuras consideradas mais importantes recomenda-se fazer a documentação por fotografias.

- **existência de movimentação** - quanto à atividade na estrutura, as fissuras são classificadas em vivas (ou ativas) e mortas (ou passivas). As fissuras vivas são aquelas que apresentam variações na abertura e/ou comprimento, e as mortas são as estabilizadas. A definição deste aspecto é básico para o entendimento de suas causas e conseqüências, e também fundamental para a escolha do processo de recuperação adequado. A inspeção da movimentação das fissuras se dá pela

utilização de selos de gesso ou de alongômetros dispostos na superfície do concreto (12), de acordo com a ilustração da FIGURA 2.7.



**FIGURA 2.7 - Disposição do alongômetro e do selo de gesso para o monitoramento da movimentação de fissuras.**

A inspeção detalhada das fissuras, com a consideração de todos os aspectos acima expostos, restringe-se geralmente àquelas fissuras que representam risco mais eminente à estrutura.

A exposição detalhada das causas e conseqüências das fissuras nas estruturas de concreto armado não é pretensão deste trabalho, sendo assunto extensivamente analisado por alguns autores (13).

#### 2.4.2 - Ninhos de concretagem

Os ninhos de concretagem caracterizam-se por regiões de concreto de baixa compacidade, ou mesmo por regiões sem a presença de concreto.

(12) Para a execução do selo de gesso, recomenda-se misturar o material a algum produto que confira a diminuição de sua higroscopicidade.

(13) Dentre os trabalhos brasileiros sobre o tema, destacam-se os realizados por DAL MOLIN (48), BURMAN (36), e THOMAZ (89).



Apesar de a NBR 6118 (16) mencionar a possível ocorrência de ninhos de concretagem devido a falhas de adensamento, é sabido que outros fatores podem suscitar o seu aparecimento:

- incompatibilidade entre as características do concreto fresco, dimensões das peças e quantidade de armadura, trazendo dificuldades às operações de lançamento e adensamento do concreto.
- falta de estanqueidade das fôrmas, provocando o escapamento de parte da argamassa do concreto.
- lançamento inadequado do concreto, principalmente ocorrendo em pilares e peças densamente armadas, onde as primeiras porções lançadas têm a argamassa aderido às fôrmas e às armaduras, causando concentração dos agregados graúdos do concreto nas regiões inferiores.

Os ninhos podem comprometer a segurança estrutural sob dois aspectos básicos:

a) de forma direta, por representarem local de baixa resistência do concreto, e/ou região de pouca aderência com a armadura, acarretando alterações nas formas e valores dos esforços e diminuição da capacidade resistente das peças estruturais.

b) de forma indireta, possibilitando a ação degenerativa do ambiente à peça estrutural, levando principalmente à corrosão das armaduras.

Em decorrência dos fatores que contribuem para o surgimento dos ninhos de concretagem, a maior incidência se dá nas partes inferiores das vigas, junto às extremidades inferiores dos pilares e paredes estruturais e na região dos nós (encontros) entre vigas e pilares, conforme ilustra a FIGURA 2.8.

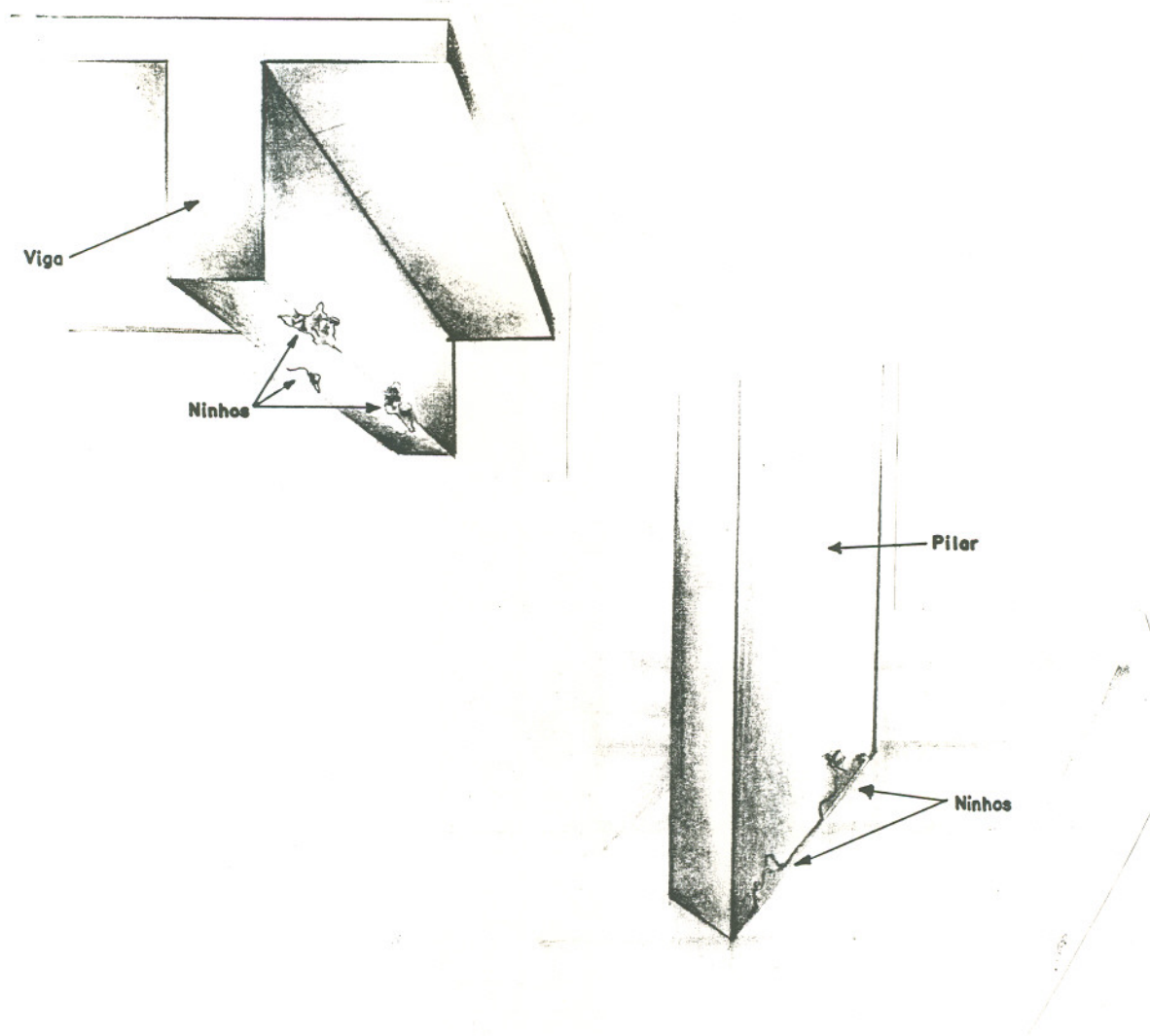


FIGURA 2.8 - Ocorrência de ninhos de concretagem em vigas e pilares - locais mais frequentes.

Na inspeção de controle de execução, ainda na fase de construção, a análise de fatores relacionados à qualidade do concreto fresco, sua adequação às peças concretadas, e a detecção de possíveis falhas nas operações de concretagem, podem conduzir à diminuição da ocorrência dos "ninhos". Já, na inspeção de estruturas acabadas, esses fatores não têm razão de serem considerados. O importante é a detecção dos ninhos para que não haja o comprometimento da avaliação da estrutura.

Após a detecção visual ou por auscultação por impacto de martelo, faz-se a remoção do concreto de baixa compacidade objetivando o conhecimento das dimensões reais do ninho. Nesta limpeza, utiliza-se como ferramentas o ponteiro e a marreta, cuidando-se para que não haja a remoção de concreto de boa qualidade. As localizações e dimensões dos ninhos devem ser representadas em um croqui das peças estruturais onde estes se fizerem presentes. Na avaliação, a parcela de esforços reagentes cabida às regiões reparadas dos ninhos de concretagem são definidas em função da qualidade dos reparos e do nível de solicitação (deformação) atuante quando estes foram executados.

#### 2.4.3 Corrosão das armaduras

No que se refere à corrosão, o concreto atua na proteção da armadura sob dois aspectos (14):

- através da proteção física, agindo como barreira à ação agressiva do ambiente, e;
- através da proteção química, conferido pelo seu caráter alcalino, propiciando o surgimento e conservação da sua passivação.

No entanto, inúmeros são os fatores que podem acarretar a alteração do quadro passivante proporcionado pelo concreto, possibilitando assim a instalação do processo de corrosão eletroquímica da armadura. Conforme salienta HELENE (53), para que haja corrosão eletroquímica da armadura no concreto, são necessárias três condições básicas:

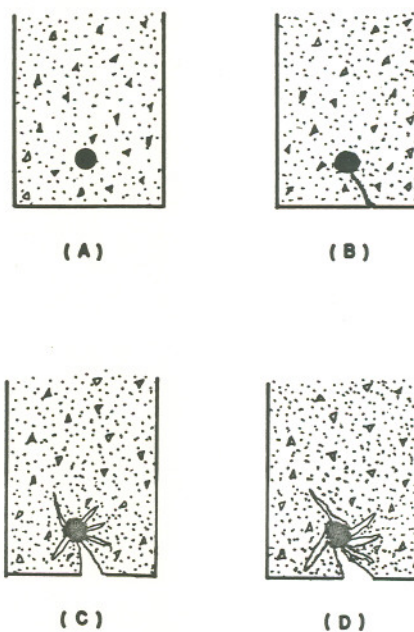
a) deve existir um eletrólito - "a água está sempre presente no concreto e geralmente em quantidades suficientes para atuar como eletrólito" (53).

b) deve existir oxigênio - o oxigênio está presente nos poros do concreto.

c) deve existir uma diferença de potencial - é o fator essencial para a instalação da pilha eletroquímica e surge entre dois pontos da barra da armadura geralmente em função de:

diferenças de permeabilidade do concreto, teores diferentes de umidade e de cimento, aeração diferencial, etc. (82):

Segundo CÁNOVAS (39), a formação dos óxidos e hidróxidos de ferro (ferrugem) acarretam volumes finais de 3 a 10 vezes superiores ao volume da armadura antes da corrosão, podendo as pressões resultantes do aumento do volume atingirem valores superiores a 15 MPa. A deterioração progressiva do concreto armado é representado a seguir na FIGURA 2.9.



**Legenda:**

- A - Concreto com armadura passivada
- B - Fissuração devido às forças de expansão dos produtos da corrosão
- C - Lascamento do concreto e exposição da armadura
- D - Aumento da perda de seção e aderência da armadura

FIGURA 2.9 - Representação da deterioração progressiva causada pela corrosão da armadura no concreto armado (53).

Para o entendimento do risco que a corrosão da armadura pode representar à segurança estrutural, faz-se importante a observação dos seguintes aspectos:

- "A aderência concreto-aço é o fenômeno básico sobre o qual se fundamenta o comportamento do concreto armado como material estrutural. Se não existisse aderência, as barras seriam incapazes de tomar o menor esforço de tração, já que o aço deslizaria sem encontrar resistência em toda sua longitude, e não acompanharia o concreto em suas deformações, que fissuraria, acarretando a ruptura brusca da peça" (57).

- A resistência das barras de aço está, dentre outros fatores, relacionada diretamente com sua seção (área transversal).

AL-SULAIMANI et alii (1) estudaram a influência da corrosão e fissuração no comportamento da aderência aço-concreto e no comportamento resistente de vigas de concreto armado, tendo chegado às seguintes conclusões:

- para taxas de corrosão aproximadamente de até 1% (correspondente à perda de massa do aço), verifica-se um aumento da aderência concreto-aço com a corrosão, explicada pelo aumento da rugosidade superficial do aço e, também, pela ocorrência de uma pressão interna causada pelos produtos de corrosão quando confinados entre o aço e o concreto;

- a perda de aderência entre o concreto e o aço acontece mais significativamente após a fissuração do concreto; e ,

- a menos nos casos de corrosão localizada (*pitting*), existe a tendência da corrosão das armaduras comprometerem a segurança estrutural principalmente em virtude da perda de aderência, e não por perda acentuada de seção da armadura. Isso porquê a fissuração do concreto geralmente acontece com taxas de corrosão inferiores àquelas que provocariam uma perda inadmissível da seção da barra de aço.

Desta forma, na inspeção da estrutura, um "quadro estático" do comprometimento da segurança devido à corrosão poderia ser feito pela detecção das regiões onde o fenômeno tenha causado a fissuração do concreto. Faz-se um levantamento visual para a avaliação das magnitudes das regiões atingidas, e em alguns pontos procede-se a retirada do cobrimento de concreto, avaliando-se a extensão da corrosão (comprimento do trecho corroído) e também a perda de seção da armadura. Cabe ressaltar que, apesar de corresponder à maioria dos casos encontrados, o procedimento de inspeção acima descrito não se aplica quando a corrosão das armaduras se dá em meios muito úmidos ou em concretos pouco compactos, já que o produto de corrosão pode "fluir" de dentro do concreto ou mesmo preencher os seus vazios internos, não acarretando a fissuração do material, apesar de haver perda considerável da seção da armadura.

Para a maioria dos casos de avaliação de estruturas acabadas, uma informação bastante importante, e às vezes essencial, diz respeito à cinética do processo corrosivo das armaduras, estimando-se assim o período com que a estrutura desempenhará satisfatoriamente as suas funções e tornando possível também uma melhor racionalização de recursos para a recuperação. Quando estas informações são requeridas, é imprescindível o emprego de técnicas eletroquímicas de inspeção.

Muitas têm sido as técnicas eletroquímicas de ensaio desenvolvidas para o monitoramento do processo corrosivo, podendo-se citar: resistência elétrica, potenciais de eletrodo, ruídos eletroquímicos, curvas de polarização, resistência de polarização e impedância eletroquímica. Dessas, a de potencial de eletrodo não possibilita determinações qualitativas a respeito da cinética do processo (42). Dentre as outras, a técnica de resistência de polarização destaca-se como a que mais tem sido utilizada para a determinação da velocidade instantânea de corrosão nas avaliações de estruturas acabadas (15). A apresentação detalhada dos

princípios e formas de utilização das técnicas eletroquímicas para a avaliação do processo corrosivo das armaduras do concreto armado não é objetivo deste trabalho, sendo tema específico de inúmeras pesquisas (14).

Nos casos de estruturas onde a corrosão das armaduras é intensa e significativa, a avaliação da estrutura acabada pelo método analítico fica bastante comprometida, já que a modelação matemática do comportamento das peças é bastante difícil. Nestes casos, emprega-se geralmente o método de provas de carga como método único de avaliação ou como método complementar a uma eventual avaliação analítica.

## 2.5 - Resistência dos materiais

Dentre as várias propriedades mecânicas (15) dos materiais empregados nas estruturas de concreto armado, a resistência do concreto à compressão e a resistência do aço à tração, com valores expressos em termos de suas variabilidades, são os parâmetros básicos fundamentais para o estabelecimento da capacidade resistente da estrutura e, por conseguinte, do nível de segurança.

Por isso, quando se trata de avaliação de estruturas sobre o aspecto de resistência, é frequente considerar-se os termos "qualidade" e "resistência" associadas às resistências mecânicas à compressão do concreto e à tração do aço.

Para GONZALEZ VALLE (52), a verificação da qualidade dos materiais de uma estrutura acabada com vistas a avaliação da sua segurança deve partir da consideração dos aspectos básicos, apresentados e brevemente comentados a seguir:

---

(14) Com destaque internacional nas pesquisas das técnicas eletroquímicas está a equipe orientada por Carmen Andrade, do IETcc, Espanha. No Brasil, nas pesquisas desenvolvidas em concreto sobre a utilização destas técnicas, têm destaque Wolynech, Paulo Helene, Bauer e Cascudo, da EPUSP, Telma de Miranda do INT (RJ) e Luiz Miranda da COPPE/RJ.

(15) VAN VLACK (93) aponta como propriedades mecânicas dos materiais: a resistência mecânica, a elasticidade, a ductilidade, a fluência, a dureza e a tenacidade.

a) Variabilidade da qualidade do material - Em virtude dos processos de fabricação e de colocação na estrutura, se comparado ao aço, o concreto é suscetível de apresentar uma maior dispersão de sua resistência.

b) Influência da resistência do material na segurança das seções - É conhecido o fato de que o aço e o concreto colaboram e influem diferentemente no nível de segurança das peças. CALAVERA (37) concluiu que para peças sob flexão simples o aço é preponderante, enquanto que para peças sob compressão e flexo-compressão a segurança é grandemente afetada pela variação da resistência do concreto.

c) Nível de análise que se pretende empregar na avaliação - Pode-se pretender empregar tanto conceitos determinísticas como semi-probabilísticas para a avaliação da estrutura ou das peças isoladamente. Desta forma, há alterações significativas nas formas de amostragem e de escolha dos ensaios para a determinação da resistência dos materiais.

d) Limitações na aplicação dos ensaios de inspeção - A confiabilidade da inspeção da resistência dos materiais está diretamente relacionada com as limitações inerentes aos mais diversos métodos de ensaios de inspeção. Este fator é determinante para a concepção dos planos de ensaio (inspeção), além de afetar as formas de avaliação.

Mesmo que de maneira implícita, estes aspectos devem ser considerados de forma que a inspeção das resistências dos materiais seja racional, possibilitando a avaliação coerente da estrutura acabada.



### 2.5.1 - Aço

A princípio, a inspeção e análise das características das barras de aço (16) presentes nas estruturas acabadas de concreto armado particularizam-se devido a dois aspectos básicos, apresentados à seguir e ilustrados esquematicamente na FIGURA 2.10.

a) Por tratar-se de um produto de origem industrial "com qualidade controlada ao longo de todo o processo de fabricação" (40), pode-se esperar baixa variabilidade das propriedades físico-mecânicas das barras de aço (17)

b) As propriedades físico-mecânicas das barras de aço já incorporadas no concreto podem ser consideradas as mesmas de antes da utilização na estrutura (18), não havendo o que poderia se chamar de "influência de transposição" devido à execução. Este aspecto é bastante distinto para o caso do concreto, como é abordado no item 2.5.2.

Em tese, a partir destes aspectos, a determinação das propriedades das barras de aço presentes nas estruturas acabadas poderia se dar, com elevada confiabilidade, mesmo sobre um número reduzido de amostras. No entanto, a qualidade do aço produzido está associada ao desenvolvimento tecnológico de cada país, ou ainda, de cada siderúrgica ou indústria de transformação. Desta forma, tanto para a fixação do plano de inspeção como para a avaliação, deve-se procurar conhecer a procedência das barras de aço, suspeitando-se daqueles casos em que foram produzidas por siderúrgicas pouco tradicionais.

---

(16) Neste trabalho não considera-se a distinção entre barras e fios, adotando-se a primeira designação como genérica.

(17) Esta baixa variabilidade é implicitamente assumida pela NBR 7480 (21), quando, por exemplo, um lote de barras com diâmetro de 12,5 mm e com 8000 metros de comprimento, pode ser representado por um exemplar de 2.20 m de comprimento.

(18) Considerando-se que na execução tenham sido tomados os devidos cuidados, principalmente no que se refere a possíveis emendas a quente.

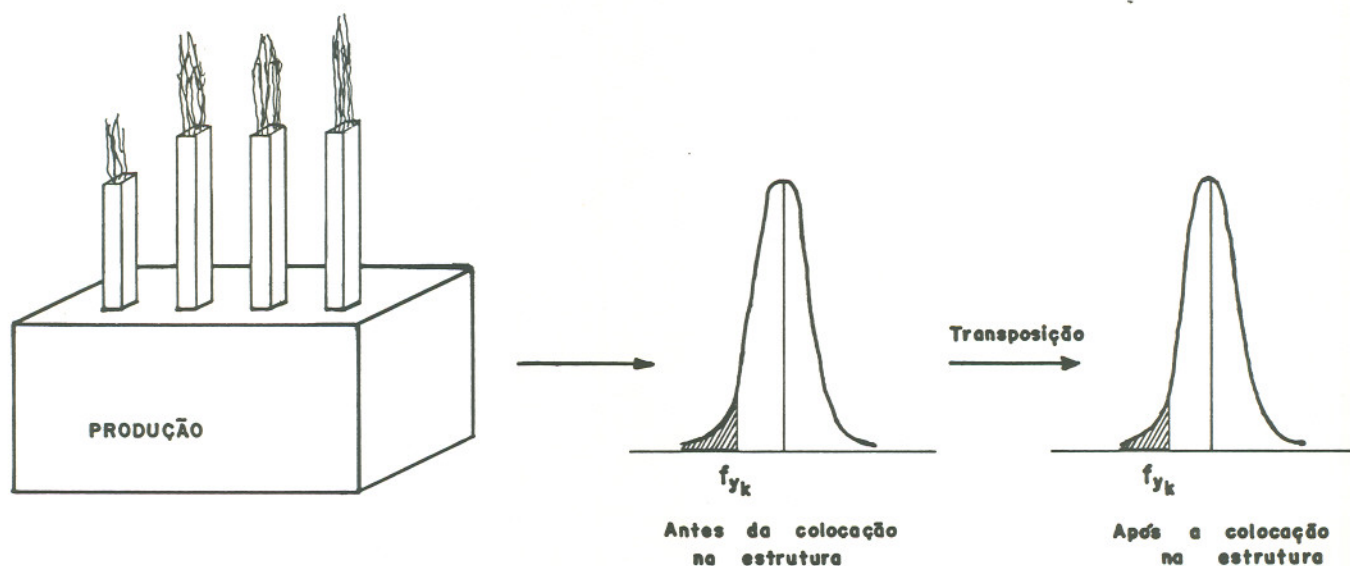


FIGURA 2.10 - Representação da baixa variabilidade das propriedades físico-mecânicas do aço (antes e depois de colocados na estrutura).

Na caracterização das barras de aço para a avaliação de estrutura acabadas, em geral dois aspectos devem ser observados:

- as propriedades mecânicas à tração, expressas pela classe e categoria dos aços: e
- a conformação superficial das barras, identificando-se a existência e o tipo das saliências, responsáveis pelas condições de aderência aço-concreto.

Para a inspeção de caracterização das barras de aço, dois métodos são preconizados pelo ACI 437R (8) e por GONZALEZ VALLE (52):

- método que poderia-se classificar como indireto, com caracterização feita a partir de informações outras, que não obtidas pelos ensaios de testemunhos extraídos.

- método aqui classificado como direto, onde a caracterização é feito sobre segmentos de barras extraídas da estrutura.

Deve-se considerar que a utilização de ensaios não-destrutivos para a caracterização das barras de aço parece ainda não ser possível devido a inexistência de técnicas que proporcionem uma inspeção rápida, econômica e precisa. O pouco progresso neste sentido é evidente, pois no ACI 437R-67 (7), de 1967 e reprovado em 1982, aventava-se a possibilidade da utilização destes tipos de ensaio caso viessem a ser desenvolvidos, mas, no ACI 437R (8), de 1989, esta possibilidade sequer é mencionada.

#### 2.5.1.1 - Método indireto

Em função das motivações e objetivos da avaliação, bem como das particularidades da estrutura, pode ser uma opção do avaliador a caracterização das barras de aço sem a necessidade da extração de testemunhos. Algumas informações podem conduzir a conclusões úteis para a avaliação, tais como:

- através dos memoriais de compra ou de recebimento dos materiais pode-se determinar a procedência e as características nominais das barras, cabendo ao avaliador confiar ou não na qualidade da produção da siderúrgica.
- caso sejam disponíveis os relatórios técnicos dos ensaios de controle de recebimento por parte da obra, pode-se assumir que as características das barras na estrutura são iguais às apontadas pelo controle (19).
- com a retirada do cobrimento de concreto, expõem-se alguns pontos das barras de aço, objetivando-se a caracterização das mesmas através da verificação das marcas de laminação, que indicam a procedência e a

---

(19) Isto porque não há consideráveis alterações nas propriedades das barras em decorrência da execução da estrutura.

categoria do material (20). Desde que produzidas por indústrias idôneas, esta informação é de grande valia.

No emprego deste método, muito úteis são os conhecimentos sobre o histórico de produção e emprego das barras de aço utilizadas na região onde se encontra a estrutura, sendo possível, em determinados casos, fazer a determinação simplesmente através das características das suas conformações superficiais, por exemplo.

#### 2.5.1.2 - Método direto

Nos casos em que as informações "básicas" são poucas e não confiáveis, ou as motivações e os objetivos específicos da avaliação exigem a caracterização mais precisa das barras de aço, devem ser realizados ensaios sobre testemunhos extraídos da estrutura (21).

Para a definição dos locais de extração, o ACI 437R (8) faz as seguintes recomendações:

- os testemunhos devem ser extraídos de região da peça onde a armadura apresente mínima tensão; e
- não é recomendável a extração de dois testemunhos na mesma seção transversal da peça estrutural.

Em adição a essas, pode-se propor as seguintes recomendações:

- na liberação da barra de aço (remoção da porção de concreto que a envolve), preferencialmente deve-se

---

(20) A NBR 7480 (21) obriga que as barras com bitola igual ou superior a 10 mm, com mossas ou saliências, apresentem as marcas de laminação de 2 em 2 metros ao longo do seu comprimento. Observa-se no entanto, que algumas siderúrgicas não respeitam essa determinação.

(21) No Brasil, as especificações exigíveis para as barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado, bem como a indicação de normas de ensaio para a verificação das suas conformações, são apresentadas na NBR 7480 - "Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado-Especificações".

utilizar ponteiro e marreta, evitando-se o emprego de equipamentos com alta energia de impacto. Com isso pretende-se evitar que haja maiores danos tanto ao concreto da peça como à barra de aço;

- a extração de um segmento de barra da armadura longitudinal não deve afetar as armaduras transversais;
- caso o corte da barra seja feito com maçarico, deve-se cuidar para que as barras vizinhas não sejam atingidas;
- deve-se procurar a extração de segmentos de barra com o menor comprimento possível, de forma que poucos danos sejam causados às peças estruturais (22).

Em virtude das particularidades do material e do seu emprego nas estruturas de concreto armado, pode ser mais indicada a caracterização por *atributos* do que por *variáveis*. Na caracterização por *atributos* o avaliador restringe-se a comparar a conformidade das barras de aço da estrutura às várias classificações de fabricação, sendo então importante que o avaliador conheça as várias classificações nominais das barras de aço produzidas no país na época da execução da estrutura investigada. Se, por outro lado, a caracterização das barras for feita por *variáveis*, o número de dados tende a ser grande, pois o intuito é definir estatisticamente as suas propriedades, independentes de serem ou não conformes com as características de fabricação.

### 2.5.2 - Concreto

Dentre os itens da estrutura, talvez seja a resistência à compressão do concreto o mais importante e também o mais complexo de ser avaliado.

---

(22)A definição deve ser feita considerando-se o diâmetro da barra, as características dos equipamentos de ensaio e da região afetada pelo corte para a extração. Geralmente não é necessário um comprimento superior a 70 cm.

Muito tem-se pesquisado a respeito do comportamento e das propriedades do concreto nas estruturas, com avanços observados no estabelecimento de bases tanto para o projeto como para a execução e uso das obras de concreto armado. Essa busca de conhecimento conduziu ao desenvolvimento de inúmeros métodos de ensaio para a inspeção do concreto "in-situ", tornado muito particular a análise deste material nas estruturas acabadas.

Na inspeção e avaliação da resistência do concreto nas estruturas acabadas, devem ser considerados alguns aspectos básicos apresentados a seguir e ilustrados esquematicamente na FIGURA 2.11.

a) no projeto estabelece-se a resistência requerida do concreto, estimando-se sua variabilidade e idealizando-se condições de produção, controle e emprego na estrutura.

b) durante a execução da estrutura, o concreto produzido é controlado por meio de corpos de prova, que não representam necessariamente a mesma resistência do concreto presente nas peças estruturais. Por esta razão, os resultados dos ensaios dos corpos de prova por si só não conduzem à aceitação ou rejeição do concreto da estrutura, devendo-se analisar também fatores associados à qualidade do processo executivo empregado.

c) na inspeção das estruturas acabadas, além de serem empregados métodos de ensaio distintos ao do controle de produção, o concreto tem incorporadas variabilidades devidas a inúmeros fatores, tais como: mão-de-obra; posicionamento nas peças estruturais; e influências da cura, idade e solicitações.

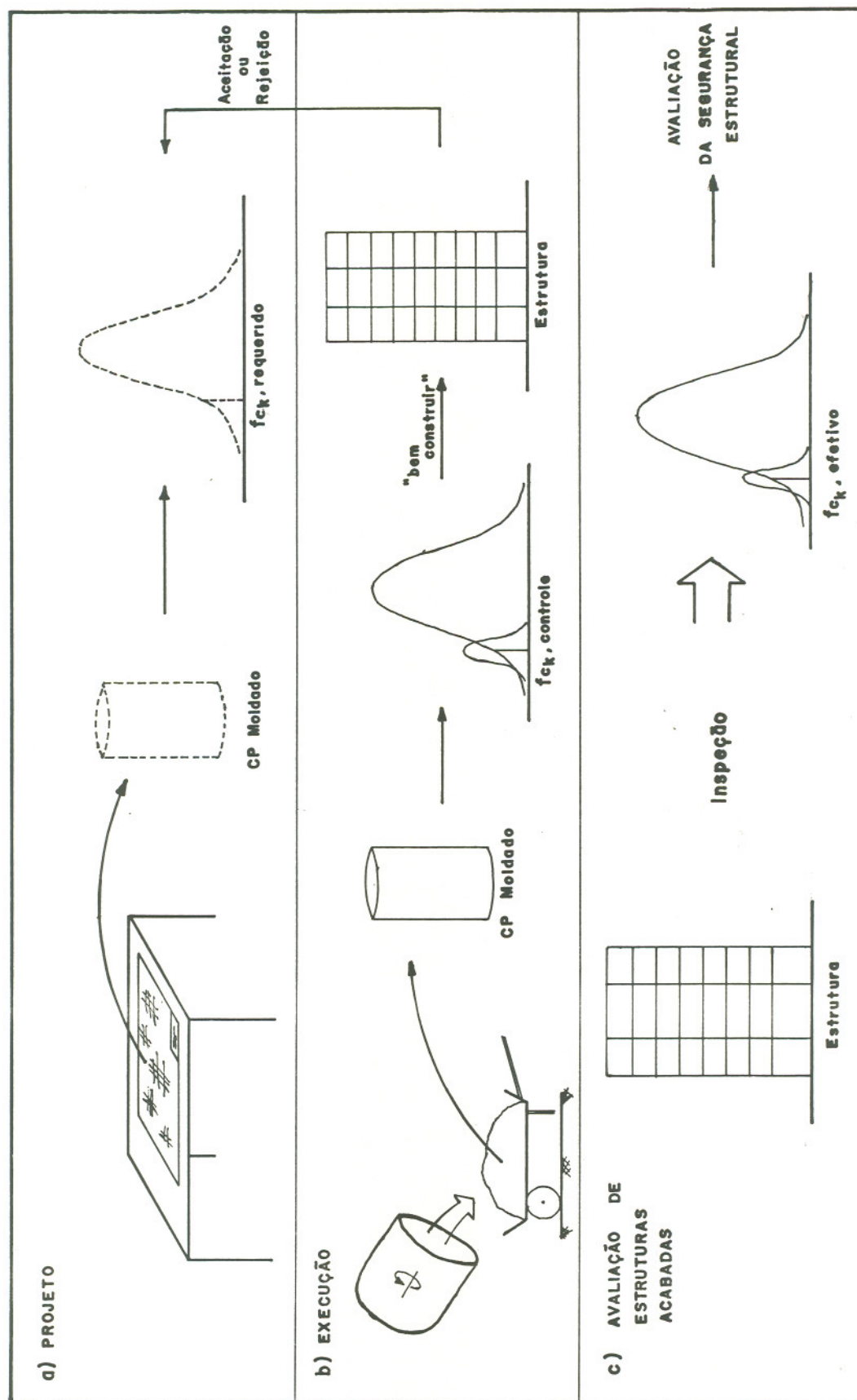


FIGURA 2.11 - Representação esquemática das diferentes resistências do concreto.

Por haver "influências de transposição" devidas aos processos de colocação do concreto nas estruturas, a determinação da resistência do material presente nas estruturas se dá basicamente a partir da inspeção "in-situ" (método direto), descartando-se a possibilidade de fazê-lo somente através de informações da produção e emprego na estrutura (método indireto).

Em virtude da complexidade e importância da inspeção da resistência do concreto para a avaliação da maior parte das estruturas de concreto armado, aborda-se detalhadamente este tema no Capítulo 3 desta dissertação.



## CAPÍTULO 3

### INSPEÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO DA ESTRUTURA

#### 3.1 - Aspectos da resistência do concreto na estrutura

O conhecimento de alguns aspectos básicos sobre as características mecânicas do concreto na estrutura, tais como:

- a variação da resistência em função do tipo de elemento estrutural e posição do concreto no elemento investigado;
- diferenças entre a resistência potencial e a resistência efetiva do concreto; e
- o desenvolvimento da resistência do concreto na estrutura em função de sua idade,

são essenciais para o estabelecimento de planos de inspeção racionais e para a interpretação coerente dos resultados, sobretudo quando os objetivos da análise diferem entre:

- comparar resultados da resistência do concreto da estrutura com o especificado no projeto;
- obter valores da resistência do concreto para fins de avaliação da segurança da estrutura.

##### 3.1.1 - Diferença entre resistência efetiva e resistência potencial

A introdução da segurança no projeto de estruturas de concreto armado fundamenta-se, dentre outros fatores, no estabelecimento de uma resistência característica do concreto à compressão  $f_{ck}$ ,

definida a partir de conceitos estatísticos empregados aos resultados das tensões de ruptura à compressão axial de corpos de prova cilíndricos de relação altura/diâmetro igual a 2, moldados, curados e ensaiados conforme procedimentos-padrão pré-estabelecidos.

Durante a execução, faz-se o controle da resistência do concreto produzido através da retirada de amostras representativas das unidades produtoras (betoneiras), com as quais confeccionam-se corpos de prova que são moldados, curados e rompidos conforme os procedimentos-padrão (1) idealizados na fase de projeto.

A resistência obtida a partir da ruptura dos corpos de prova moldados é chamada de resistência potencial e, segundo HELENE (54), é assumida como a máxima resistência à compressão que o concreto ensaiado pode alcançar.

Acontece, no entanto, que as condições ideais com que são moldados e curados os corpos de prova dificilmente são reproduzíveis durante a execução das peças estruturais, podendo acarretar diferenças, por vezes significativas, entre as resistências potencial (corpos de prova moldados) e efetiva (concreto na estrutura), medidas à mesma idade.

Desta forma, a resistência potencial não representa diretamente a resistência do concreto na estrutura, diferença esta que é considerada no projeto através do coeficiente parcial de ponderação  $c$  (coeficiente de minoração da resistência do concreto), estabelecido, dentre outros fatores, em função do nível de controle empregado na execução (2).

Assumindo-se que na determinação da resistência do concreto na estrutura não houvesse influência do método de ensaio, para uma mesma idade, seria possível representar a diferença entre as resistências efetiva e potencial através de

---

(1) No Brasil estes procedimentos são normalizados pelas NBR 5738 - "Moldagem e cura de corpos de prova de concreto, cilíndricos e prismáticos-procedimento" e NBR 5739 - "Ensaio de compressão de corpos de prova de concreto-método de ensaio".

um fator de transposição FT, definido como:

$$FT = \frac{\text{resistência efetiva máxima}}{\text{resistência potencial}}$$

onde:

- a resistência efetiva máxima corresponde, para cada tipo de elemento estrutural, à máxima resistência obtida através de ensaios "in-situ";
- a resistência potencial é igual ao valor obtido pela ruptura de corpos de prova moldados e assumida como a máxima resistência que o concreto ensaiado pode alcançar.

Desta forma, o valor do fator de transposição FT tende à unidade quando as operações de execução das peças estruturais mais se aproximam das condições ideais de moldagem e cura dispensadas aos corpos de prova. Em função das condições de execução da estrutura poderia-se representar FT como apresentado na FIGURA 3.1:

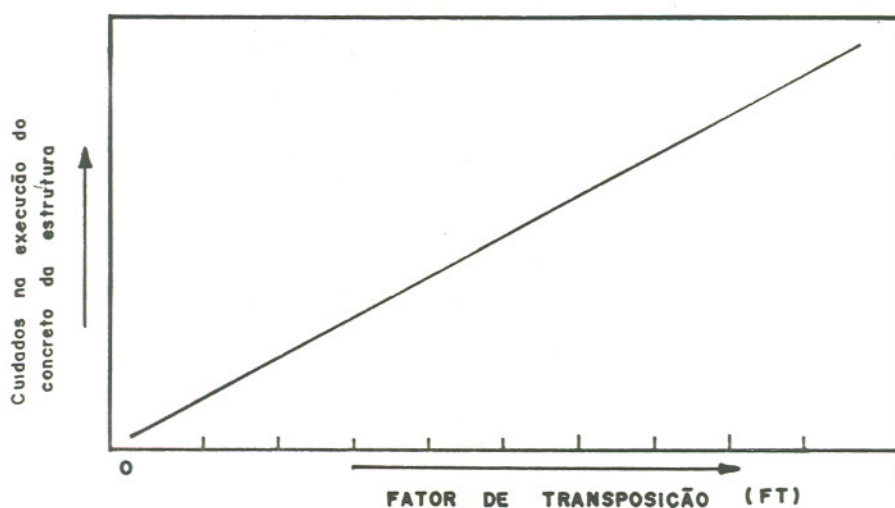


FIGURA 3.1 - Representação da suposta correlação entre o Fator de Transposição (FT) e a qualidade de execução da estrutura.

Dentre os muitos fatores que afetam a magnitude da diferença entre as resistências potencial e efetiva estão (79,34):

- procedimentos de lançamento, adensamento e cura;
- dimensões e geometria dos elemento estruturais;
- nível de resistência;
- grau de exsudação e segregação do concreto; e
- tipo de cimento.

O estabelecimento dos fatores de transposição (FT) é muito difícil já que simultaneamente pode ocorrer a influência destes inúmeros fatores. Como exemplo, apresenta-se na TABELA 3.1 os resultados de vários ensaios, onde é perceptível esta dificuldade, haja vista que os resultados são variáveis mesmo frente à influência somente do nível de resistência.

Através da observação de ensaios realizados por vários pesquisadores, a CONCRETE SOCIETY (47) conclui que, apesar dos resultados serem às vezes conflitantes, pode-se indicar que a diminuição da resistência à compressão de corpos de prova moldados para resistência à compressão do concreto na estrutura, obtida pela ruptura de testemunhos extraídos, aos 28 dias de idade, pode chegar a até 30%, sendo típico o valor de 15%.

TABELA 3.1 - Relações obtidas por diversos autores entre as resistências de corpos de prova moldados e de testemunhos, para vários níveis de resistência.

Fonte de Consulta	Pesquisador	Nível de Resistência (MPa)	Relação entre a resistência de testemunhos e corpos de prova moldados
Petersons <sup>(78)</sup>	Petersons	16	0,95
		24	0,90
		32	0,85
		40	0,85
Concrete Society <sup>(47)</sup>	Hofsoy	16	0,94
		31	0,84
		49	0,75
Keiller <sup>(60)</sup>	Keiller	24 a 56	0,80
Bellander <sup>(24)</sup>	Bellander	10 a 65	0,87
Bloem <sup>(27)</sup>	Bloem*	32	0,78
		36	0,70
		47	0,63

OBS:

- os valores apresentados correspondem à ruptura aos 28 dias, a menos os assinalados com \*, obtidos aos 30 dias.
- os valores presentes nos trabalhos acima referenciados apresentam-se originalmente relacionados à ruptura de cubos. Para maior conformidade com os padrões empregados em nosso país, os valores apresentados nesta tabela estão relacionados a ruptura de corpos de prova cilíndricos com relação altura/diâmetro igual a 2 (com conversão  $f_c \text{ cubo} = 1.25.f_c \text{ cilindro}$ ).
- os testemunhos foram rompidos saturados.

### 3.1.2 - Variação da resistência do concreto em função do tipo de elemento estrutural e da posição de investigação no elemento.

"O concreto, por si só, é um material heterogêneo, onde, dependendo da natureza de seus componentes, pequenas variações na dosificação dos mesmos podem acarretar variações substanciais no valor de sua resistência à compressão" (2).

Segundo HELENE (54), vários são os fatores que intervêm na resistência do concreto da estrutura, desde a heterogeneidade dos materiais e da mistura, até o seu transporte, lançamento, adensamento e cura. Já, na resistência potencial intervêm os fatores exclusivamente relacionados aos materiais, à mistura e ao procedimento de ensaio.

Como conseqüência, pode-se esperar que a variabilidade das máximas resistências efetivas do concreto nos elementos estruturais seja maior que a obtida pelos ensaios de corpos de prova moldados (resistência potencial), esquematicamente representada na FIGURA 3.2

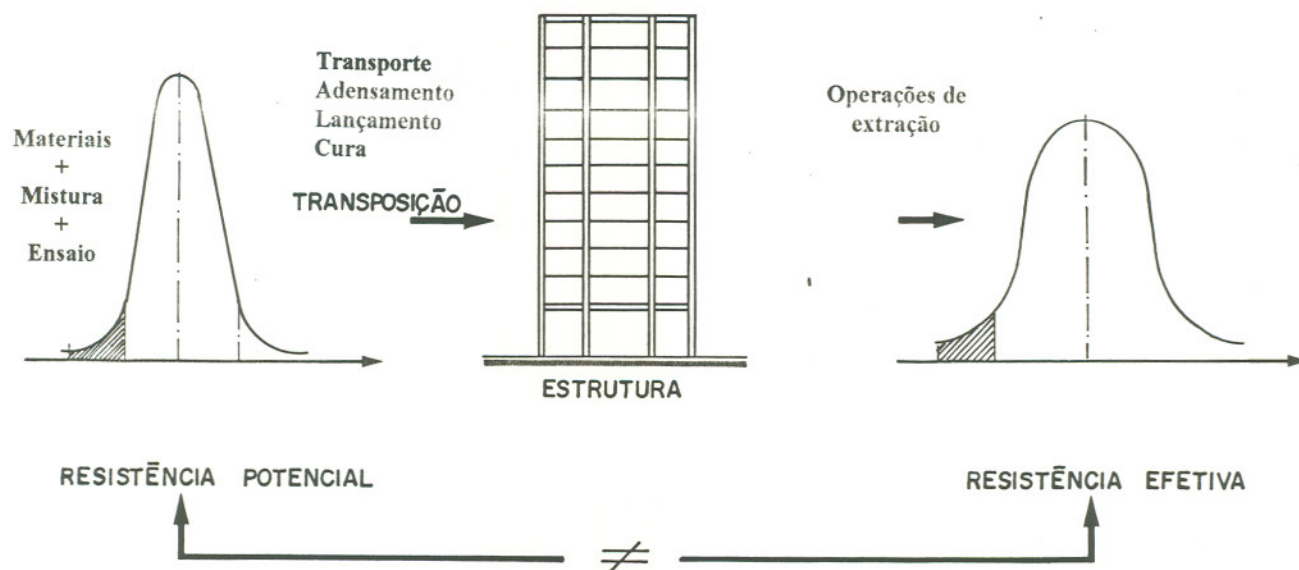


FIGURA 3.2 - Representação esquemática da variabilidade da resistência do concreto em função da sua aplicação na estrutura.

No entanto, conforme preconizam a BS 6089 (28) e também a CONCRETE SOCIETY (47), a resistência efetiva varia na estrutura, cabendo os seguintes comentários:

a) A resistência do concreto na estrutura pode variar dentro de um mesmo elemento estrutural, ocasional ou sistematicamente.

b) A magnitude das variações da resistência do concreto na estrutura é ocasional, mesmo entre elementos estruturais de mesmo tipo.

Para BUNGEY (34) a variação da resistência do concreto entre os elementos estruturais pode ser ocasional, se devido a aspectos relacionados à dosagem dos materiais, mistura, transporte e lançamento; ou sistemática, se em virtude dos procedimentos de adensamento e cura. A variação sistemática é diretamente relacionada com o tipo de elemento estrutural e a localização do concreto dentro da peça.

A resistência do concreto varia na mesma peça estrutural fundamentalmente de duas formas:

a) ao longo de sua altura; diminuindo da base para o topo;

b) ao longo de sua espessura; aumentando do exterior para o interior.

A variação da resistência com a altura pode ser explicada através de dois fatores básicos:

- devido a atuação do peso próprio da massa de concreto fresco, já que nas partes inferiores das peças estruturais o grau de compactação do concreto é maior que nas partes superiores (90); e

- a pressão hidrostática da massa de concreto fresco acarreta maior quantidade de água nas partes superiores das peças (maior relação a/c), fenômeno conhecido por exsudação (70,86,38).

já, a variação em função do afastamento à superfície das peças é fundamentalmente explicada por haver melhores condições no interior das peças para a hidratação do cimento (melhores condições termo-higrométricas), acarretando em maior endurecimento do concreto (66).

As diferenças da resistência do concreto segundo o tipo de elemento estrutural explica-se por:

- na prática da execução das estruturas, os procedimentos de lançamento, adensamento e cura são diferenciados para cada tipo de elemento estrutural; e
- como as dimensões geométricas entre elementos são tipicamente diferentes, os fatores que levam à variação da resistência na mesma peça afetam distintamente cada tipo de elemento estrutural.

Para ALBA (2), a magnitude das variações da resistência do concreto nos elementos estruturais é função:

- da geometria dos elementos;
- da forma e altura do lançamento do concreto;
- dos procedimentos de cura;
- do tipo de cimento; e
- da relação água/cimento; dentre outros.

Para exemplificar a influência de um destes fatores, na TABELA 3.2 apresenta-se os resultados das investigações realizadas por PETERSONS (78) sobre variação da redução da resistência nas partes mais altas dos elementos (tipo pilar ou parede) em função do nível de resistência do concreto.



TABELA 3.2 - Variação da redução da resistência nas partes mais altas de elementos tipo pilar ou parede (78)

Resistência especificada MPa *	Redução da resistência nas partes mais altas de pilares ou paredes ( % )
16	5 - 10
32	15 - 20
48	25 - 30

OBS: \* valores relacionados à ruptura de cilindros com esbeltez 2, convertidos do original por  $f_c \text{ cubo} = 1,25.f_c \text{ cilindro}$ . Ensaio com concreto plástico.

Após analisar diversos dados de vários autores, BUNGEY (34) propõe que a forma típica da variação da resistência do concreto em função da posição e do tipo dos elementos estruturais pode ser representada como nas FIGURAS 3.3 e 3.4. Deve-se ressaltar que possivelmente estas curvas melhor se adequem a concretos com resistência de até 40 MPa e plástico, já que trata-se do limite superior de resistência estudada pelos pesquisadores referidos por BUNGEY (34), de cujas pesquisas resultaram as formas de variação da resistência propostas.

Deve-se salientar que tanto a BS 6089 (28) como a CONCRETE SOCIETY (47) admitem que a resistência à compressão do concreto é 25% menor nas partes mais altas das peças estruturais. No entanto, o concreto de menor resistência à compressão está concentrado nos 30 cm superiores ou na extensão superior correspondente a 20% da altura, segundo a maior das duas magnitudes.

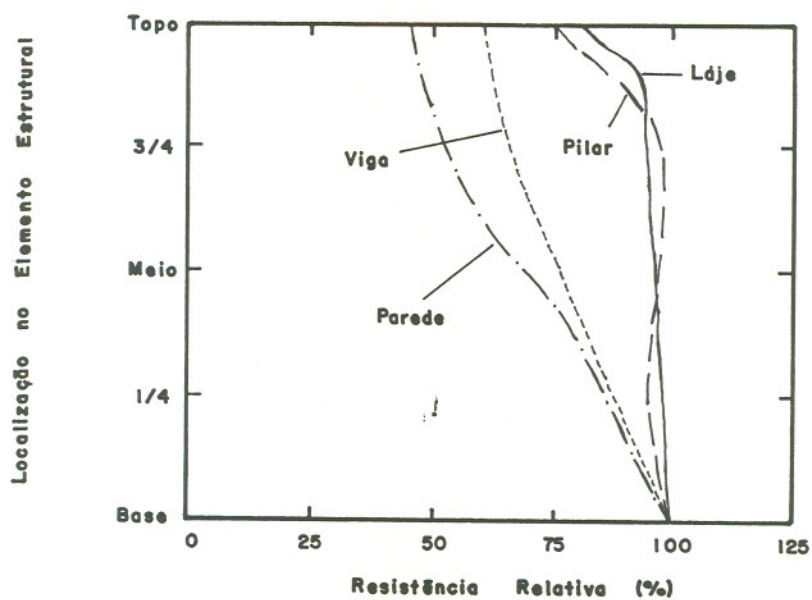


FIGURA 3.3 - Variação relativa típica da resistência à compressão do concreto em função do tipo de elemento estrutural (34).

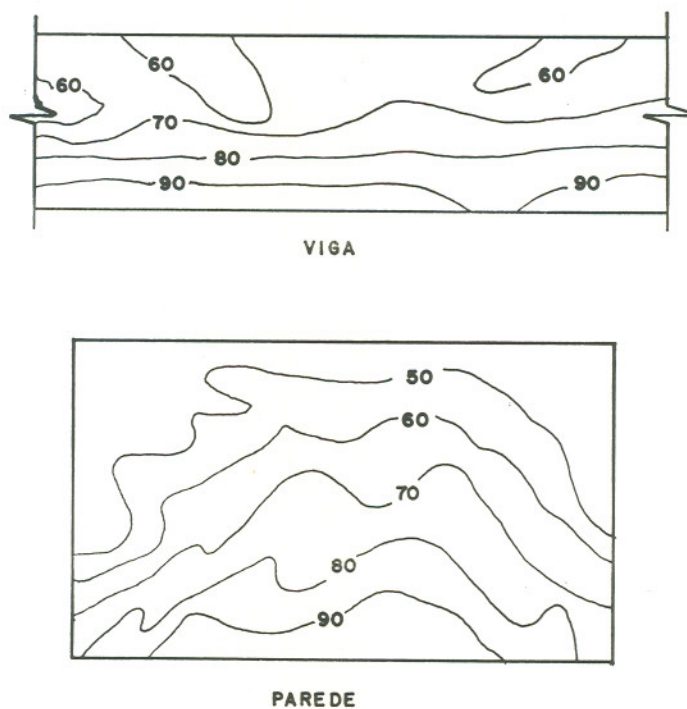


FIGURA 3.4 - Linhas típicas de igual porcentagem relativa da resistência do concreto em vigas e paredes (34).

A NBR 7680/83 (18) - "Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto", também considera a variação da resistência segundo a posição nas peças estruturais, conforme é salientado no item 3.5 daquela norma: "Em colunas, pilares e paredes cortina, passíveis de sofrerem fortemente o fenômeno da exsudação, os testemunhos devem ser extraídos de seções 50 cm abaixo da superfície-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."

Com a atual tendência de elaboração de concretos com maior resistência e baixo fator água/cimento, verifica-se a necessidade de mais estudos que visem determinar as magnitudes das variações da resistência do concreto em função dos tipos de elemento e posição nas peças estruturais.

### 3.1.3 - Desenvolvimento da resistência do concreto na estrutura em função da sua idade.

A determinação da resistência potencial se dá pela ruptura dos corpos de prova geralmente com idade de 28 dias. Desde que mantidos sob condições de cura ideal, observa-se o crescimento da resistência do concreto ainda a partir desta idade. Nestas condições, a razão de crescimento da resistência com a idade é função basicamente do tipo de cimento e da relação água/cimento (77).

No entanto, a resistência do concreto na estrutura apresenta razão de crescimento com a idade diferente da observada para os corpos de prova moldados e curados de forma padrão. Fundamentalmente a cura é diferente, não havendo as mesmas condições de umidade e de temperatura.

Este aspecto representa um problema adicional para os casos de avaliação onde pretende-se relacionar a resistência do

concreto na estrutura (medida geralmente com idade superior a 28 dias) com a resistência potencial estabelecida a uma certa idade, já que "muitos dos dados disponíveis sobre o incremento da resistência do concreto com a idade foram obtidos mediante a realização de ensaios sobre vários tipos de corpos de prova moldados e curados em condições controladas de temperatura e umidade (2).

Neste sentido é cabível questionar sobre a validade genérica dos coeficientes médios de crescimento da resistência do concreto com a idade sugeridos pela NBR 7680/83 (18) já que, a partir do Relatório da Comissão de Estudo CE - 18.4.4 (55), conclui-se que a adoção dos referidos coeficientes teve como base os resultados de pesquisas em corpos de prova moldados e curados de forma controlada. Os referidos valores estão apresentados na TABELA 3.3, conforme a tabela 2 da NBR 7680/83 (18).

TABELA 3.3 - Coeficientes médios de crescimento da resistência do concreto com idade com a idade (tabela 2 da NBR 7680/83 (18)).

Natureza do Cimento	IDADE					
	<7 dias	14 dias	28 dias	3 meses	1 ano	> 2 anos
Portland Comum (NBR 5732)	0,68	0,88	1,00	1,11	1,18	1,20
Alta Resistência Inicial (NBR 5733)	0,80	0,91	1,00	1,10	1,15	1,15
Alto forno, Pozolânico MRS e ARS (NBR 5735, 5736 e 5737)	-	0,71	1,00	1,40	1,59	1,67

Segundo a CONCRETE SOCIETY (47), as estimativas de crescimento da resistência à compressão com a idade seriam confiáveis desde que fossem baseadas na ruptura de corpos de prova curados em condições similares à estrutura investigada.

TOBIO (90) salienta que, a rigor, a razão típica de crescimento da resistência do concreto era maior no passado, pois o grau de moagem dos cimentos era menor, conferindo ao concreto ganhos de resistência mesmo após 15 anos, caso as condições termo-higrométricas fossem satisfatórias para promover a hidratação continuada da porção anidra.

Alguns pesquisadores como NEVILLE (77) e MURPHY (71) têm sugerido que a resistência do concreto na estrutura pouco cresce após os 28 dias. Para KEILLER (60) e BUNGEY (34), a partir dos 28 dias não se deve esperar aumento da resistência do concreto nas estruturas executadas em local de baixa umidade relativa do ar.

ALBA (2) comenta que o assunto desperta grande controvérsia entre os pesquisadores, gerando, como mostra, até discussões técnicas "acaloradas" entre alguns deles. Para CALAVERA (38), a relação entre as resistências do concreto na estrutura e a potencial (28 dias) em função da idade, poderia ser estabelecida a partir do conhecimento das condições termo-higrométricas diárias a que o concreto esteve exposto, tratando-se, no entanto, de uma forma pouco prática e puramente teórica, como é comentário do próprio pesquisador referido.

### 3.2 - Ensaio para inspeção da resistência do concreto das estruturas

A importância do conhecimento da qualidade do concreto, aliada às dificuldades inerentes de uma inspeção "in-situ", têm conduzido inúmeros pesquisadores ao desenvolvimento de métodos de ensaio que sejam rápidos, econômicos, não acarretem danos à

estrutura e que permitam, com o maior grau de confiança possível, o estabelecimento da resistência à compressão do concreto.

Nos últimos 50 anos, vários têm sido os ensaios propostos, principalmente os chamados não-destrutivos. No entanto, o desconhecimento de muitos técnicos e avaliadores sobre as particularidades e restrições de cada método de ensaio tem levado a empregos pouco coerentes e a interpretações equivocadas dos resultados, fatos inadmissíveis quando da avaliação das estruturas.

### 3.2.1 - Classificação dos ensaios

Os métodos de ensaio utilizados para estimar "in-situ" a resistência à compressão do concreto, são classificados segundo os danos que causam à estrutura, em:

- destrutivos - quando o ensaio causa danos ao concreto, devendo-se realizar a reconstituição da área afetada de forma que não haja comprometimento da segurança da estrutura.
- não-destrutivos - quando o ensaio não causa danos significativos ao concreto, sendo desnecessária a reconstituição da área afetada.

Também usual era a classificação dos ensaios em destrutivos, semi-destrutivos e não-destrutivos. Assumia-se que os ensaios destrutivos eram os que produziam ruptura total da peça ensaiada ou colapso da zona estrutural investigada, procedimento muito frequente para os estudos em laboratório, mas não em uma avaliação da resistência do concreto "in-situ" (2). Tal classificação caiu em desuso em detrimento à primeira apresentada.

Segundo MALHOTRA (68), conforme as propriedades avaliadas do concreto, os ensaios não-destrutivos podem ser classificados em dois tipos:

- os métodos que não fazem a medida direta da resistência à compressão, mas de alguma outra propriedade do concreto da qual a estimativa da resistência pode ser feita. Propõe-se chamá-los de indiretos.
- os métodos que medem, em algum grau, a resistência à compressão ou à tração do concreto. Propõe-se designá-los por ensaios não-destrutivos do tipo direto.

Na TABELA 3.4, apresenta-se as formas de classificação dos métodos de ensaio mais utilizados para a avaliação da resistência do concreto nas estruturas.

TABELA 3.4 - Classificação dos ensaios para avaliação da resistência do concreto nas estruturas.

		- prova de carga até o colapso	
Destrutivo		- ensaios de peças em laboratório até o colapso	
----- *****			
Semi	*	* testemunhos extraídos	*
Destrutivo	* Destrutivo	*	*
----- *****			
	*	* CAPO-teste <sup>1</sup>	*
	*	* Direto * Fratura interna <sup>1</sup>	*
Não	* Não	* *	*
Destrutivo	* Destrutivo	*****	
	*	* Esclerometria	*
	*	* Indireto * Ultra-som	*
	*	* Penetração de Pinos	*
----- *****			

Legenda: -- Classificação em desuso  
\*\* Classificação usual

OBS: <sup>1</sup> -há controvérsias entre pesquisadores sobre as propriedades medidas por estes ensaios.

Nesta dissertação serão apresentados os métodos de ensaio considerados mais importantes, tendo sido determinados em virtude do nível de precisão a que conduzem, dos custos de operação e equipamentos, além das facilidades de execução do ensaio na estrutura.

### 3.2.2 - Ensaio destrutivo - extração de testemunhos de concreto

Quando se pretende estimar a resistência do concreto da estrutura, é consenso entre os pesquisadores que o método que propicia maior confiabilidade corresponde ao ensaio de testemunhos extraídos de concreto (2). O que conduz a esta opinião basicamente é o fato de que no ensaio de testemunhos extraídos mede-se diretamente a resistência à compressão do concreto e sob a mesma forma de ensaio dos corpos de prova moldados quando da obtenção da resistência potencial, base para que o nível de segurança seja estabelecido em projeto.

Apesar desta semelhança fundamental, deve ficar claro que os resultados dos ensaios sobre testemunhos extraídos da estrutura não correspondem à resistência efetiva do concreto nas peças e, tão pouco pode ser convertida facilmente na resistência potencial do concreto. Para MURPHY (72), na interpretação dos resultados dos testemunhos, é necessário considerar diversos fatores que podem ser sub-divididos em dois grupos:

a) Fatores que afetam os valores dos resultados mas não têm relação com a variabilidade da resistência do concreto na estrutura. Dentre eles estão as influências dos aspectos relacionados com o testemunho e formas de extração:

- diâmetro do testemunho
- relação altura/diâmetro



- direção de extração em relação à direção de lançamento do concreto
- presença de armadura no testemunho
- possíveis danos causados pelas operações de extração
- umidade (grau de saturação) do testemunho no momento da ruptura

b) Fatores que afetam os valores dos resultados sendo fundamentalmente relacionados à variação da resistência do concreto na estrutura e o grau de madurez do concreto, como:

- tipo de elemento estrutural e posição da região investigada
- idade do concreto
- influências dos processos de execução e cura das peças estruturais.

Esses últimos fatores estão apresentados no item 3.1 deste trabalho, cabendo ainda ressaltar que devem ser considerados na interpretação dos resultados não somente de testemunhos extraídos, mas de todas as formas de ensaio do concreto na estrutura.

Cabe ao avaliador conhecer as influências dos diversos fatores a fim de que, na inspeção, sejam obtidos resultados com pouca variabilidade e representativos da resistência do concreto na estrutura.

#### 3.2.2.1 - Extração e preparo dos testemunhos.

Para a extração dos testemunhos de concreto utiliza-se máquina perfuratriz provida de motor elétrico ou à combustão, sendo o corte realizado por broca com coroa diamantada e sob refrigeração de água. A respeito da extração faz-se algumas considerações:

a) sempre que possível deve-se utilizar as máquinas providas de motor elétrico por acarretarem menos vibrações na broca perfuratriz, por serem mais leves e fáceis de transportar e por não produzirem gases de combustão, podendo serem utilizadas em locais de pouca ventilação.

b) a máquina perfuratriz deve ser eficientemente fixada para que não haja movimentações durante a extração, o que viria a danificar o testemunho ou o próprio equipamento.

c) no momento da extração não deve faltar água para o resfriamento da broca de corte, sob o risco de serem causados danos à coroa diamantada.

Após extraídos, os testemunhos devem sofrer um corte aparador das superfícies dos topos, realizado por disco de corte diamantado e refrigerado a água. Os testemunhos então são capeados e rompidos sob compressão axial.

No Brasil, as recomendações para a extração, preparo, ensaio e interpretação dos resultados de testemunhos de concreto são feitas pela NBR 7680/83 (18).

#### 3.2.2.2 - Fatores relacionados com as características dos testemunhos e que afetam os resultados do ensaio

Vários são os fatores que afetam os resultados da estimativa da resistência à compressão do concreto e que são, de certa forma, relacionados exclusivamente com as características intrínsecas dos testemunhos extraídos das estruturas. Podem ser considerados os principais:

### a) Influência do diâmetro dos testemunhos

A influência do diâmetro dos testemunhos na determinação da resistência à compressão é, para uma dada relação altura/diâmetro (esbeltez), um dos fatores que tem gerado mais controvérsias entre os pesquisadores do tema (2).

A influência do diâmetro tem como causa central os efeitos deletérios produzidos pelo corte do concreto no momento da extração. Segundo BUNGEY (34), esses efeitos deletérios crescem com o aumento da relação entre a área de corte e o volume do testemunho, e com a diminuição da relação entre o diâmetro do testemunho e a dimensão do agregado graúdo presente no concreto. Para este mesmo pesquisador, quanto menor o diâmetro do testemunho, menor é a resistência obtida e maior a dispersão dos resultados.

KEILLER (60), investigou a influência do diâmetro dos testemunhos em concretos com resistência variando de 15 a 80 MPa, fazendo extrações com diâmetros de 50, 75 e 100mm, às idades de 28 dias e 1 ano. Como conclusão, propõe que os coeficientes de variação típicos são: para o diâmetro de 50mm igual a 8%, para 75mm igual a 6% e para 100mm igual a 4%. Salienta ainda que a média das resistências pouco muda em função do diâmetro.

MUNDAY E DHIR (70) comentam que muitos dos conflitos entre os resultados obtidos por diversos pesquisadores sobre a influência do diâmetro dos testemunhos deve-se a erros de amostragem, em particular com relação à posição de extração nas peças ensaiadas. Para estudar esta influência, os dois pesquisadores prepararam vigas de concreto armado com concreto de mesma resistência e contendo agregado graúdo com dimensão máxima de 20mm. Os resultados apontaram diferenças insignificantes em função do diâmetro dos testemunhos, conforme resumo apresentado na TABELA 3.5. No entanto, os pesquisadores chamam a atenção para que a relação diâmetro/tamanho do agregado não seja inferior a 2.

TABELA 3.5 - Influência do diâmetro do testemunho na determinação da resistência do concreto (70).

Diâmetro dos testemunhos (mm)	50	75	100
Valor médio da resistência (MPa)	34,0	35,0	34,5
Desvio padrão (MPa)	1,7	1,7	1,5
Coefficiente de variação (%)	5,0	4,0	4,3

Na TABELA 3.6 apresenta-se as recomendações propostas por algumas normas sobre os diâmetros dos testemunhos e suas relações com o tamanho dos agregados.

TABELA 3.6 - Recomendações de algumas normas para o estabelecimento do diâmetro dos testemunho extraídos de concreto.

Normas	$\phi_t$ admissível	$\phi_t < \phi_t$ admissível	$\phi_t/\phi_{ag}$	$\phi_t/\phi_{ag}$
	(mm)	(mm)	recomendável	admissível
NBR 6118 (16)	150	150	-	-
NBR 7680 (18)	150	*	3	3
BS 1881 - Parte 120 (29)	150	100	3	3
ASTM C 42 (9)	-	-	3	2

Legenda :  $\phi_t$  = diâmetro do testemunho  
 $\phi_{ag}$  = diâmetro do agregado

( \* ) OBS.: a NBR 7680 não determina um diâmetro mínimo aceitável para o testemunho, recomendando que quando necessária a utilização de diâmetro menor que 100mm, a amostra deve ser composta de no mínimo 10 resultados (contra 6 para o diâmetro de 100mm).

Dentre os aspectos que devem ser considerados para a definição do diâmetro dos testemunhos, a sua relação com o diâmetro do agregado parece ser o mais importante, devendo no geral não ser inferior a 3.

#### b) Relação altura/diâmetro (esbeltez)

A esbeltez do testemunho é definida como a relação entre a sua altura (já devidamente capeado) e o seu diâmetro.

Para aqueles países que adotam os corpos de prova cúbicos como padrão para avaliação da resistência do concreto, a esbeltez ideal dos testemunhos cilíndricos extraídos da estrutura é igual a 1. Para o caso dos países que adotam os corpos de prova cilíndricos como padrão, a esbeltez ideal para os testemunhos é de 2.

Seja por limitações impostas pelas próprias dimensões das peças ou por falhas de extração, em muitos casos a esbeltez dos testemunhos resulta diferente da ideal (2). Visando a utilização destes testemunhos, muitos pesquisadores lançaram-se a estudar as influências da esbeltez nos resultados da ruptura. NEVILLE (77) comenta que, para corpos de prova ensaiados com esbeltez de 1 a 2, a influência nos resultados se deve grandemente às restrições introduzidas pelo atrito dos pratos da prensa com os topos dos corpos de prova. Salienta ainda que, apesar de ser muito difícil na prática, caso fosse eliminado o atrito entre o prato e o topo a influência da esbeltez nos resultados seria desprezível.

Na TABELA 3.7 estão apresentados os fatores de correção recomendados por diversas normas para a conversão de resultados de rupturas de testemunhos com relação altura/diâmetro diferente de 2.

---

(2) Como no Brasil a determinação da resistência se dá sobre corpos de prova cilíndricos, a esbeltez ideal assumida nesta dissertação é de 2.

TABELA 3.7 - Fatores de correção da resistência de testemunhos em função da relação altura/diâmetro (esbeltez), segundo diversas normas.

Esbeltez	Fatores de Correção					
	NBR 7680 (18) (1983)	BS 1881 (2) (1970)	BS 1881 (29) (1983)	ASTM C - 42 (55) (1968)	ASTM C - 42 (9) (1982)	UNE 83302 (2) (1984)
2,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,75	0,97	0,98	0,97	0,99	0,98	0,98
1,50	0,93	0,96	0,92	0,97	0,96	0,96
1,25	0,89	0,94	0,87	0,94	0,93	0,94
1,00	0,83	0,92	0,80	0,91	0,87	0,90

A ASTM C-42 (9) salienta que os fatores de correção por ela proposta são recomendados para concretos com massa específica de 1600 a 1920 kg/m<sup>3</sup>, resistência entre 13,8 e 41,4 MPa e com os testemunhos rompidos secos ou saturados. Como há influência de diversos fatores, tais como resistência e módulo de elasticidade, os índices adotados correspondem a valores médios. Os valores propostos pela NBR 7680 (18) são indicados para concretos com massa específica de 1600 a 3200 kg/m<sup>3</sup>, com testemunhos rompidos secos ou saturados. Já a BS 1881 (29) não apresenta os valores na forma da TABELA 3.7, sendo os mesmos obtidos através da seguinte expressão:

$$f_c = \frac{2 \cdot f}{1,5 + 1/\lambda} \quad , \text{ onde:}$$

$f_c$  = resistência do testemunho com esbeltez igual a 2 .

$f$  = valor do resultado da ruptura (com esbeltez de 1 a 2).

$\lambda$  = esbeltez do testemunho ( relação altura/diâmetro).

SANGHA E DHIR (84) propõem que a resistência do concreto influi na relação entre os resultados da ruptura dos testemunhos com esbeltezas de 1 e 2. Esta conclusão é representada por MUNDAY E DHIR (70) na FIGURA 3.5, onde fazem também a comparação com os valores recomendados por algumas normas (acrescentou-se aqui a NBR 7680), onde percebe-se que na indicação dos valores dos fatores de correção não há a consideração do nível da resistência do concreto.

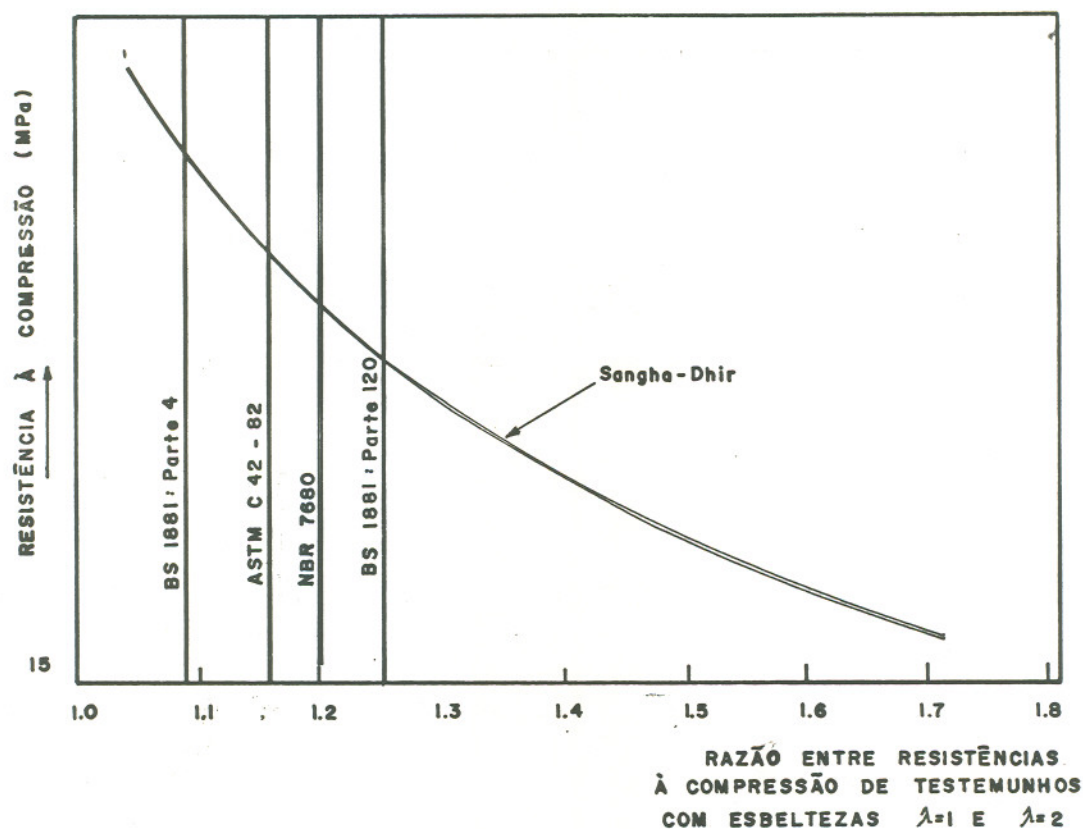


FIGURA 3.5 - Relação entre as resistências dos testemunhos com esbeltezas de 1 e de 2 (70).

Como complemento a esta pesquisa, MUNDAY E DHIR (70) realizaram ensaios onde foram extraídos testemunhos com esbeltezas entre 1 e 2, cobrindo-se as resistências que variaram de 20,0 a 60,0 MPa. Os testemunhos foram rompidos saturados. Como conclusões os pesquisadores indicam que:

- a influência da esbeltez nos resultados das rupturas dos testemunhos varia com a resistência do concreto, crescendo quando a esbeltez se afasta de 2 e tende a 1.
- deve-se procurar ensaiar testemunhos com esbeltez o mais próxima de 2.

Os resultados da investigação podem ser observados na FIGURA 3.6.

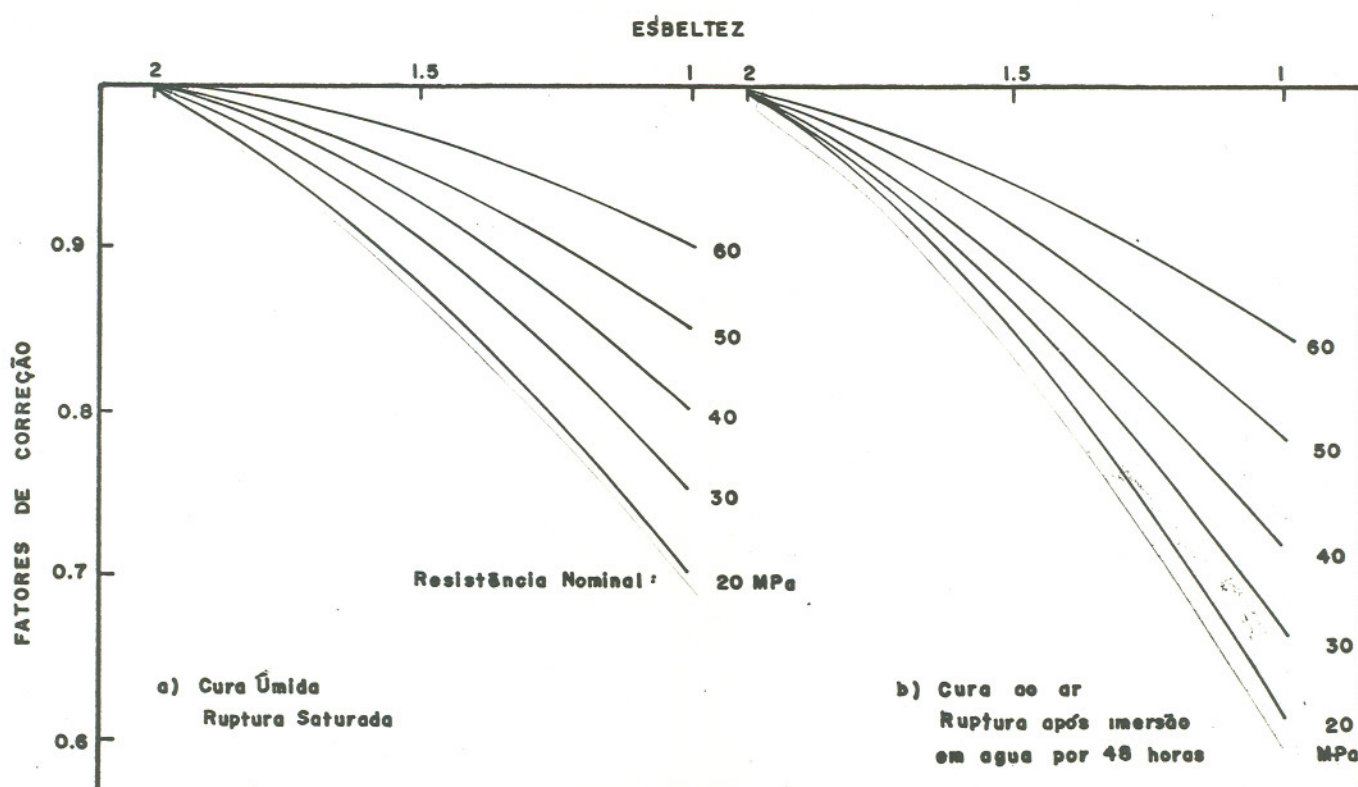


FIGURA 3.6 - Fatores de correção dos resultados dos testemunhos em função da esbeltez (variação com o nível de resistência) (70).

Como as diversas normas propõem fatores de correlação não variáveis com a resistência do concreto, é muito provável que nas próximas revisões haverá alterações das mesmas a esse respeito.



c) Influência da presença de segmentos de barra de aço.

Por vezes é inevitável que na extração dos testemunhos de concreto ocorra o corte de barras de aço da armadura do concreto armado. Deve-se, sempre que possível, evitar tal fato, pois o corte da armadura pode danificar o equipamento de extração e afetar a segurança da peça estrutural, além de influir no resultado dos ensaios à compressão.

PETERSONS (78) sugere que a presença de segmentos de barras ortogonais aos eixo dos testemunhos reduzem a resistência na ordem de 4% e conduzem a um ligeiro aumento da dispersão dos resultados. O mesmo autor propõe que a diminuição na resistência pode ser desprezada, já que o resultado obtido resulta à favor da segurança.

DELIBES (49) também considera que a presença de barras de aço ortogonais à direção de aplicação da carga no testemunho não causa alteração significativa na resistência, havendo no entanto um aumento da dispersão dos resultados. Recomenda que a restrição da seção da barra de aço seja a mesma feita ao tamanho do agregado graúdo para cada diâmetro de testemunho (para o caso da NBR 7680 (18) seria admitida armadura com diâmetro da seção com até um terço do diâmetro do testemunho).

MALHOTRA (66), apesar de não quantificar, aponta que a influência da presença de barras de aço ortogonais ao eixo dos testemunhos são variáveis de acordo com:

- o diâmetro das barras;
- o número de barras embebidas; e
- a distância das barras de aço às faces paralelas dos testemunhos.

Dentre as normalizações, parecem ser as Britânicas a que melhor consideram estes fatores apontados por MALHOTRA (66). A BS 1881 parte 120 (29) indica que a presença

de barras de aço nos testemunhos seja considerada pelo uso das seguintes expressões:

a ) para o caso de uma barra embebida no testemunho:

$$f_{C, \text{corrigido}} = f_C \cdot \left[ 1 + 1,5 \left( \frac{\varnothing_r \cdot h}{\varnothing_C \cdot l} \right) \right]$$

b ) para o caso de várias barras incluídas no testemunho:

$$f_{C, \text{corrigido}} = f_C \cdot \left[ 1 + 1,5 \frac{(\varnothing_r \cdot h)}{\varnothing_C \cdot l} \right]$$

onde, para as duas expressões, tem-se:

$\varnothing_r$  = diâmetro da barra de aço

$\varnothing_C$  = diâmetro do testemunho extraído

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

l = comprimento do testemunho de concreto.

$f_C$  = valor da resistência do testemunho (sem correção)

$f_{C, \text{corrigido}}$  = valor corrigido da resistência em função da presença de barras.

Segundo o ADENDO à CONCRETE SOCIETY (47), publicado em 1987 e citado por ALBA (2), em consideração ao emprego destas expressões tem-se:

- quando a correção feita pelas expressões resultar igual ou inferior a 5%, os valores podem ser aceitos e é presumível que o resultado corrigido seja relativamente preciso.

- quando a correção resultar em resistência corrigida de 5 a 10% diferente da resistência de ruptura, deve-se

aceitar o resultado corrigido desde que estejam de acordo as partes envolvidas na avaliação.

- quando a correção resultar valores maiores que 10%, deve-se extrair novo testemunho.

Desta forma, assumindo-se que a correção deve ser não maior que 5%, para o caso de uma barra e eqüidistante das faces paralelas dos testemunhos, a expressão a) se reduziria a:

$$\sigma_r < 0,0666 \cdot \sigma_c.$$

Segundo a NBR 7680 (18), podem ser ensaiados testemunhos que contiverem barras de aço em direção ortogonal ao seu eixo e cuja área da seção não seja maior que 4% da área da seção do testemunho, o que corresponde à restrição:

$$\sigma_r < 0,20 \cdot \sigma_c.$$

Portanto, para o caso de uma barra embebida no testemunho, a recomendação da NBR 7680 é pelo menos aproximadamente 3 vezes menos restritiva que a indicação da CONCRETE SOCIETY (ADENDO 1987) (2).

A ASTM C-42 (9) recomenda que não haja armadura nos testemunhos de concreto, devendo a porção onde se fizer presente ser eliminada por ocasião do corte aparador dos topos, respeitando-se, evidentemente, as restrições quanto à esbeltez do testemunho.

Parece não ser consenso de que a presença de barras de aço provoque aumento da resistência devido a um suposto efeito "cintante", como possibilidade aventada por HELENE (55), pelo menos em testemunhos extraídos. No entanto, para corpos de prova moldados, KASAI e MATUI (58) verificaram que para certas disposições de barra de aço (como mostra a FIGURA 3.7), podem ocorrer acréscimos na resistência em até 10%.

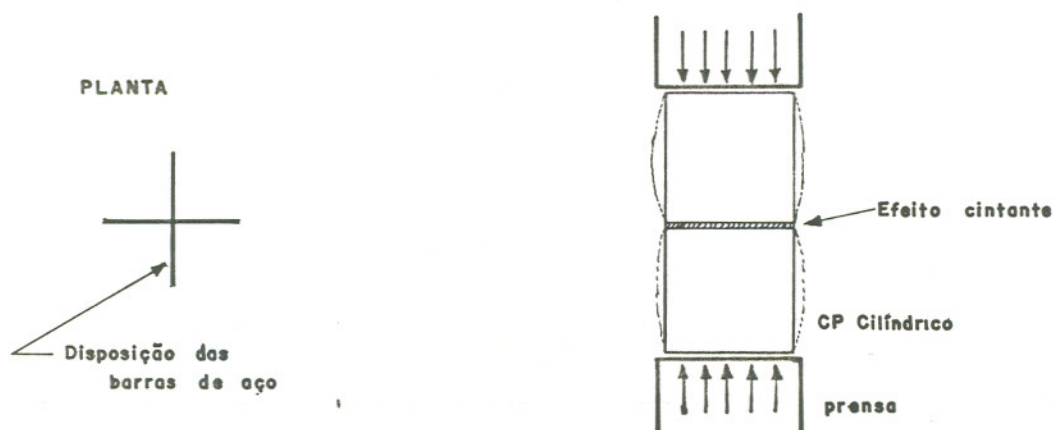


FIGURA 3.7 - Possível efeito de cintamento provocado pela presença de barras de aço nos corpos de prova cilíndricos (55,58).

d) Influência do estado de umidade do testemunho no momento da ruptura

Fundamentalmente por ser a condição saturada a mais facilmente reproduzível e padronizável, algumas normalizações de ensaio de testemunhos de concreto a recomendam para a determinação da resistência à compressão. Deve-se comentar também que essa é a situação em que são rompidos os corpos de prova moldados, tornando a recomendação coerente para aqueles casos em que se pretende comparar as duas resistências, a dos testemunhos com a potencial. Por outro lado, a grande maioria das peças estruturais não apresenta o concreto em estado saturado, o que torna a recomendação incoerente sob este aspecto.

Esses dois extremos têm conduzido tanto a recomendações menos restritivas, tais como as da NBR 7680 (18) e da ASTM C-42 (9), quanto às mais severas, sendo o caso da BS 1881, como se vê à seguir:

- a NBR 7680 (18) recomenda que o testemunho extraído de uma região da estrutura que não ficará em contato com água deve ser rompido após ficar por no mínimo 48 horas à temperatura de  $23 \pm 3$  °C e sob umidade relativa acima de 50%. Já, aqueles testemunhos que correspondem a peças estruturais que ficarão em contato com água, devem ser rompidos saturados após estarem submersos por no mínimo 48 horas em água a  $23 \pm 3$  °C.

- a ASTM C-42 (9) recomenda a ruptura dos testemunhos em estado saturado após estarem submersos em água a  $23 \pm 1,7$  °C por no mínimo 40 horas. Permite, porém, que sejam rompidos em outra condição desde que assim o avaliador o deseje (deve haver uma constância da condição estabelecida por no mínimo 40 horas antes da ruptura).

- a BS 1881 parte 120 (29) estabelece que os testemunhos sejam rompidos saturados após estarem submersos por no mínimo 48 horas.

NEVILLE (77) indica que quanto menor o grau de saturação dos testemunhos, maiores são os resultados da resistência e menores são os módulos de elasticidade do concreto. Comenta ainda que os resultados são afetados por alguns fatores como:

- o processo seguido (saturar um testemunho seco ou secar um testemunho saturado);
- o tamanho do testemunho; e
- a velocidade de mudança de estado.

Para CALAVERA (38), se o ensaio à compressão se der sobre testemunhos secos, verifica-se um acréscimo de resistência de 10 a 15% com relação aos corpos de prova moldados e ensaiados saturados.

KASAI E MATUI (58) propõem que o incremento da resistência dos testemunhos rompidos saturados para os rompidos secos é de 8%.

BLOEM (27) realizou pesquisa no sentido de verificar a influência da saturação nos resultados de testemunhos com 100mm de diâmetro. A relação entre a resistência seca e a saturada é, no geral:

- menor que 1 para a idade de 3 dias;
- próxima de 1 para a idade de 7 dias; e
- maior que 1 (entre 1,1 e 1,25) para a idade maior que 28 dias.

Frente à influência comprovada do grau de saturação dos testemunhos na resistência obtida, é razoável que nos ensaios para a verificação da segurança da estrutura sejam adotados os procedimentos diferenciados para os casos em que as peças vão estar em contato com a água ou não, conforme admitem as NBR 7680 (18) e a ASTM C-42 (9) e estabelecem o ACI 301 (6) e o ACI 318 (5).

### 3.2.3 - Ensaios não-destrutivos

Os ensaios não-destrutivos do concreto desenvolvidos até o momento, apresentam a particularidade comum de medirem propriedades outras que não a resistência à compressão (3), o que exige o estabelecimento de correlações para que a estimativa da resistência do concreto seja possível.

Além de utilizados na estimativa da resistência, os ensaios não-destrutivos são comumente empregados para a avaliação da homogeneidade do concreto nas estruturas. Caso esta avaliação seja feita diretamente sobre os resultados apontados por cada método de ensaio, deve-se ter presente a possibilidade de estar-se avaliando a homogeneidade da propriedade passível de ser medida pelos aparelhos, e não a homogeneidade da resistência do concreto.

---

(3) Existem opiniões de que alguns ensaios não-destrutivos, como por exemplo o CAPO-teste, medem a resistência à compressão do concreto. Tal aspecto é muito discutível e é abordado no item 3.2.3.4.

Assim, para que os melhores resultados sejam obtidos no emprego dos ensaios não-destrutivos na avaliação de estruturas acabadas, deve-se estabelecer correlações com a resistência à compressão do concreto, obtida à partir de testemunhos extraídos.

Faz-se importante ressaltar que tanto as correlações propostas pelos fabricantes dos equipamentos de ensaios não-destrutivos como as indicadas por inúmeros pesquisadores, não devem, à princípio, ser empregadas para a estimativa "in-situ" da resistência do concreto, pois foram estabelecidas para tipos de concreto e condições de execução quase sempre não compatíveis com as da estrutura avaliada. NASSER e AL-MANASSER (75) ratificam o exposto, comentando que as correlações são diferentes para diferentes concretos, devendo ser ajustadas para o caso em questão já que inúmeros fatores, como podem ser o tipo e tamanho dos agregados, a idade e as proporções dos materiais, afetam consideravelmente os resultados, tornando particular cada correlação.

Várias são as propriedades que são relacionáveis com a resistência do concreto, e passíveis de medição por diversos métodos de ensaio não-destrutivos. Na TABELA 3.8 apresenta-se algumas das mais frequentes e os ensaios que as avaliam com maior grau de confiança.

Faz-se, a seguir, uma abordagem sucinta sobre as características de cada método de ensaio apresentado na TABELA 3.8.

TABELA 3.8 - Propriedades comumente relacionadas com a resistência à compressão do concreto e respectivos ensaios empregados "in situ" para sua avaliação.

Propriedade relacionável com a resistência à compressão	Ensaio empregado
a) Dureza superficial	-Esclerometria -(Esclerômetro Schmidt)
b) Resistência à penetração de pinos	-Windsor teste -Pin penetration
c) Resistência ao arrancamento	-CAPO-teste
d) Velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas	-Ultra-som

### 3.2.3.1 - Ensaio esclerométrico

A tentativa de se relacionar dureza com resistência a compressão do concreto remonta a 1930, quando realizavam-se ensaios que consistiam, basicamente, no lançamento de uma massa a determinada altura de queda, avaliando-se a dureza pelas medidas das marcas produzidas no concreto (2).

Com a evolução, surgiram equipamentos onde a avaliação da dureza passou a ser feita pela medida do rebote de uma massa chocante sobre a superfície do concreto. Este princípio foi adotado pelo engenheiro suíço Ernest Schmidt que, em 1950, desenvolveu o aparelho hoje designado esclerômetro Schmidt, cujo esquema de funcionamento está ilustrado na FIGURA 3.8.



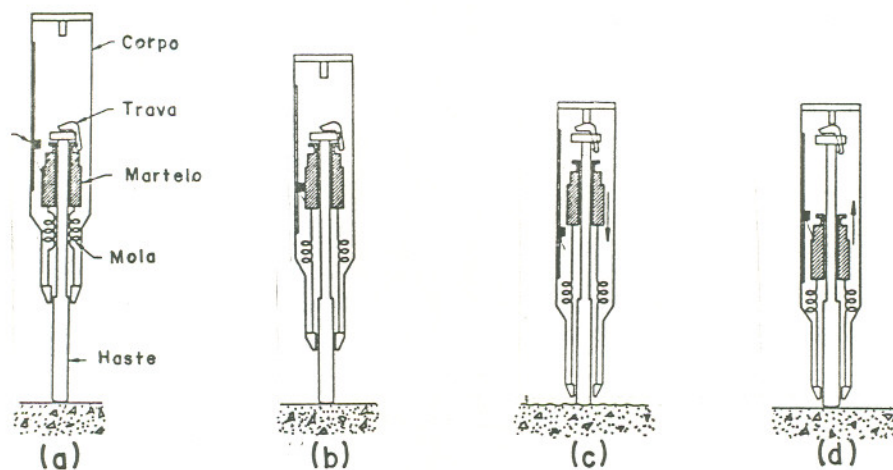


FIGURA 3.8 - Ilustração esquemática do funcionamento do esclerômetro Schmidt (4).

O ensaio consiste em promover um impacto na superfície do concreto através de uma massa chocante (martelo) que é propelida por intermédio de uma mola. A parcela da energia de impacto não absorvida pelo concreto é registrada pelo aparelho e representa um índice de reflexão.

Dentre os modelos desenvolvidos por Schmidt, o que tem maior uso na avaliação da dureza superficial de concretos de edifícios e pontes é o modelo "N", com energia de percussão em torno de 2,25 N.m (56). Com estas características, segundo a BS 1881 parte 201 (30) e a ASTM C-805 (10), dentre outros; a porção superficial do concreto que afeta os resultados de dureza obtidos pelo esclerômetro tem espessura de 2 a 3 cm. No Brasil, os procedimentos de ensaio de avaliação da dureza superficial do concreto com o esclerômetro Schmidt são normalizados pela NBR 7584 (20), que não sugere a espessura de concreto suscetível de avaliação pelo esclerômetro.

Segundo MALHOTRA (68), a determinação da dureza superficial através da esclerometria é a técnica não-destrutiva mais usada, principalmente por se tratar de um ensaio rápido e de baixo custo. Chama a atenção, no entanto, para o fato de o

método apresentar sérias limitações, sendo afetado por diversos fatores que dificultam a estimativa da resistência à compressão do concreto. Sendo mais enfático, o ACI 228.1R-89 (4) comenta que a maior das limitações decorre do fato de nem sempre existir a relação entre a dureza superficial e a resistência do concreto.

As correlações pré-estabelecidas, como o são as do próprio fabricante do equipamento, não devem ser empregadas para a estimativa da resistência de concretos quando da avaliação de estruturas acabadas. Inúmeros fatores conduzem a esta recomendação, sendo os principais apresentados e brevemente discutidos a seguir:

a) tipo de cimento - para ALBA (2), resistências estimadas sobre concretos contendo cimento aluminoso podem ser 100% superiores quando da utilização de correlações obtidas para concretos de cimento Portland.

b) teor de cimento - segundo BUNGEY (34), o teor de cimento altera pouco a relação entre o índice esclerométrico e a resistência do concreto, chegando no máximo a causar um erro de 10%. Para a RILEM (81), que também indica um erro de 10%, uma maior quantidade de cimento tende a conduzir a maior dureza superficial.

c) tipo de agregado - tanto o ACI 228.1R-89 (4) como NEVILLE (77) apontam este fator como definitivo da relação entre o índice esclerométrico e a resistência. Segundo a RILEM (81), concretos com agregados duros apresentam correlações não muito diferentes entre o índice esclerométrico e a resistência. Para concretos com agregados de dureza branda, a variação é sensível.

d) tipo da superfície - MALHOTRA (67) cita KOLEX, indicando que superfícies acabadas com desempenadeira de aço ou superfícies de concretos moldados em formas metálicas apresentam, para mesma resistência, índices esclerométricos de 5 a 25% maiores que os de forma de madeira.

e) grau de umidade superficial - a RILEM (81) indica que superfícies úmidas conduzem a uma sub-estimativa da resistência do concreto se a correlação fora obtida para superfície seca. A influência é considerável, podendo acarretar erros de até 20%, dependendo da porosidade do concreto.

f) Carbonatação (4)- segundo a BS 1881 parte 202 (31), a influência da carbonatação não é significativa para concretos de até 3 meses de idade. Para a RILEM (81), a avaliação de concretos carbonatados pode resultar em uma sobre-estimativa da resistência de até 50%, se usadas as correlações para concretos não carbonatados. É sugestão dessas publicações que a capa carbonatada seja eliminada antes do ensaio. Faz-se importante comentar que a eliminação da capa carbonatada não é fácil, sendo um procedimento dispendioso e que pode inviabilizar a utilização do ensaio esclerométrico (5). Há necessidade de mais pesquisas sobre o assunto, já que pouco se conhece sobre a influência das magnitudes das espessuras carbonatadas nos resultados da esclerometria. Quando da execução dos ensaios esclerométricos, recomenda-se, em paralelo, fazer-se a determinação da espessura carbonatada de concreto (6) .

g) cura - para a RILEM (81), concretos curados em água devem ter calibração entre o índice esclerométrico e a resistência diferentes da empregada para concretos curados ao ar.

h) tamanho e forma do elemento ensaiado - BUNGEY (34) comenta que em superfícies curvas o índice esclerométrico é menor (de 2 a 4 pontos) que em superfícies planas, variando em função do raio de curvatura. Os elementos devem ter rigidez

---

(4) A carbonatação do concreto corresponde fundamentalmente à reação entre o hidróxido de cálcio  $[Ca(OH)_2]$  do concreto e dióxido de carbono ( $CO_2$ ) presente no ar ou em águas carbonatadas. Desta reação resulta o carbonato de cálcio  $[CaCO_3]$ , acarretando um abaixamento do pH para aproximadamente 9, além de conferir também uma maior dureza superficial do concreto.

(5) A carbonatação também afeta os ensaios de arrancamento e de penetração de pinos, porém em menor proporção do que interfere nos resultados da esclerometria.

(6) Como indicador químico para a determinação da camada carbonatada do concreto pode-se empregar a fenolftaleína (pH de viragem perto de 9,5) ou a timolftaleína (pH de viragem em torno de 10,5).

suficiente para que a energia de impacto não seja absorvida, em parte, pela movimentação da peça.

No Brasil, os procedimentos para a realização do ensaio de esclerometria estão especificados na NBR 7584 (20) - Concreto endurecido - avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão.

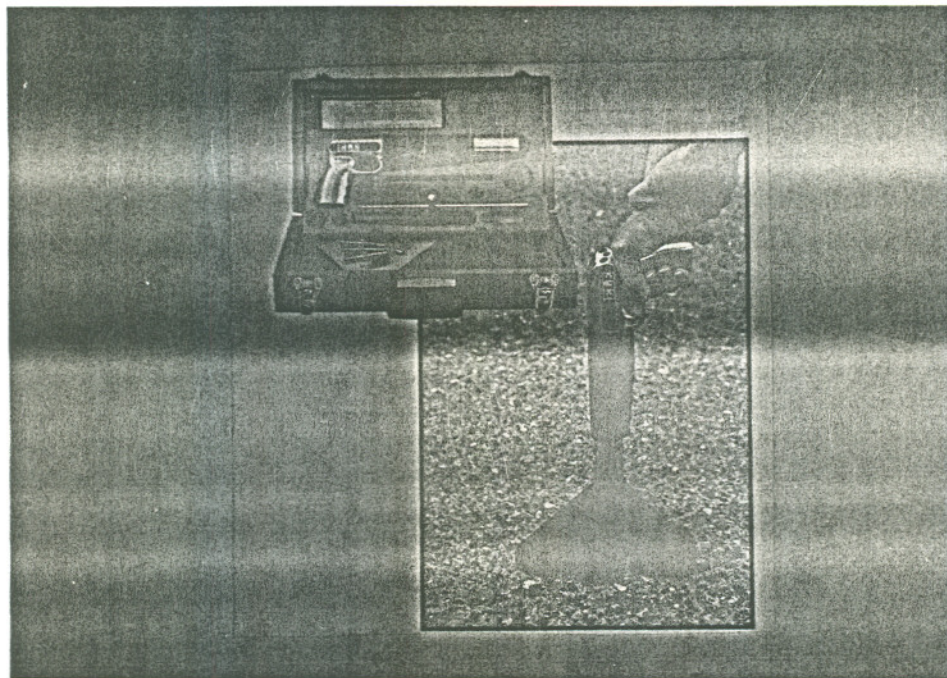
### 3.2.3.2 Windsor teste

O ensaio baseia-se em medir a profundidade que um pino de aço com características padronizadas consegue penetrar no concreto após ser propelido por uma pistola com determinada energia cinética. O valor da extensão que o pino penetra no concreto é relacionado, então, com sua resistência à compressão.

O método de penetração de pinos para a estimativa da resistência do concreto foi relatado pela primeira vez por Voellmy, em 1954. O avanço definitivo para a difusão da técnica deu-se graças ao desenvolvimento do teste de penetração Windsor (Windsor probe test), em 1964 nos EEUU (88). Em 1975 o método de determinação da resistência do concreto à penetração de pinos foi normalizada pela ASTM C 308 (11), sendo que no Brasil não há normalização para esse ensaio. A FOTOGRAFIA 3.1 mostra como se procede o disparo do pino, bem como o equipamento para a realização do Windsor teste.

Segundo o ACI 228.1R-89 (4), a análise teórica do ensaio é muito difícil, já que a penetração do pino se dá até que toda sua energia cinética inicial tenha sido absorvida pelo concreto. A energia cinética inicial com que o pino é propelido da pistola é função (4):

- da potência do cartucho de disparo;
- da posição do cartucho e do pino na pistola; e
- de energia absorvida pelo atrito entre o pino e o tubo de descarga da pistola.



FOTOGRAFIA 3.1 - Equipamento e execução do Windsor teste.

Após propelido, o pino penetra no concreto, sendo a energia cinética inicial absorvida, em parte, pelo atrito do concreto e o pino e, em parte, pelo esmagamento e fissuração do concreto. O ACI 228.1R-89 (4) comenta que faltam estudos aprofundados para a determinação dos fatores que afetam a geometria da zona de fratura do concreto provocada pela penetração do pino, indicando, porém, que é provável a formação de um cone, responsável pela absorção da maior parte da energia cinética inicial, conforme ilustra a FIGURA 3.9.

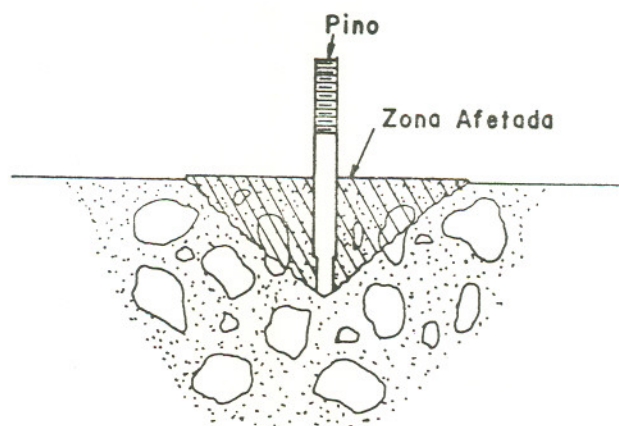


FIGURA 3.9 - Forma aproximada da zona de fratura de concreto provocada pela penetração do pino (4)

Como a fratura rompe os agregados do concreto, verifica-se grande influência da sua dureza nos resultados da penetração. BUNGEY (35) constatou experimentalmente que os concretos com agregados de dureza 7 na escala de Mohs apresentavam, para uma mesma penetração de pinos, resistências em torno de 100% inferiores às obtidas para concretos com agregados de dureza 3.

Para SWAMY e AL-HAMED (88), os resultados também são afetados pelos seguintes fatores:

- se o pino encontra um grande , pequeno ou nenhum agregado quando penetra no concreto;
- se o agregado é ou não quebrado pelo pino; e
- pela influência da região vizinha à área afetada (com ou sem agregado ou armadura).

Tanto BUNGEY (35) como SWAMY e AL-HAMED (88) , comentam que, apesar de o ensaio avaliar de certo modo a dureza do concreto, em muito é diferente do ensaio esclerométrico, pois

devido à grande energia com que o pino é propelido da pistola, a espessura de concreto avaliada está em torno de 25 a 75mm. Este fato faz com que as influências das características da superfícies, tais como a textura, a umidade e a rugosidade não afetem consideravelmente os resultados.

Para MALHOTRA (68) o ensaio é muito prestativo para a definição de zonas de concreto com diferentes resistências.

### 3.2.3.3 - "Pin penetration" (New pin)

Em 1986 pesquisadores da universidade de Saskatchewan, no Canadá, desenvolveram um método de avaliação da resistência do concreto à penetração de pinos que em muito difere do método de penetração Windsor. Este novo método é conhecido por "*Pin Penetration*".

O método consiste em medir a profundidade que um pino metálico com diâmetro de 3,56 mm e comprimento de 30,5 mm penetra na superfície do concreto após ser propelido pela ação de uma mola, que lhe confere a energia de 10,3 Joules .

Na FIGURA 3.10 ilustra-se esquematicamente a forma de funcionamento do aparelho do "*Pin Penetration*". Na FOTOGRAFIA 3.2 apresenta-se um aparelho de ensaio desenvolvido com base nas características do "*Pin Penetration*" canadense (7).

---

(7) Este equipamento mostrado na FOTOGRAFIA 3.2 foi desenvolvido na EPUSP pelos Engenheiros Luís Roberto Prudêncio Júnior e Wellington L. Repette, tendo como característica principal a possibilidade da realização de testes com várias energias e várias dimensões de pinos.

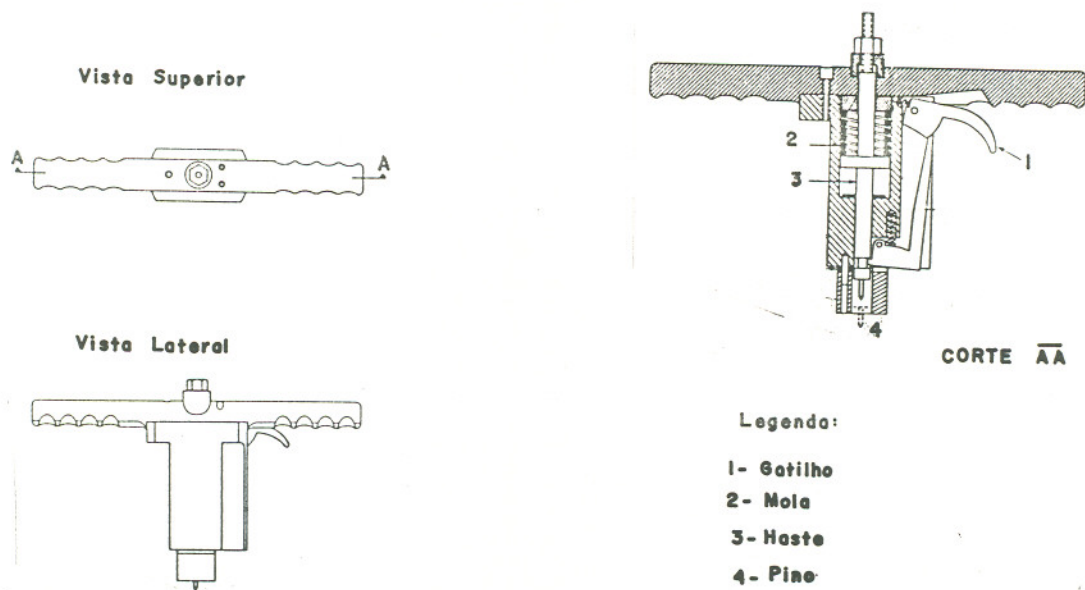
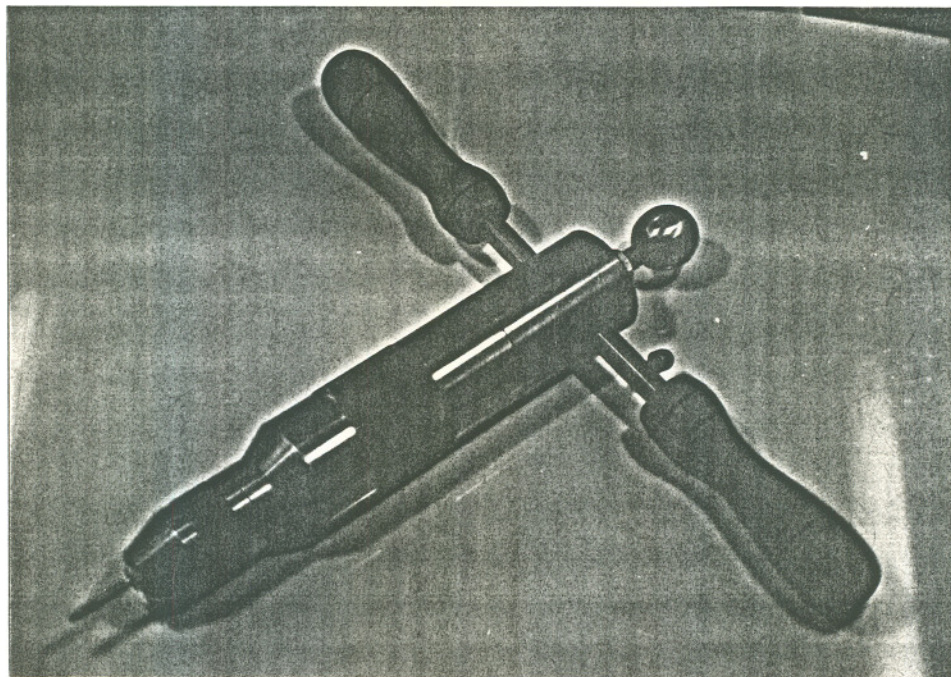


FIGURA 3.10 - Aparelho para a execução do ensaio Pin Penetration - esquema de funcionamento (75).



FOTOGRAFIA 3.2 - Aparelho desenvolvido na EPUSP que permite a execução do ensaio Pin Penetration.



A diferença com o ensaio de penetração Windsor fica clara pelos dados da TABELA 3.9.

TABELA 3.9 - Características dos equipamentos para a realização dos ensaios de penetração de pinos (Pin Penetration e Windsor Teste).

Ensaio	"Pin Penetration"	Windsor Teste
- diâmetro do pino	3,56 mm	6,35 mm
- comprimento penetrável do pino	7,60 mm	79,5 mm
- penetração típica	de 0,3 e 7,0 mm	de 20 a 75 mm
- energia de propulsão	10,3 J	792 J

Para CARINO E TANK (41), esta larga diferença entre as características dos equipamentos e, principalmente, da energia conferida aos pinos, traz diferenças entre os resultados obtidos pelos dois métodos de ensaio, particularmente quanto à influência dos agregados. Para essas pesquisadoras, a baixa energia de propulsão do "pin penetration" não é suficiente para que haja a penetração nos agregados graúdos do concreto. Se o pino encontra um agregado, o resultado da penetração será muito baixo, desprezando-se este valor na avaliação. Da mesma forma, a influência de vazios na superfície do concreto (caso de bolhas, por exemplo) também não afeta os resultados pois, devido ao reduzido diâmetro do pino, os vazios acarretarão uma medida de penetração muito grande, que também é desprezada quando da avaliação dos resultados. Desta forma, o ensaio efetivamente mede a resistência à penetração da fração de argamassa do concreto e, segundo os pesquisadores, obtém-se correlações muito mais precisas com a resistência à compressão. Os dois aspectos acima mencionados estão ilustrados na FIGURA 3.11.

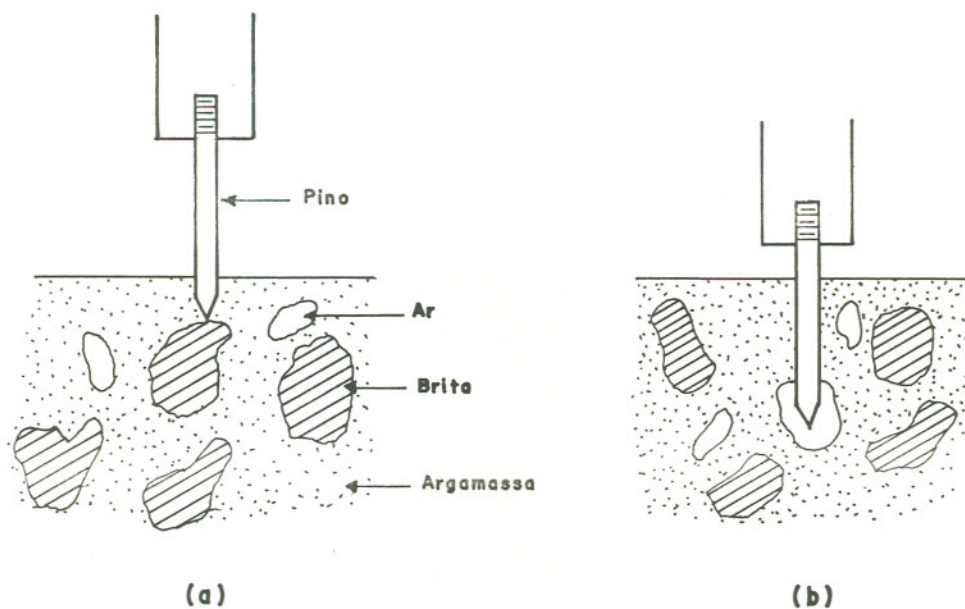


FIGURA 3.11 - Ilustração dos efeitos dos agregados e vazios superficiais nos ensaios de pin penetration.

Por ser um método recente, muitas são as questões sobre os fatores que afetam os resultados dos ensaios, tais como:

- o efeito da carbonatação;
- o efeito da orientação do equipamento;
- as características das superfícies; tais como: textura, rugosidade e umidade.

A despeito deste fato, as pesquisas realizadas por NASSER e AL-MANASSER (75,76) e também por CARINO e TANK (41) apontam resultados animadores para a utilização deste método na estimativa da resistência à compressão do concreto, otimismo este que conduziu o Subcomite C 09.02.05 da ASTM a estudar o método visando sua futura normalização.

### 3.2.3.4 - CAPO-teste

Os ensaios de arrancamento podem ser subdivididos em dois tipos básicos: os "pullout" e os "pulloff". Os primeiros consistem em medir a carga de arrancamento de peças metálicas inseridas no concreto, sendo os do segundo tipo os ensaios de arrancamento de peças metálicas aderidas na superfície do concreto, geralmente pelo uso de adesivos de base epóxi (34).

Os ensaios tipo "pulloff" não são muito utilizados e pouco interesse despertam à avaliação da resistência do concreto por apresentarem alta variabilidade de resultados (34), já que não há a indução da linha de fratura do concreto, como é ilustrado na FIGURA 3.12.

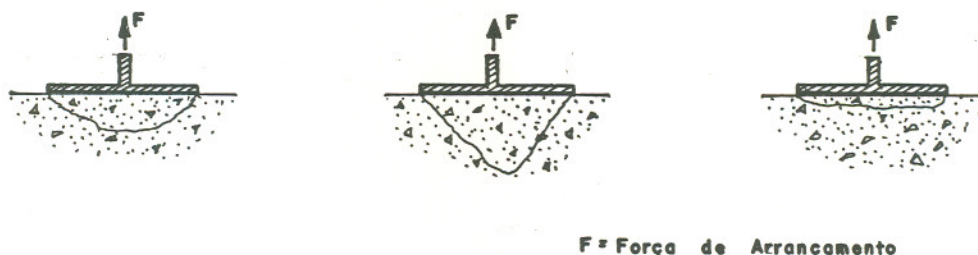


FIGURA 3.12 - Formas de ruptura do concreto provocados pelo uso de ensaios de arrancamento tipo "pulloff".

Dentre os ensaios de arrancamento, os de tipo "pullout" são os mais empregados para a avaliação da resistência do concreto. Em função do método de inserção das peças metálicas no concreto, podem ser classificados de duas formas:

- os de peça de arrancamento inseridas na moldagem do concreto (*cast-in methods*), representado pelo ensaio comercialmente conhecido por LOK-teste.
- os de peça de arrancamento inseridas após o endurecimento do concreto (*drilled hole methods*).

Como os primeiros tipos de ensaio "pullout" exigem a inserção da peça de arrancamento na concretagem, seu uso é restrito aos casos de acompanhamento do crescimento da resistência do concreto durante o controle de execução, com planificação de ensaio feita ainda mesmo na fase de projeto da estrutura. Assim, para a avaliação de estruturas acabadas restam os ensaios cujas peças de arrancamento são inseridas através de furos no concreto, podendo-se citar como os mais representativos o CAPO-teste e os ensaios de fratura interna tipo BRE e ESCOT., respectivamente ilustrados na FIGURA 3.13 a, b e c.

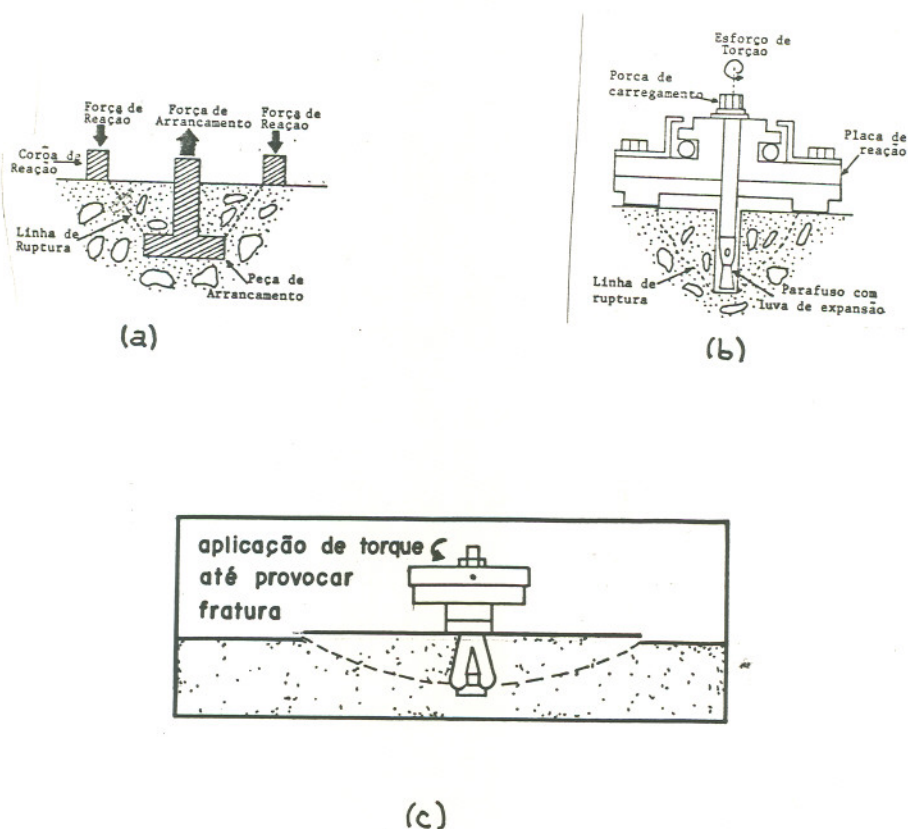


FIGURA 3.13 - Ensaio tipo "pullout" com inserção da peça metálica em concreto endurecido. (a) CAPO-teste (56), (b) Fratura Interna BRE (56) e (c) Fratura Interna ESCOT (43).

Os ensaios de fratura interna tipo BRE (Building Research Establishment) e o ESCOT (Expandable Sleeve Concrete Test), fundamentam-se na medição da força de arrancamento necessária para extrair um pino dotado de luva de expansão que é inserido num furo feito no concreto endurecido (43). Se comparados ao CAPO-teste, estes ensaios de fratura interna apresentam o inconveniente de produzir zonas de fratura com pouca regularidade, o que acarreta maior variabilidade dos resultados e mais difícil correlação com a resistência do concreto (34). Por estas razões, optou-se, nesta dissertação, pela abordagem mais detalhada do ensaio CAPO-teste.

Partindo das especificações da ASTM C-900 (30), que normaliza a utilização dos ensaios de arrancamento de peças inseridas no concreto na fase de concretagem, pesquisadores dinamarqueses propuseram, em 1980, o ensaio designado por CAPO-teste (*Cut and Pullout* - teste), onde, por uso de brocas diamantadas especiais, faz-se furos no concreto endurecido que permitem a inserção de peças metálicas de arrancamento com as mesmas características geométricas das normalizadas pela ASTM C 900 (30). As dimensões dos furos estão ilustrados na FIGURA 3.14.

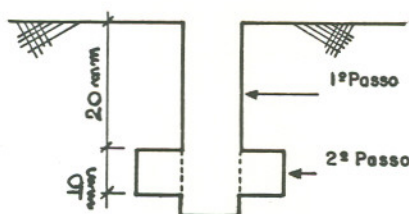
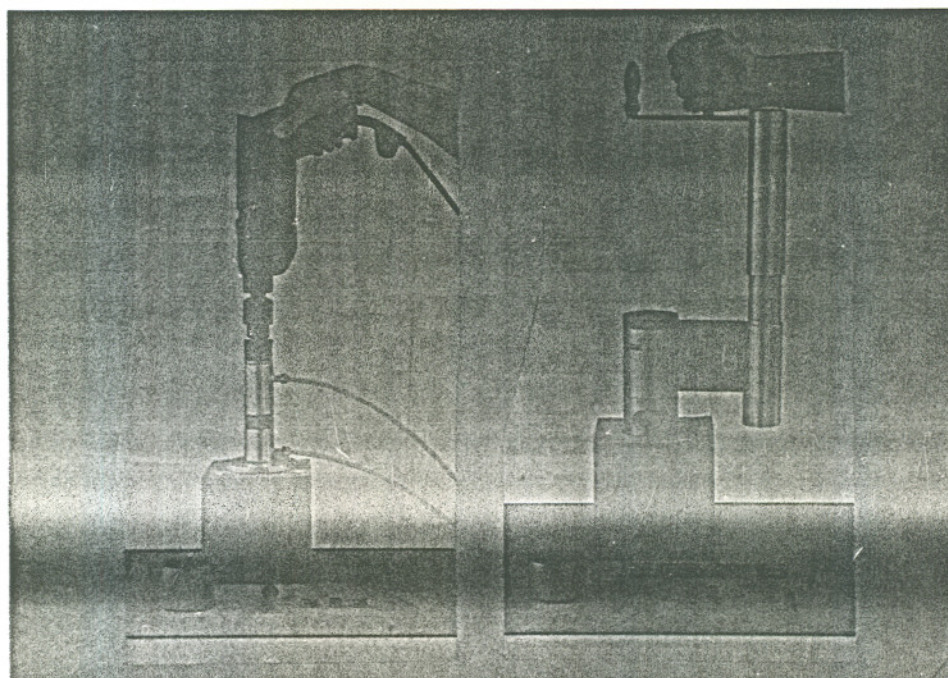


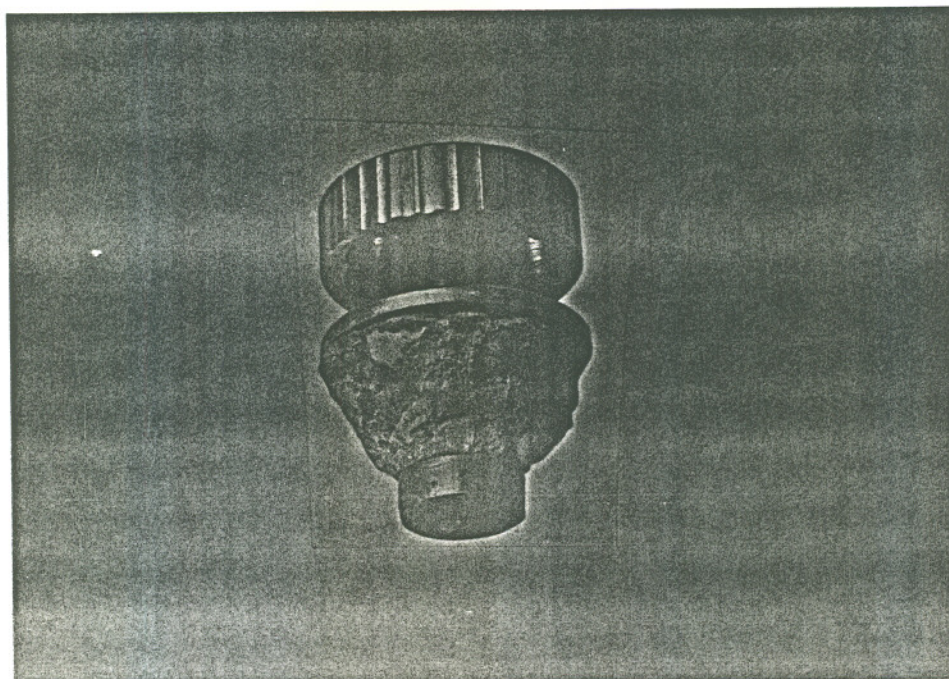
FIGURA 3.14 - Dimensões dos furos no concreto para a execução do CAPO-teste.

Após inserida no furo, a peça metálica é arrancada sob força normal aplicada por um macaco hidráulico, com reação transferida ao concreto pelo "anel de reação". As dimensões da peça de arrancamento e do anel de reação conduzem, no CAPO-

teste, à formação de uma fissura a um ângulo de  $62^{\circ}$  com a direção do esforço. Na FOTOGRAFIA 3.3 ilustra-se as fases de perfuração do concreto e de arrancamento da peça inserida. Na FOTOGRAFIA 3.4 vê-se a peça de arrancamento após ter sido extraída do concreto.



FOTOGRAFIA 3.3 - Ilustração das fases de perfuração do concreto (esquerda) e de arrancamento da peça inserida (direita) - Ensaio CAPO-teste.



FOTOGRAFIA 3.4 - Peça de arrancamento após ter sido extraída do concreto.

KRENCHEL e PETERSEN (64), após realizarem diversos experimentos, concluíram que os resultados obtidos com o LOK-teste, onde a inserção é feita antes da concretagem, e com o CAPO-teste, apresentam as mesmas confiabilidade e reprodutividade, indicando que o corte do concreto não afeta consideravelmente os resultados. Como as pesquisas com o LOK-teste estão em estágio bastante avançado, é razoável a utilização destes resultados para o entendimento também do CAPO-teste, obviamente mantidas as mesmas dimensões dos equipamentos, principalmente do anel de reação e da peça de arrancamento.

Diferente dos ensaios esclerométricos e de penetração de pinos, o ACI 228.1R-89 (4) comenta que nos ensaios de arrancamento são aplicadas cargas estáticas, o que possibilita análises de tensões para o entendimento do ensaio. STONE e CARINO (85), realizando ensaios em peças de arrancamento com dimensões 12 vezes superiores às usuais e fazendo o monitoramento das deformações por intermédio de micro-sensores eletrônicos embebidos no concreto, sugeriram a forma de ruptura do cone de arrancamento, com seqüência de falha (fratura) composta de três fases:

- fase 1 - fissuras circunferenciais iniciais são criadas com 1/3 da carga última.
- fase 2 - completa-se a fissuração circunferencial na linha de ruptura com 2/3 da carga última.
- fase 3 - com 80% da carga última, verifica-se a fissuração na matriz de argamassa e a diminuição do intertravamento proporcionado pelos agregados.

Os referidos pesquisadores concluíram que, se o concreto fosse um material monofásico, haveria a ruptura na fase 2. Este fato mostra a influência dos agregados graúdos nos resultados do arrancamento. Neste sentido, pesquisas realizadas por STONE e GIZA (86) indicam que a resistência ao arrancamento diminui com a diminuição do diâmetro dos agregados do concreto, sendo que argamassas apresentaram carga de arrancamento 20% menores que concretos com agregado de 19 mm. Verificou-se também um aumento da dispersão dos resultados à medida que as dimensões dos agregados eram maiores. Considerando essa influência dos agregados, STONE e GIZA (86) argumentam que seria mais confiável a avaliação das cargas de arrancamento juntamente com a área de agregado graúdo exposta pela formação do cone de ruptura, obtendo-se uma relação mais direta com a resistência à compressão do concreto.

Como apresenta o ACI 228.1R-89 (4), inúmeras pesquisas foram realizadas objetivando avaliar qual propriedade mecânica



do concreto é medida pelo ensaio de arrancamento CAPO-teste (LOK-teste). Apesar dos esforços, ainda não existe consenso sobre a questão, havendo pesquisadores que indicam que o ensaio mede a resistência à compressão, hipótese rejeitada por muitos outros.

### 3.2.3.5 Ultra-som

O ensaio consiste em relacionar a resistência à compressão do concreto com a velocidade com que ondas ultrassônicas de determinada frequência atravessam a massa de concreto (8).

Os primeiros trabalhos sobre a medida da velocidade de impulsos gerados mecanicamente através do concreto foram realizados nos EEUU em meados dos anos 40. Esses estudos desenvolveram-se em laboratório e, devido à precariedade dos aparelhos de medição dificultarem até mesmo o seu transporte, pouca utilização tinham nas estruturas (2). Já no início dos anos 70, com o surgimento dos aparelhos portáteis como o PUNDIT (*Portable Ultrasonic Non Destructive Digital Indicating Tester*), houve uma grande difusão do método.

Para a avaliação do concreto, são utilizados equipamentos que produzem frequências de onda de 20 KHz a 150 KHz, conforme estejam sendo ensaiadas peças com espessuras de 2 a 20 metros, aproximadamente. Nos casos mais frequentes de avaliações em pontes e edifícios, recomenda-se a utilização de frequências de 50 KHz, como o são as produzidas pelo PUNDIT (92).

---

(8) De acordo com as frequências, as ondas acústicas são classificadas por ALBA (2) em:

- sub-sônicas - com frequência de até 16 Hz
- sônicas - com frequência de 16 Hz a 20 KHz
- ultra-sônicas - com frequência de 20 KHz a até 1000 MHz, as mais altas obtidas até o momento.

O aparelho PUNDIT é composto por um gerador elétrico de pulsos que excita um transdutor emissor, transformando a energia elétrica em vibrações mecânicas. No momento da emissão do pulso elétrico, um contador de tempo é acionado. As vibrações percorrem o concreto e são captadas por um transdutor receptor, que recompõe a forma inicial de energia, fazendo com que os pulsos mecânicos sejam transformados em sinais elétricos. Nesse momento o contador de tempo é desativado. O tempo total consumido para que a onda atravesse o concreto é registrado num mostrador digital. Esquemáticamente o aparelho é ilustrado na FIGURA 3.15.

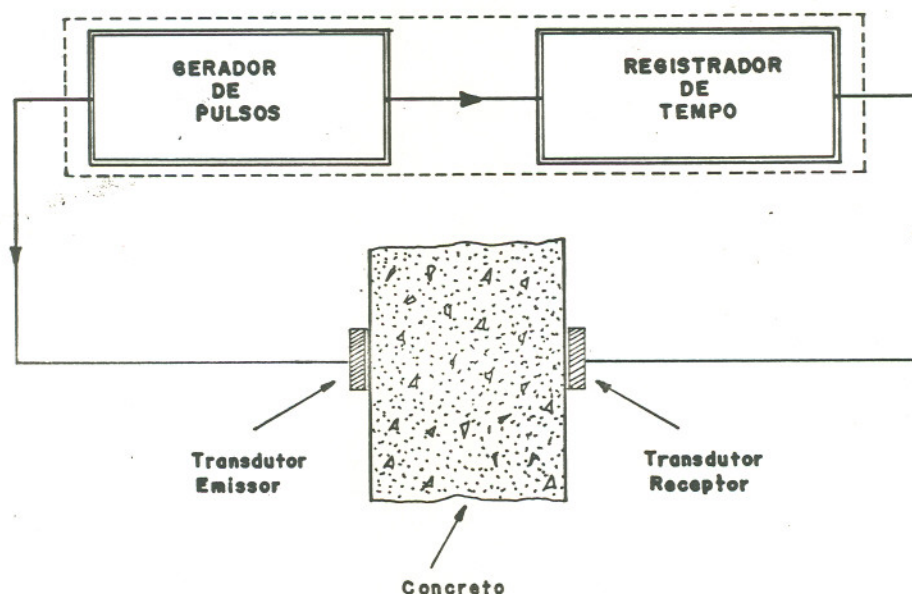


FIGURA 3.15 - Esquema do funcionamento do aparelho para o ensaio de medição da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas (PUNDIT) (92).

A disposição dos transdutores nas peças de concreto pode se dar segundo as formas direta, semi-direta e indireta, conforme ilustra a FIGURA 3.16.

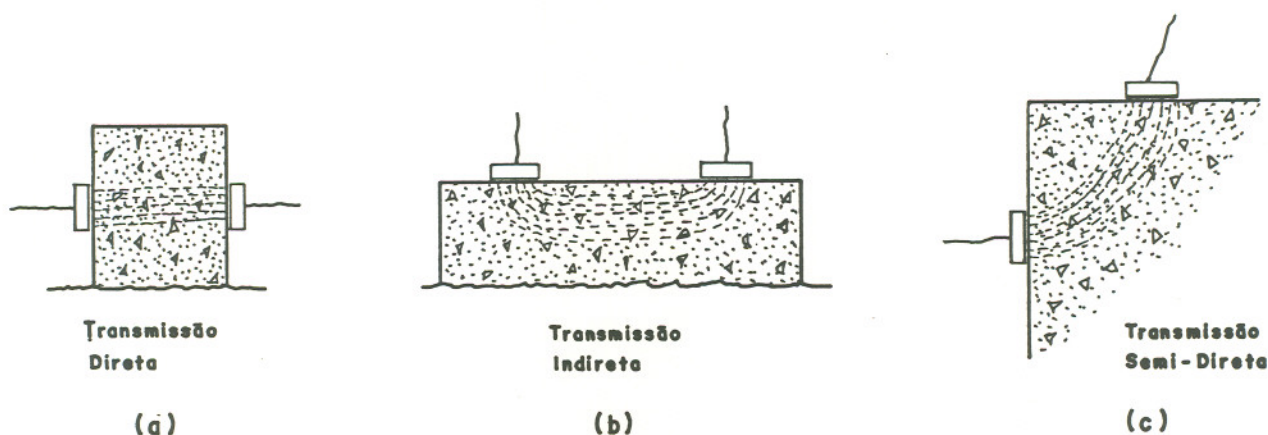


FIGURA 3.16 - Formas de disposição dos transdutores para as medições da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas no concreto.

Como é consenso entre diversos pesquisadores, destacando-se ALBA (2), BUNGEY (34) e TOMSETT (91), a avaliação do concreto segundo as formas semi-direta e indireta de posicionamento dos transdutores é muito difícil, representando grande aumento da variabilidade dos resultados. Neste sentido, optou-se neste trabalho pela abordagem da técnica exclusivamente sobre a forma direta de medição.

Como visto,, o aparelho mede tão somente o tempo de percurso das ondas pela massa de concreto. A distância entre os transdutores emissor e receptor é obtida em medição com fita métrica. Quando utilizada a forma direta de transmissão de ondas, a velocidade é determinada por:

$$v = L/t \quad , \text{ onde:}$$

$v$  = velocidade de propagação das ondas

$L$  = distância entre os transdutores

$t$  = tempo de percurso das ondas

Vários fatores afetam a relação entre a velocidade de propagação das ondas ultra-sônicas e a resistência do concreto. Dentre os principais, comenta-se sucintamente:

a) o tipo de concreto (normal ou leve) - segundo MALHOTRA (67), a velocidade de propagação em concretos leves é tendenciosamente menor que em concretos normais, para uma mesma resistência à compressão.

b) tipo, quantidade e tamanho máximo dos agregados - para BUNGEY (34), o tipo de agregado influi consideravelmente nos resultados, apontando que, para uma mesma velocidade, concretos com agregado granítico podem ter resistência até 30% maior que com agregado calcário. TOMSETT (92) indica que o tamanho máximo dos agregados do concreto influem nos resultados. Velocidades iguais podem representar resistências aproximadamente 30% maiores se forem usadas correlações obtidas em concretos com agregado de 20mm para a estimativa de concretos com agregado de 10mm.

c) tipo e quantidade de cimento - ALBA (2) comenta que valores que quantifiquem estas influências são escassos, porém deve-se levar em consideração na realização dos ensaios. As normas ASTM C-597 (13) e BS 1881 Parte 203 (32) chamam a atenção para que estes aspectos sejam considerados nos ensaios, sem, no entanto, indicarem a magnitude dessa influência.

d) umidade do concreto - segundo ALBA (2), verifica-se em geral que a velocidade aumenta com a umidade do concreto, sendo maior a influência em concretos de baixa resistência. Indica ainda que as velocidades de propagação em concretos saturados podem ser até 5% superiores às obtidas para os mesmos concretos no estado seco. BUNGEY (34) comenta que os efeitos da umidade na avaliação das velocidades de propagação de ondas representam as maiores dificuldades para o estabelecimento de correlações com a resistência do concreto. Quanto à umidade superficial, a NBR 8802 (19) indica que não causa problemas à avaliação dos resultados.

e) nível de resistência do concreto - parece ser o aspecto mais importante na avaliação da resistência pelo método de velocidades de ondas ultra-sônicas, pois, segundo o ACI 228.1R-89 (4), os resultados de velocidade são pouco sensíveis às variações da resistência, principalmente quando a resistência supera, aproximadamente, 30 MPa. Conforme aumenta a resistência, há um decréscimo da sensibilidade do ensaio.

f) influência de barras de aço embebidas no concreto - conforme o ACI 228.1R-89 (4), como a velocidade dos pulsos é aproximadamente 40% maior nos aços que no concreto, a presença das armaduras do concreto armado podem afetar consideravelmente os resultados. BUNGEY (34) comenta que a influência das armaduras nas medidas de velocidade são função do diâmetro das barras e da posição em relação à direção da trajetória das ondas. Para diâmetros maiores, a influência é maior, e quando as barras são paralelas à direção da trajetória das ondas, maiores são as velocidades obtidas. Recomenda-se que antes da realização do ensaio, sejam determinadas as posições das armaduras.

Outros fatores relacionados ao procedimentos de ensaio, tais como regularidade da superfície e acoplagem perfeita dos transdutores, também afetam os resultados. Porém, se forem obedecidas as recomendações das normas, pouca influência representarão. No Brasil, os procedimentos de ensaio são normalizados pela NBR 8802 (19) - "Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica.

#### 3.2.4 - Características típicas dos resultados dos ensaios de inspeção da resistência do concreto

Os métodos de ensaio empregados para a inspeção da resistência do concreto das estruturas apresentam desempenho distintos em função das propriedades que medem e dos cuidados de sua execução.

Em função dos resultados a que conduzem, os métodos podem ser caracterizados fundamentalmente segundo dois aspectos:

- a repetitividade, que representa o grau de concordância entre os diversos resultados obtidos sobre um mesmo concreto; e
- a sensibilidade, que representa a magnitude das variações nos resultados obtidos pelos ensaios frente a variações da resistência do concreto.

Essas características são essenciais para a escolha do método de ensaio que melhor se adapta à avaliação do concreto em questão e, também, para o estabelecimento do número de resultados que proporciona a interpretação confiável da propriedade por ele medida.

#### 3.2.4.1. - Repetitividade dos resultados

A repetitividade dos resultados de um ensaio é representada pelo desvio padrão ou pelo coeficiente de variação dos valores obtidos sobre um mesmo concreto e sob as mesmas condições de execução (operador do aparelho, direção da medição, etc) (4). Os resultados assim obtidos expressam o que se chama de "variabilidade interna do método de ensaio", representada pelo "desvio padrão interno" ou pelo "coeficiente de variação interno".

Na TABELA 3.10 apresenta-se alguns valores que expressam as variabilidades internas típicas dos resultados dos ensaios de avaliação do concreto na estrutura, obtidas à partir de conclusões experimentais e de proposta constantes em diversas bibliografias. Não são apresentados dados do concreto analisados pelos pesquisadores, pois a intenção é tipificar valores de variabilidade que representem os ensaios de forma geral.

TABELA 3.10 - Valores típicos das grandezas que representam a variabilidade interna dos ensaios de inspeção do concreto na estrutura.

Fonte Bibliográfica	Pesquisador	Desvio Padrão Interno Típico	Coefficiente de Variação Interno Típico
a) Testemunhos extraídos ( $0 \geq 100$ mm)			
		(MPa)	(%)
BELLANDER (23)	Bellander	-	6
BLOEM (27)	Bloem	-	6
BUNGEY (34)	Bungey	-	6
YUN et alii (95)	Yun et alii	-	4
BS 6089 (28)	-	-	5
ACI 228.1R (4)	-	-	5
b) Ensaio esclerométrico			
		(I <sub>E</sub> )	(%)
ALBA (2)	Mommens	3,0	10
BUNGEY (34)	Bungey	-	18
BELLANDER (23)	Bellander	-	3,1
YUN et alii (95)	Yun et alii	-	10
ASTM C-805 (10)	-	2,5	-
BS 1881 parte 202 (31)	-	-	10
ACI 228.1R (4)	-	-	10
c) Windsor teste			
		(mm)	(%)
BUNGEY (34)	Bungey	-	10
YUN et alii (95)	Yun et alii	-	14
SWAMY e AL-HAMED (88)	Swamy e Al-Hamed	-	4
ACI 228.1R (4)	Keiller	-	7,8
ACI 228.1R (4)	Carrete e Malhotra	-	5,4
ACI 228.1R (4)	-	-	5
d) Pin penetration			
		(mm)	(%)
NASSER e AL-MANASEER (75)	Nasser e Al-Manaseer	0,38	5
CARINO e TANK (41)	Carino e Tank	-	7,4

TABELA 3.10 - Valores típicos das grandezas que representam a variabilidade interna dos ensaios de inspeção do concreto na estrutura (Continuação)

Fonte Bibliográfica	Pesquisador	Desvio Padrão Interno Típico	Coefficiente de Variação Interno Típico
e) CAPO-teste		(KN)	(%)
YUN et alii (95)	Yun et alii	-	20
KRENCHER e PETERSEN (64)	Krenchel e Petersen	-	7,2
KRENCHER e BICKLEY (63)	Krenchel e Bickley	-	7,9
ACI 228.1R (4)	Malhotra e Carrete *	-	5,3
ACI 228.1R (4)	Bickley *	-	4,1
ACI 228.1R (4)	Keiller *	-	14,8
ACI 228.1R (4)	-	-	8
f) Ultra-som		(Km/s)	(%)
BELLANDER (23)	Bellander	-	1,8
YUN et alii (95)	Yun et alii	-	0,7
ASTM C-597 (13)	-	-	2,0
ACI 228.1R (4)	Bocca	-	0,7
ACI 228.1R (4)	Keiller	-	1,1
ACI 228.1R (4)	-	-	2

\* Valores obtidos para ensaios LOK-teste.

É de grande importância a indicação de valores únicos que representem a variabilidade interna típica dos resultados dos diversos ensaios. Para tanto, optou-se pela adoção dos valores recomendados pelo ACI 228 1R-89 (4), por serem condizentes com a maioria dos demais apresentados na TABELA 3.10. Para o ensaio "pin penetration", não abordado no ACI 228. 1 R-89 (4), assumiu-se o valor inteiro do maior coeficiente de variação interno indicado para o ensaio. Na TABELA 3.11 apresenta-se os valores que propõe-se, sejam assumidos como típicos.



TABELA 3.11 - Valores típicos dos coeficientes de variação internos dos ensaios.

Ensaio	Coeficiente de Variação Interno Típico (%)
Testemunho extraído	5
Ensaio esclerométrico	10
Windsor teste	5
<i>Pin penetration</i>	7
CAPO-teste	8
Ultra-som	2

Faz-se importante ressaltar que, para os ensaios não destrutivos as variabilidades internas não expressam a confiabilidade com que é medida a resistência à compressão do concreto, mas, tão somente, a confiabilidade com que são medidas as propriedades passíveis de avaliação por cada método. Como exemplo: pelo fato do coeficiente de variação interno do ensaio de ultra-som ter valor típico igual a 2%, não há como dizer que esse método melhor avalia a resistência à compressão do concreto que o ensaio sobre testemunhos extraídos, que apresenta coeficiente de variação interno igual a 5%.

Considerando-se que os resultados dos ensaios sobre o concreto apresentam distribuição de frequências segundo a curva normal, é possível o emprego da expressão que relaciona o número de ensaios ( $n$ ), o erro relativo ao admitir-se o valor da média dos resultados como representativo dos valores obtidos ( $E_r$ ), o coeficiente de variação dos resultados ( $CV$ ) e a confiabilidade que se pretende à estimação ( $Z_{\alpha/2}$ ). Obtida de NANNI (74), tal expressão se escreve:

$$n = \frac{Z_{\alpha/2}^2 \cdot CV^2}{ER^2}$$

Admitindo-se 95% de confiança à afirmação, o que representa valor de  $Z_{\alpha/2}$  igual e 1,96, e os coeficientes de variação típicos propostos na TABELA 3.11, pode-se, em função do número de resultados ( $n$ ), expressar o erro relativo típico ao assumir a média como o valor representativo dos resultados. Na TABELA 3.12 são apresentadas as expressões para cada método de ensaio.

**TABELA 3.12 - Valores do Erro Relativo ( $E_r$ ) ao se expressar os resultados dos ensaios pela média de  $n$  valores (confiança de 95%).**

Ensaio	Er em função do número de resultados $n$ (%)
Testemunho extraído	$9,8/\sqrt{n}$
Ensaio esclerométrico	$19,6/\sqrt{n}$
Windsor teste	$9,8/\sqrt{n}$
<i>Pin penetration</i>	$13,7/\sqrt{n}$
CAPO-teste	$15,7/\sqrt{n}$
Ultra-som	$3,9/\sqrt{n}$

#### 3.2.4.2 Sensibilidade

Excluindo-se o ensaio de ruptura de testemunhos extraídos, os demais métodos (não-destrutivos) não expressam diretamente a resistência à compressão do concreto. A capacidade desses métodos em expressar satisfatoriamente a resistência do concreto, para uma dada faixa de variação, pode ser entendida como a sua "sensibilidade".

A análise da sensibilidade de cada método de ensaio não-destrutivo pode ser feita pela observação das curvas que relacionam os valores indicados pelo ensaio e a resistência à compressão do concreto. Na FIGURA 3.17 apresenta-se alguns tipos de curvas de correlação (9), fazendo-se um comentário sobre a sensibilidade à seguir.

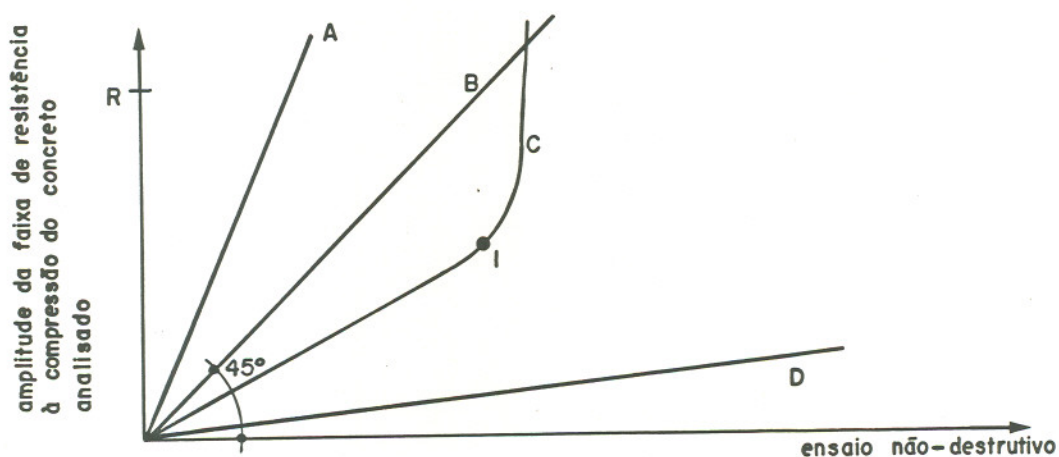


FIGURA 3.17 - Representação esquemática de algumas curvas de correlação para a exemplificação de diferentes "sensibilidades" dos ensaios não-destrutivos.

O ensaio representado pela curva B apresenta sensibilidade ideal para expressar a resistência do concreto na faixa de variação pretendida. O ensaio da curva A expressa toda a faixa de variação da resistência, porém, pequenas variações nos seus valores podem representar grandes variações da resistência. Já, o ensaio da curva D expressa a variação da resistência com precisão bastante elevada, mas para uma faixa muito restrita de valores. O ensaio representado pela curva C apresenta "sensibilidade" variada em função de resistência do concreto. Se a correlação é tida como satisfatória até o ponto 1, a partir deste pode não o ser.

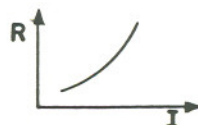

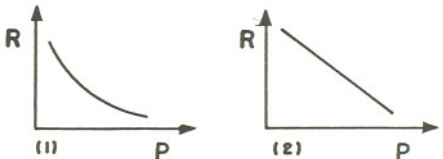
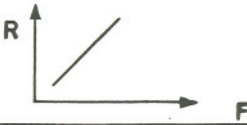
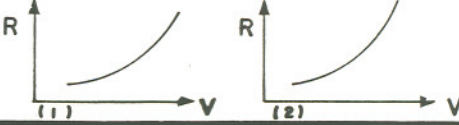
(9) A rigor, o termo correlação diz respeito à relação entre duas variáveis aleatórias, e o termo regressão entre uma variável não aleatória e outra aleatória. Nesta dissertação o termo correlação é empregado sem a intenção de conotar a diferença acima comentada.

Na avaliação da sensibilidade dos ensaios é importante a consideração de que, quanto menores as faixas de variação da resistência do concreto, maior a tendência a que as correlações sejam lineares e, portanto, mais difícil a ocorrência das curvas tipo C.

Como salienta ALBA (2), as curvas de correlação são particulares para cada método de ensaio e cada concreto, não havendo a possibilidade de, antecipadamente, se determinar a que melhor se adapta a cada caso de concreto avaliado. No entanto, parece ser exceção o método de ultra-som, como ilustra o comentário do ACI 228.1R-89 (4): "para um dado concreto, quando a resistência cresce com a idade há um incremento proporcional cada vez menor da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas". Citando dados publicados pelo RILEM, o referido documento exemplifica: "Um incremento da resistência do concreto de 3,4 a 10,3 MPa pode representar um incremento da velocidade de 4000 a 4600 m/s. Para resistências maiores, um incremento de 27,6 a 34,5 MPa provoca uma variação da velocidade de 5090 a somente 5220 m/s. Para maiores resistências o ensaio de ultra-som não é sensível".

Com o objetivo único de tornar mais fácil um possível estabelecimento das correlações para os casos de utilização dos ensaios não-destrutivos nas estruturas, apresenta-se na TABELA 3.13 as formas típicas das curvas de correlação, obtidas para amplas faixas de variação da resistência à compressão do concreto.

TABELA 3.13 - Formas típicas das expressões de correlação entre a resistência à compressão e os resultados dos ensaios não-destrutivos.

ENSAIO	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	EXPRESSÃO TÍPICA	REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS EXPRESSÕES
ENSAIO ESCLEROMÉTRICO	KLARIC <sup>(62)</sup>	$R = a \cdot I^b$	
WINDSOR TESTE	KLARIC <sup>(62)</sup>	$R = a + b \cdot P$	
PIN PENETRATION	CARINO E <sup>(41)</sup> TANK  NASSER E <sup>(75)</sup> AL-MANASSER	<sup>(1)</sup> $R = 10^a \cdot p^b$  <sup>(2)</sup> $R = a + b \cdot P$	
CAPO TESTE	KRENCHEL E <sup>(63)</sup> BICKEY	$R = a + b \cdot F$	
ULTRASOM	KLARIC <sup>(62)</sup>	<sup>(1)</sup> $R = a + b \cdot V^4$ <sup>(2)</sup> $R = a \cdot e^{b \cdot V}$	

LEGENDA :  $a$  e  $b$  são constantes; I = índice esclerométrico; P = medida da penetração;  
F = força de arrancamento; V = velocidade de propagação ; R = resistência à compressão.

### 3.3 - Inspeção da resistência do concreto

#### 3.3.1 - Considerações Gerais

A estratégia de inspeção da resistência do concreto deve ser estabelecida considerando-se aspectos gerais tais como: objetivos da investigação, condições e particulares da estrutura e recursos técnicos e econômicos disponíveis.

Conforme salientam alguns pesquisadores, dentre eles PETERSONS (78), BUNGEY (34) e MURPHY (72); para a definição da forma de inspeção e análise dos resultados da resistência do concreto nas estruturas é fundamental a distinção entre dois objetivos básicos, quais sejam:

- comprovar a qualidade do concreto executado com o requerido em projeto (investigar o concreto da estrutura para a verificação de possíveis falhas apontadas por corpos de prova de controle); ou
- investigar a resistência do concreto para a verificação da segurança estrutural.

No primeiro caso procura-se inspecionar regiões das peças estruturais onde a resistência efetiva menos difere da resistência potencial, pois o objetivo é, em suma, a verificação de possíveis desvios na produção ou nas operações de controle do concreto. Os critérios de aceitação fundamentam-se na comparação entre a resistência obtida na estrutura e a requerida pelo projeto por vezes nas mesmas idades de referência.

Quando o objetivo é a verificação da segurança estrutural, faz-se importante considerar a variabilidade do concreto entre os elementos e nas próprias peças da estrutura, sendo ideal a investigação que possibilite a determinação da resistência nas suas seções críticas, local de menor resistência e de maior esforço. Neste caso, não há critérios de aceitação pré-estabelecidos, sendo a resistência à

compressão do concreto considerada, juntamente com outros fatores da estrutura, na avaliação analítica do nível de segurança. A abordagem deste trabalho voltasse, principalmente, à inspeção do concreto com vistas à avaliação da segurança da estrutura.

Para MURPHY (73), a verificação "in-situ" da resistência do concreto para a análise do nível de segurança da estrutura, distingue-se em dois casos:

a) quando a estimativa da resistência se dá numa zona localizada da estrutura, ou mesmo em poucas peças estruturais, onde admite-se que o concreto apresenta uma certa uniformidade; e

b) quando a investigação se dá em várias zonas da estrutura onde se tenha comprovado, com ensaios, que existe uma certa uniformidade do concreto.

No primeiro caso, informações do processo de produção do concreto e execução das peças estruturais podem conduzir o avaliador a considerar que determinadas zonas da estrutura tenham concreto com certa uniformidade. Também enquadra-se neste caso as inspeções localizadas em uma pequena zona da estrutura (por exemplo, uma determinada peça estrutural) onde, em virtude do pequeno volume de concreto, é factível a consideração de que o material apresenta características uniformes. No segundo caso, quando não há informações que permitam considerar que o concreto seja uniforme, na investigação da estrutura deve-se determinar zonas com uniformidade do concreto, geralmente exigindo o emprego de ensaios não-destrutivos, o que torna a inspeção mais onerosa e complexa.

MURPHY (72), assim como BUNGEY (34), salienta ainda que o avaliador, ao definir o plano de inspeção e a forma de avaliação da estrutura, deve ter presente a diferença do que seja a uniformidade do concreto entre peças estruturais e a

uniformidade nas peças estruturais, conforme abordado no item 3.1.2. A determinação de zonas da estrutura com variabilidade do concreto causada por erros de dosagem é mais precisa quando são comparados resultados de ensaios realizados em mesmos tipos de elemento estrutural e mesmas localizações (altura) nas peças.

Independentemente de ser ou não necessária a investigação da uniformidade do concreto com ensaios não-destrutivos, pode-se propor previamente que os lotes de inspeção sejam diferentes para pilares, lajes e vigas e paredes estruturais. Esta proposição baseia-se nos seguintes aspectos:

- as variações da resistência do concreto afetam mais significativamente o nível de segurança dos pilares e paredes sob compressão ou flexo-compressão, sendo menor a influência sobre as vigas e as lajes (37);
- dentre outros fatores, a variação da resistência do concreto é função do tipo de elemento estrutural;
- na prática usual da execução das estruturas os pilares são confeccionados em fase distinta das lajes e vigas.

### 3.3.2 - Inspeção com vistas à avaliação da segurança

O caso mais complexo de inspeção da resistência do concreto para a avaliação da segurança da estrutura ocorre quando não há informações prévias que possibilitem a definição de zonas com igual uniformidade. Fundamentalmente, o procedimento básico para a inspeção defendido por ALBA (2), BUNGEY (34), MURPHY (72), o ACI 437-R (8) e a BS 6089 (28), pode ser apresentado segundo as seguintes fases:



- 1ª fase - investigação geral com ensaios não-destrutivos.
- 2ª fase - determinação de zonas uniformes do concreto com base nos resultados dos ensaios não-destrutivos.
- 3ª fase - determinação da resistência do concreto a partir de extrações de testemunhos das zonas de igual homogeneidade.

Quanto à 1ª fase do procedimento, BUNGEY (34) indica que o número e tipo de ensaio não-destrutivo devem ser estabelecidos considerando-se a precisão requerida, o tempo disponível para a realização dos ensaios, o custo e também os possíveis danos à estrutura. Em complemento, a BS 6089 (28) também considera que na escolha do método de ensaio deve-se observar as condições para a sua realização, tais como: qualidade das superfícies do concreto, presença de armaduras e o acesso às áreas de ensaio.

A verificação da variabilidade do concreto no lote de inspeção (pilares, vigas, lajes e paredes) é feita diretamente sobre os resultados dos ensaios não-destrutivos, correspondendo à 2ª fase do procedimento de inspeção. Para BUNGEY (34), deve-se utilizar recursos gráficos e numéricos para a avaliação da homogeneidade. Sugere que, com a análise do desvio padrão e do coeficiente de variação, além da construção dos gráficos de frequência dos resultados dos ensaios não-destrutivos (como mostra a FIGURA 3.18), é possível a determinação das zonas de homogeneidade da resistência do concreto (10).

Para as zonas de igual homogeneidade, faz-se a determinação da resistência do concreto através da extração e ruptura de testemunhos, correspondendo à 3ª fase do procedimento indicado.

---

(10) É importante ressaltar que, lamentavelmente, o referido pesquisador não propõe os critérios objetivos para o julgamento da homogeneidade do concreto a partir destes parâmetros.

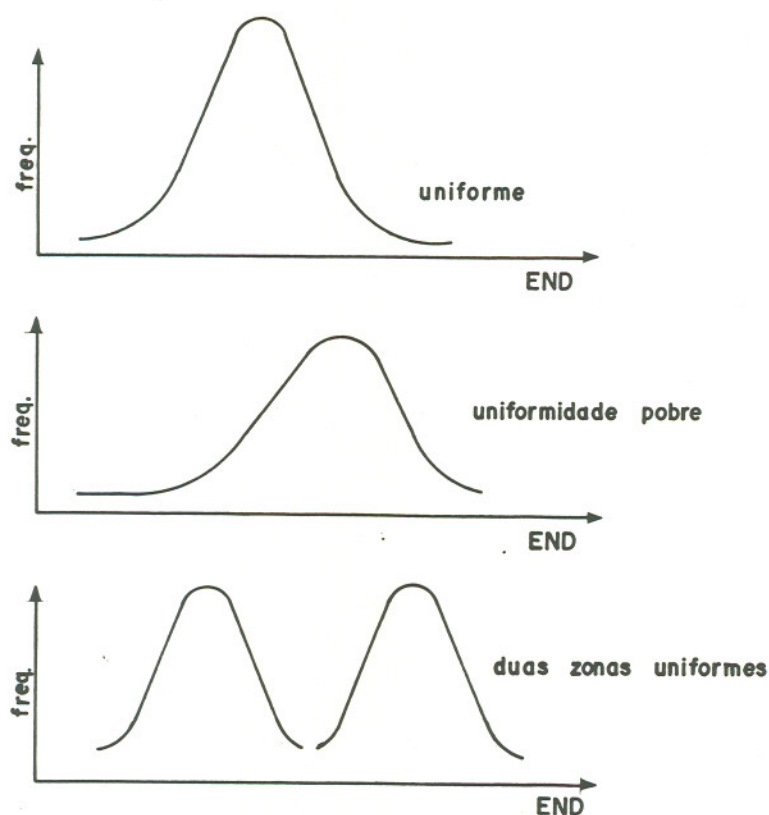


FIGURA 3.18 - Exemplos de histogramas de resultados dos ensaios não-destrutivos como parâmetro para determinação de zonas com igual homogeneidade do concreto<sup>(34)</sup>.

Como visto no procedimento acima apresentado, a determinação das zonas homogêneas do concreto na estrutura se dá pela análise direta dos resultados dos ensaios não-destrutivos, o que pode levar a erros consideráveis na avaliação nos casos de não haver uma correlação confiável com a resistência à compressão do concreto. Em outras palavras, seguindo-se este procedimento não se está avaliando a homogeneidade da resistência do concreto, mas tão somente a homogeneidade da propriedade mensurável pelo ensaio. Esta avaliação é ainda menos consistente quando a "sensibilidade" do ensaio é muito pequena ou variável, conforme mostram respectivamente as curvas A e B das correlações hipotéticas

apresentadas na FIGURA 3.19. Enquanto os resultados dos ensaios não-destrutivos podem apontar concreto bastante homogêneo, a resistência à compressão pode, na realidade, estar bastante dispersa.

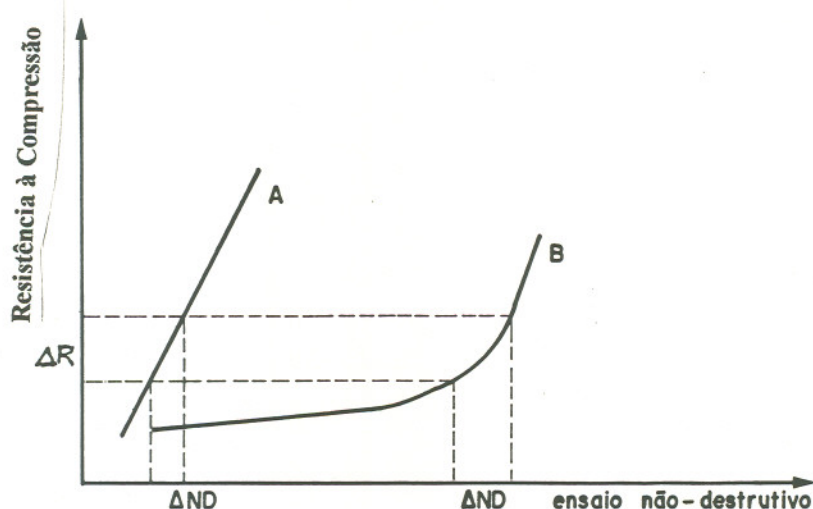


FIGURA 3.19 - Curvas de correlação hipotéticas entre a resistência à compressão do concreto e os resultados dos ensaios não-destrutivos.

O fato de não se determinar a correlação particular entre o concreto inspecionado e os resultados dos ensaios não-destrutivos, suscita outra crítica ao procedimento apresentado: apesar de ser feito uma inspeção generalizada com ensaios não-destrutivos para a verificação da homogeneidade, estes resultados não podem ser aproveitados para a determinação mais precisa da resistência do concreto.

Propõe-se, a seguir, uma metodologia para a racionalização do emprego dos ensaios não-destrutivos nas investigações de estruturas acabadas, estabelecendo-se correlações particulares para com as resistências obtidas pela extração de testemunhos de concreto.

### 3.3.3 - Proposta de metodologia para a inspeção do concreto

Esta metodologia aplica-se aos casos de inspeção onde a uniformidade do concreto não é conhecida e fundamenta-se no fato de que a utilização dos ensaios não-destrutivos só é válida quando estabelecidas correlações com a resistência à compressão do concreto. O procedimento de inspeção pode ser separado em quatro etapas:

- 1ª etapa - Definição dos lotes de inspeção e investigação geral com ensaios não-destrutivos.
- 2ª etapa - Determinação das áreas de extração através da identificação de zonas com diferença significativa entre os resultados dos ensaios não-destrutivos.
- 3ª etapa - Determinação da correlação entre a resistência à compressão e os resultados dos ensaios não-destrutivos, com verificação da sua validade.
- 4ª etapa - Estimativa das resistências na estrutura.

O esquema geral da metodologia proposta é esquematicamente ilustrado na FIGURA 3.20. A seguir são detalhados os procedimentos de cada fase da inspeção.

- 1ª etapa - Definição dos lotes de inspeção e investigação geral com ensaios não-destrutivos.

Como a uniformidade do concreto na estrutura não é conhecida ou seja, não se tem uma definição precisa dos lotes de produção, os lotes de inspeção são definidos basicamente de acordo com o tipo de elemento estrutural, por exemplo, pilares de um pavimento, procurando-se evitar, sempre que possível, a existência de diferenças marcantes no concreto do lote assim definido, tais como profundidades de carbonatação, tipo de agregado e coloração do concreto.

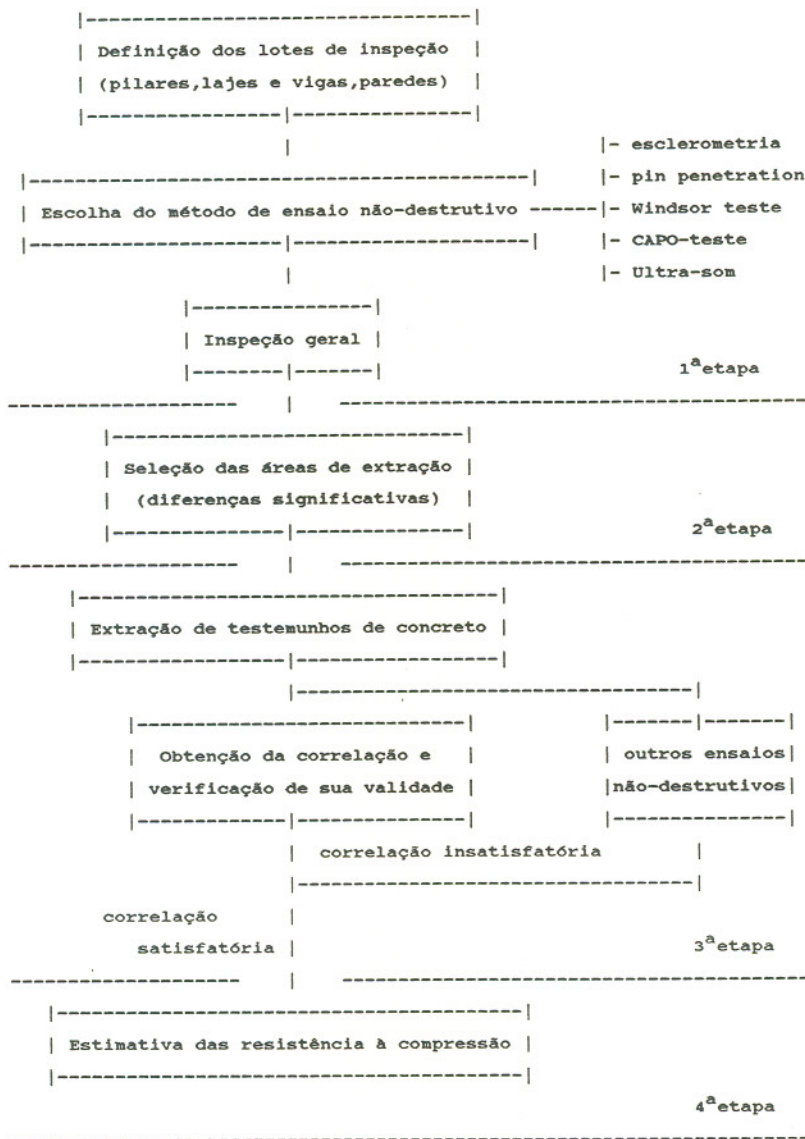


FIGURA 3.20 - Esquema geral do procedimento proposto para inspeção do concreto em estruturas acabadas - uniformidade desconhecida.

Não havendo informações prévias sobre as características do concreto e sua correspondência com os ensaios não destrutivos, a escolha do método de ensaio para a inspeção geral do lote é feita com base no custo e disponibilidade dos equipamentos, custos de execução do ensaio e rapidez de inspeção. Também devem ser considerados os principais fatores que influenciam os resultados de cada ensaio. Na TABELA 3.14, elaborada com base nas informações de NASSER e AL-MANASSER (75), apresenta-se alguns fatores relacionados aos diversos ensaios não destrutivos e que devem ser levados em conta para esta escolha.

**TABELA 3.14 - Comparação de diversos ensaios não-destrutivos quanto a custo, operacionalidade e principais aspectos influentes.**

Ensaio	Esclerometria	Windsor teste	New pin	CAPO-teste	Ultra-son
Iten de Comparação					
Custo do equipamento	Barato	Caro	Barato	Caro	Caro
Custo de operação	Barato	Caro	Barato	Caro	Barato
Tempo para a realização do ensaio	de 10 a 20 segundos por impacto	de 3 a 4 minutos por tiro	perto de 1 minuto por penetração	-	de 1 a 2 minutos por leitura
Principais aspectos influentes nos resultados	-carbonatação -textura da superfície -dureza dos agregados	-dureza dos agregados	-ainda sendo investigado	-dureza dos agregados	-armaduras embebidas no concreto

Após definido o método de ensaio, alguns cuidados na execução dos ensaios devem ser tomados:

- a posição relativa dos ensaios nas peças estruturais deve ser mantida constante e escolhida de modo a permitir uma futura extração de testemunho no local.

- o número de repetições no ensaio de cada peça deve ser constante e definido segundo a variabilidade interna do mesmo, de forma que o máximo valor do Erro Relativo do ensaio não seja superior ao obtido pela extração de um testemunho de

concreto. Como sugestão para esta definição, pode-se adotar as expressões apresentadas na TABELA 3.12.(item 3.2.4.1).

- geralmente apenas uma área de ensaio por peça é suficiente para a caracterização do concreto da peça. Eventualmente, em casos específicos (vigas, pilares) pode-se utilizar duas áreas de ensaio diametralmente opostas aumentando-se assim a precisão da investigação.

**-2ª etapa - Determinação das áreas de extração através da identificação de zonas com diferença significativa entre os resultados dos ensaios não- destrutivos.**

Busca-se nesta fase a determinação mais racional das áreas de extração de testemunhos, de forma a facilitar o estudo da correlação entre a resistência à compressão e o parâmetro mensurado pelo ensaio não-destrutivo. Para tanto indica-se que seja procedida uma comparação estatística dos valores médios observados nos ensaios não-destrutivos de todas as peças ensaiadas dentro de um mesmo lote de inspeção. O procedimento geral desta análise estatística e as recomendações de ordem prática estabelecidas sobre suposições indicadas, estão apresentadas a seguir:

**a) Comparação das médias dos valores obtidos no ensaio não-destrutivo:**

Sendo:

Os valores das médias:  $X_1, X_2, \dots, X_n$ .

As variâncias:  $S_1^2, S_2^2, \dots, S_n^2$ .

O número de repetições de cada ensaio:  $n_1, n_2, \dots, n_n$ .

$\alpha$  : significância do teste de hipótese.

Para se comparar duas médias  $X_i$  e  $X_j$  quaisquer ( $X_i > X_j$ ), deve-se primeiramente verificar se existe diferença significativa entre suas variâncias  $S_i^2$  e  $S_j^2$ . Para isto utiliza-se o seguinte teste de hipótese:

Ho:  $x = y$ . Se:

$$F > F_{\alpha/2}(n_i-1, n_j-1) \quad (1)$$

onde:

$$F = S_i^2/S_j^2, \quad (2)$$

a hipótese Ho pode ser rejeitada, ou seja, existe diferença significativa entre as variâncias (NANNI (74)).

Como visto no item 3.2.4.1, a variabilidade típica dos resultados dos ensaios não-destrutivos é melhor expressa pelo seu coeficiente de variação (CV) e não pela sua variância ( $S^2$ ), podendo-se admitir que:

$$CV_i = CV_j = CV$$

Desta forma tem-se de ( 2 ) que:

$$F = (X_i/X_j)^2. \quad (3)$$

Como os valores de  $F_{\alpha/2}$  são geralmente maiores que F para os empregos usuais dos ensaios não-destrutivos (onde o número de repetições e as diferenças entre as médias são comumente pequenos), pode-se considerar como aceitável a hipótese de que não haverá diferença significativa entre as variâncias.

Desta forma, para verificar-se a existência de diferença significativa entre duas médias, utiliza-se o seguinte teste de hipótese:

$$Ho: \sigma_i = \sigma_j. \quad Se:$$

$$t > t_{\alpha/2}(n_i + n_j - 2) \quad (4)$$

a hipótese Ho é rejeitada (NANNI (74)).

Para a determinação do valor de t, utiliza-se a seguinte expressão:



$$t = ( X_i - X_j ) / ( S_p * ( 1/n_i + 1/n_j )^{1/2} ) \quad (5)$$

onde:

$$S_p = ( ( n_i - 1 ) * S_i^2 + ( n_j - 1 ) * S_j^2 / ( n_i + n_j - 2 ) )^{1/2} \quad (6)$$

Como  $CV_i = CV_j = CV$  e  $n_i = n_j = n$ , tem-se que:

$$t = ( X_i - X_j ) / ( ( CV/100 * ( ( X_i^2 + X_j^2 ) / n ) )^{1/2} ) \quad (7)$$

Utilizando-se as expressões (4) e (7), assumindo-se valores tidos como usuais para  $n$  e os valores típicos de CV, conforme os apresentados na TABELA 3.11, elaborou-se a TABELA 3.15, com os valores das diferenças significativas percentuais que caracterizariam a comparação de duas médias como significativamente diferentes.

**TABELA 3.15 - Relação das diferenças significativas percentuais para diversos ensaios não-destrutivos.**

Ensaio	n adotado	CV adotado	$t_{0,025} (2n-2)$	D' = diferença significativa %
Esclerometria	9	10	2,12	10,5
Ultra-son	2	2	4,30	9,1
CAPO-teste	2	8	4,30	42,0
Windsor teste	2	5	4,30	24,2
New pin	3	5	2,78	12,0
	5	7	2,31	10,8

$$* D' = \frac{X_i - X_j}{X_j} \cdot 100$$

No caso de duas médias diferirem percentualmente de um valor superior aos valores das diferenças significativas apresentados na TABELA 3.15, pode-se concluir que estas médias diferem entre si significativamente para o nível de confiabilidade assumido (95%).

**b - Seleção das áreas de extração:**

Para a seleção das áreas de extração de testemunhos de concreto, deve-se:

- dispor em ordem crescente os valores médios obtidos na inspeção geral do lote com ensaios não-destrutivos.

- calcular a diferença percentual entre os valores das médias adjacentes, calculando-se a expressão (8) a seguir:

$$D = (x_i - x_{i-1}) / (x_{i-1}) \cdot 100 \quad (8)$$

- comparar o valor de D com o valor de D' apresentado na TABELA 3.15. Se  $D > D'$  as médias diferem significativamente. No caso de se utilizar as expressões (4) e (7), calcular o valor de t e comparar com  $t_{\alpha/2}$ . Se  $t > t_{\alpha/2}$ , as médias diferem significativamente.

- as áreas de extração serão as correspondentes às de valores médios extremos juntamente com as demais cujos valores difiram significativamente destes e entre si. No caso do número de áreas de extração resultar menor do que 6 deve-se escolher as áreas complementares cujos valores médios do ensaio estejam distanciados o máximo possível daqueles escolhidos pelo critério de diferença significativa de médias.

-3ª etapa - Determinação da correlação entre a resistência à compressão e os resultados dos ensaios não-destrutivos, com verificação da sua validade.

Definidas as áreas de ensaio, proceder-se a extração dos testemunhos. De posse das resistências, posiciona-se os pontos correspondentes a cada área num gráfico cartesiano, onde

no eixo das abcissas será representada a resistência e no eixo das ordenadas, os resultados dos ensaios não-destrutivos.

Uma análise visual da tendência dos pontos permite que se proponha uma função matemática cuja curva resultante produza um bom ajuste dos pontos. Nesta fase, é indicado que se inicie por uma função linear. No caso de se perceber claramente uma tendência não-linear, pode-se adotar funções linearizáveis para facilitar o procedimento de determinação da melhor curva, utilizando-se o método dos mínimos quadrados.

Da curva ajustada deve-se determinar a significância da correlação. Calcula-se o valor de  $t$  dado pela expressão:

$$t = b/S_b \quad (9)$$

onde:

$b$  = coeficiente angular da reta ou função linearizada

$S_b$  = desvio-padrão da estimativa do coeficiente angular dado pela função:

$$S_b = \left[ \frac{\sum Y_i^2 - (\sum Y_i)^2/n - b \cdot (\sum Y_i \cdot X_i - \sum X_i \cdot \sum Y_i/n)}{(n-2) \cdot (\sum X_i^2 - (\sum X_i)^2/n)} \right]^{1/2} \quad (10)$$

Se  $t > t_{\alpha/2}(n-2)$  conclui-se que existe uma correlação entre as variáveis ou seja, o ensaio não-destrutivo pode ser utilizado para a verificação da homogeneidade do concreto do lote inspecionado.

A seguir procede-se à determinação do coeficiente de correlação  $r$ , que é a medida da relação que pode existir entre duas variáveis aleatórias:

$$r = \frac{\sum (X_i - \bar{X}) \cdot (Y_i - \bar{Y})}{(\sum (X_i - \bar{X})^2 \cdot \sum (Y_i - \bar{Y})^2)^{1/2}} \quad (11)$$

Recomenda-se que, para a estimativa dos valores de resistência à compressão a partir dos resultados dos ensaios não-destrutivos, o  $|r|$  seja superior a 0,90.

#### **-4ª etapa - Estimativa da resistência à compressão das peças na estrutura**

Com base na curva de correlação obtida, pode-se estimar o valor da resistência à compressão de cada peça onde foi realizado o ensaio não-destrutivo. Para que esta estimativa não se limite apenas ao valor médio da resistência, deve-se também determinar o intervalo de confiança desta estimativa.

A confiabilidade definida para esta determinação deve ser fixada pelo avaliador em função do objetivo da avaliação a que está se propondo. A título de sugestão,  $\alpha$  pode ser adotado como 5%, ou seja, o valor do limite inferior do intervalo de confiança da estimativa da resistência tem uma probabilidade de ser ultrapassado de 95%.

No ANEXO 1 desta dissertação, apresenta-se um exemplo de aplicação da metodologia acima proposta.

#### **3.3.4 - Emprego dos métodos combinados**

Com a intenção de aumentar a precisão da estimativa da resistência à compressão do concreto conseguida através do uso de apenas um método de ensaio não-destrutivo, alguns pesquisadores defendem a utilização dos métodos combinados, onde dois ou mesmo mais métodos de ensaio não-destrutivos são empregados na inspeção de um mesmo concreto.

A princípio, espera-se que devido ao emprego do método combinado um maior número de fatores que influem na determinação da resistência seja detectado, aumentando-se assim a precisão da estimativa.

KNAZE e BENO (59), fizeram uma investigação do aumento da precisão da estimativa da resistência do concreto ao serem usados conjuntamente os ensaios esclerométrico e de ultra-som. De acordo com os referidos pesquisadores, não é possível a obtenção de um aumento considerável na precisão quando um dos

métodos de ensaio é substancialmente mais impreciso que o outro, como observou-se pelo emprego simultâneo dos ensaios esclerométricos e de ultra-som.

LESHCHINSKY (65), fazendo considerações teóricas sobre o emprego do método combinado, chega à conclusão de que um aumento da precisão da estimativa só é considerável quando as precisões dos métodos de ensaio combinados não forem significativamente diferentes.

Desta forma, deve-se salientar que o emprego do método combinado é apenas um meio de se buscar maior precisão na investigação para aqueles casos onde o uso de um único método de ensaio não é tido como satisfatório. De início não deve fazer parte da estratégia de inspeção, sob o risco de constituir custo maior sem necessariamente trazer benefícios consideráveis à estimativa da resistência do concreto.

### 3.4 - Sobre a resistência na avaliação

A definição da resistência a ser utilizada na avaliação, se calculada através de estimadores da resistência característica, ou se assumidas diretamente como a do valor do ensaio, é função do método de verificação da segurança a ser empregado, e não menos das particularidades referentes às motivações e objetivos da avaliação.

De maneira geral, quando a amostragem de inspeção da resistência é parcial, ou seja, apenas uma parcela das peças é investigada, e a variabilidade da resistência do concreto na estrutura não é conhecida, para o caso de ser necessário o estabelecimento do valor característico da resistência na verificação da segurança, esta deve ser feita através dos estimadores e critérios indicados pela NBR 6118 (16), tidos por HELENE (54) como bastante satisfatórios.

Quando a amostragem é ampla, inspecionando-se a resistência de grande parcela do concreto do lote na estrutura, pode o avaliador optar por dar um caráter determinístico quanto

a introdução dos valores de resistência na verificação da segurança estrutural. Desta forma, não é necessária a adoção de valores de resistência característica obtidos como mencionado acima. Adota-se, para cada região representada pelos resultados, o seu valor tal como obtido por extração de testemunhos ou por investigação confiável com ensaios não-destrutivos.

Um tratamento mais detalhado do assunto mereceria um trabalho à parte. A discussão aprofundada dos aspectos relacionados à indicação do valor que melhor expressa a resistência do concreto, em função principalmente das formas de inspeção e dos métodos de verificação da segurança, não é objetivo primeiro deste trabalho.

## CAPÍTULO 4

### CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A AVALIAÇÃO ANALÍTICA DAS ESTRUTURAS ACABADAS

A avaliação analítica de estruturas acabadas é caracterizada pela análise teórica da sua segurança, levando-se em consideração os aspectos geométricos, as propriedades dos materiais, as características das solicitações e as condições de deterioração e manutenção da estrutura, a partir dos dados obtidos na fase de inspeção, abordados nos Capítulos 2 e 3 desta dissertação.

Neste capítulo, versa-se sobre os aspectos da avaliação de estruturas acabadas de concreto armado.

#### **4.1 - Diferença básica entre projetar novas estruturas e avaliar estruturas acabadas**

O projeto é uma idealização, e como tal lhe é inerente o estabelecimento de critérios baseados em "suposições". Além das incertezas sobre os métodos de cálculo, no projeto de estruturas adotam-se procedimentos para que o nível de segurança idealizado mantenha-se satisfatório após a execução e

durante o uso da estrutura. O estabelecimento do projeto sobre informações supostas, também chamadas de informações "a priori" (4), geralmente acarreta um super-dimensionamento das peças, conduzindo a maiores custos da construção.

Na avaliação de estruturas acabadas, mesmo admitindo-se as limitações dos procedimentos e métodos de inspeção, pode-se considerar que muitas incertezas quanto a um grande número de aspectos da estrutura já não existem. Como nessa avaliação utilizam-se informações "a posteriori" (4), resulta razoável a proposta que ela não seja feita pelo uso direto e exclusivo das recomendações das normas que regem o projeto de novas estruturas. Defendendo este raciocínio, GONZALEZ VALLE (52) apresenta alguns aspectos básicos que justificam a consideração diferenciada entre os conceitos empregados no projeto de novas estruturas e na avaliação de estruturas acabadas:

- nas estruturas acabadas existem menores indeterminações no estabelecimento das ações atuantes, permanentes ou não.
- nas estruturas acabadas existe a possibilidade de se estimar mais satisfatoriamente as características resistentes dos materiais efetivamente presentes, seja no seu todo ou em localizações críticas.
- nas estruturas acabadas é possível a eliminação de grande parte das incertezas sobre as características dimensionais das peças estruturais, bem como das disposições efetivas das armaduras.

Apesar de conceitualmente estar clara a possibilidade da adoção de critérios diferenciados para a verificação da segurança no projeto de novas estruturas e de estruturas acabadas, a quantificação dos parâmetros para o estabelecimento do nível de segurança aceitável é um problema crucial, conduzindo muitos avaliadores a não assumirem, na prática, diferenças nos critérios de julgamento de novas estruturas e de estruturas acabadas.



## 4.2 - A verificação da segurança nos projetos de novas estruturas

### 4.2.1 - A evolução dos métodos

"Segurança de uma estrutura é a capacidade que ela apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil, continuando a preencher as condições funcionais a que fora destinada a sua construção" (96).

Segundo ZAGOTTIS (96), os primeiros métodos utilizados nos projetos de estruturas para que estas fossem admitidas como "seguras", eram denominados Métodos Intuitivos, nos quais a segurança era obtida através de concepções baseadas na intuição dos projetistas e construtores, ou mais comumente nas observações de sucessos ou insucessos alcançados em construções similares anteriormente executadas. A aplicação destes métodos, resultado principalmente do quase completo desconhecimento das teorias quantitativas do comportamento estrutural, conduziam a estruturas hoje consideradas anti-econômicas.

Este quadro de procedimentos persistiu até o início do século XIX. Nesta época os construtores e projetistas viram-se frente a um material novo e versátil, o ferro. Como obviamente no seu emprego não era possível a utilização de experiências anteriores e, sob o estímulo da Revolução Industrial que trazia condições ao uso do novo material nas mais diversas aplicações, houve a consolidação da Mecânica das Estruturas, permitindo assim que as mesmas passassem a ser racionalmente projetadas em função de requisitos de segurança empiricamente estabelecidos. O desenvolvimento tecnológico na arte de projetar e construir novas estruturas foi marcante, sendo os técnicos constantemente desafiados pelo surgimento de novos materiais, principalmente do aço e do concreto, e pela necessidade de serem executadas estruturas cada vez mais arrojadas (50).

Com a possibilidade de quantificar o "comportamento estrutural" (os esforços internos, as deformações e os deslocamentos nas estruturas), decorre a necessidade de que nos projetos a segurança seja medida, quantificada. Para tal surge o Método Determinístico das Tensões Admissíveis, "onde a introdução da segurança no projeto estrutural é feita através do *coeficiente de segurança interno*  $\gamma_i$ , impondo-se que as maiores tensões que aparecem por ocasião da utilização da estrutura não ultrapassem as correspondentes tensões de ruptura ou de escoamento dos materiais, divididas por  $\gamma_i \neq 1$ . O quociente da tensão de ruptura, ou de escoamento, por  $\gamma_i$ , recebe o nome de *tensão admissível*" (96). Como principais críticas à introdução da segurança nos projetos estruturais através do Método das Tensões Admissíveis, pode-se destacar :

- o coeficiente de segurança  $\gamma_i$  não expressa satisfatoriamente a quantificação da segurança. Segundo ZAGOTTIS (96), este aspecto fica claro quando, por exemplo, em virtude das variabilidades das resistências dos materiais, indica-se  $\gamma_i=4$  para estruturas de madeira e  $\gamma_i=2$  para estruturas metálicas. Estes valores podem conduzir a interpretação de que nas estruturas de madeira haja o dobro da segurança que nas estruturas metálicas, o que não é, a princípio, verdade.
- os diversos fatores que influenciam a segurança são considerados empiricamente e de forma global, sem discretização, pelos *coeficientes de segurança*, constituindo num entrave conceitual à adoção de procedimentos que visem os aperfeiçoamentos tecnológicos em busca de mais qualidade e menores custos.

A princípio, os conceitos utilizados para a definição do Método Determinístico das Tensões Admissíveis não foram contestados até meados deste século (50). No entanto, a partir desta época, com a aceitação de que "as propriedades mecânicas

dos materiais, as dimensões geométricas das peças estruturais e as ações que as estruturas devem suportar estão submetidas a variações aleatórias" (46), os métodos de introdução da segurança no projeto de estruturas passaram a ser fundamentados em conceitos probabilísticos (Método Probabilístico dos Estados Limites), condenando os métodos determinísticos (Método das Tensões Admissíveis) ao abandono gradual (50).

Conceitualmente, o Método Probabilístico Puro fundamenta-se no conhecimento das curvas de distribuição das solicitações genéricas atuantes (S) e das solicitações resistentes (resistência) da estrutura (R). Considerando-se a verificação da segurança no estado limite último, a probabilidade de ruína das estruturas seria quantificada em função da probabilidade das solicitações resultarem maiores que a resistência, conforme a representação ilustrada na FIGURA 4.1 (52).

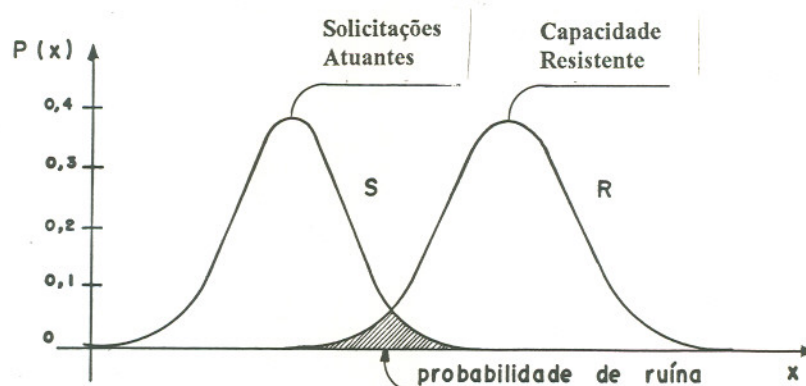


FIGURA 4.1 - Representação esquemática da probabilidade de ruína na verificação da segurança segundo o método probabilístico puro (52,51).

Através da probabilidade de ruína, obtida pelo emprego do Método Probabilístico Puro, chega-se a uma medida conceitualmente perfeita da segurança estrutural. A conceituação probabilística leva, fatalmente, ao abandono da utilização dos coeficientes de segurança anteriormente empregados.(96)

No entanto, apesar dos avanços alcançados pela conceituação do Método Probabilístico Puro, "ainda hoje o desconhecimento dos modelos probabilísticos, das distribuições das ações e da capacidade resistente da estrutura, inviabilizam a sua utilização" (46). Frente a estas restrições, propôs-se o Método Semi-Probabilístico para a introdução da segurança nos projetos estruturais. Este método, embora tenha levado em conta a conceituação probabilística, manteve, pelo menos em parte, o esquema usual dos projetos estruturais e a utilização de coeficientes análogos aos de segurança, estabelecendo-se então como uma fase de transição dos conceitos anteriormente utilizados no Método das Tensões Admissíveis e os novos abordados no Método Probabilístico (96).

O Método Semi-Probabilístico foi estabelecido segundo as seguintes considerações básicas (57):

- os efeitos das diversas causas de erros de projeto, construção e utilização são atribuídos a apenas dois fatores: resistência dos materiais e valores das ações (1).
- no cálculo não são introduzidas as funções de distribuição das ações e resistências, sendo utilizados valores numéricos únicos, associados a um determinado nível de probabilidade, denominados valores característicos.
- os valores característicos são ponderados mediante o emprego de coeficientes de ponderação, atuando sobre

---

(1) Não são previstos os erros graves de projeto, execução e utilização.

as resistências dos materiais ( $\gamma_m$ ) e sobre as ações ( $\gamma_f$ ). Esses coeficientes de ponderação têm como objetivo a consideração dos demais fatores aleatórios e a redução da probabilidade de ruína a limites aceitáveis.

Para ZAGOTTIS (96), a introdução da segurança pelo Método Semi-Probabilístico trás as seguintes conseqüências fundamentais:

- não é possível o conhecimento da probabilidade de ruína, ou seja, da medida que quantifica a segurança da estrutura. Isto exige que, nesta fase de transição para o Método Probabilístico Puro, os engenheiros façam os projetos com segurança desconhecida. São tomadas providências para que a probabilidade de ruína mantenha-se empiricamente com valores muito baixos.
- provoca a renúncia à conceituação clássica dos coeficientes de segurança, na medida que são substituídos por diversos outros coeficientes a fim de que sejam levados em conta no projeto os diversos fatores que influem na segurança.

Os avanços conseguidos pela introdução da segurança através do Método Semi-Probabilístico, faz-se notar principalmente quanto a importância maior que passa a ter o controle tecnológico sobre os diversos fatores envolvidos no processo construtivo. Da mesma forma, representa uma fase de transição necessária à futura utilização de Métodos Probabilísticos mais avançados, de forma que seja possível o estabelecimento do nível de segurança em termos da sua probabilidade de ruína.

#### 4.2.2. - Os coeficientes de ponderação

Os coeficientes de ponderação ( $\gamma_m$  e  $\gamma_f$ ), que norteiam a utilização do método semi-probabilístico no projeto de estruturas de concreto armado, são estabelecidos para que os diversos fatores que influem na segurança das estruturas sejam considerados na sua análise. Segundo ZAGOTTIS (96), estes fatores podem ser discretizados em:

##### a) Fatores que influem nas ações

a.1) variabilidade da intensidade das ações.

a.2) probabilidade da ocorrência simultânea das diversas ações que a estrutura deve suportar.

##### b) Fatores que influenciam nos esforços solicitantes

b.1) erros teóricos da análise estrutural - são os erros decorrentes da modelação teórica do comportamento estrutural.

b.2) erros numéricos de cálculo - são as imprecisões numéricas decorrentes da análise estrutural. Não correspondem a enganos nos cálculos.

b.3) imprecisões geométricas construtivas

b.4) variabilidades das características mecânicas de deformabilidade dos materiais, em laboratório - são fundamentalmente decorrentes da variabilidade das características dos materiais, e não dos métodos de ensaio.

b.5) variabilidade das características mecânicas de deformabilidade dos materiais, do laboratório para a obra - são as variabilidades inevitáveis adicionais decorrentes das técnicas executivas empregadas.

**c) fatores que influenciam nos esforços solicitantes limites (2)**

c.1) variabilidade das características mecânicas de resistência dos materiais, em laboratório.

c.2) variabilidade das características mecânicas de resistência dos materiais, do laboratório para a obra.

c.3) erros teóricos no cálculo dos esforços solicitantes limites.

c.4) imprecisões geométricas construtivas locais - tais como nas dimensões das peças estruturais e no posicionamento das armaduras.

**d) fatores associados à responsabilidade da estrutura**

d.1) tipo e proporções dos danos produzidos por uma eventual ruína da estrutura.

d.2) capacidade de ocorrer redistribuição dos esforços e de haver o "aviso" de ruína eminente.

Desta forma, no estabelecimento dos coeficientes de ponderação considera-se:

- as conseqüências técnicas, econômicas e sociais de uma eventual ruína; e,
- as disponibilidades de recursos técnicos e econômicos que possibilitem a concepção correta do projeto e sua conformidade com a estrutura acabada, segundo a execução e o uso.

Estas considerações são conceitualmente assumidas pela NBR 8681 (22) -Ações e segurança nas estruturas- no estabelecimento dos coeficientes de ponderação das ações ( $\gamma_f$ ) e das resistências ( $\gamma_m$ ), através dos seus respectivos coeficientes parciais, sendo:

---

(2) Por esforços solicitantes limites entende-se os esforços solicitantes máximos que as seções das peças estruturais podem transmitir, considerando-se um determinado estado limite. Na linguagem condizente com a NBR 8681 (22), os *esforços solicitantes* conforme acima empregado devem ser entendidos como *solicitações resistentes*.

(item 4.2.3.1) "Quando se consideram estados limites últimos, os coeficientes  $\gamma_f$  de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de dois outros,  $\gamma_{f1}$  e  $\gamma_{f3}$ . O coeficiente de combinação  $\psi_0$  faz o papel do terceiro coeficiente, que seria indicado por  $\gamma_{f2}$ . O coeficiente parcial  $\gamma_{f1}$  leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente  $\gamma_{f3}$  considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado."

(item 5.2.3.1) "...  $\gamma_m$  é o coeficiente de ponderação das resistências, sendo

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

onde  $\gamma_{m1}$  leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor de extremo determinístico de menor probabilidade de ocorrência,  $\gamma_{m2}$  considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos de prova padronizados e  $\gamma_{m3}$  considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos seja em virtude do método de cálculo empregado."

Para FUSCO (50), a consideração conceitual de que os coeficientes de ponderação  $\gamma_f$  e  $\gamma_m$  são compostos por coeficientes parciais, tem a intensão de salientar os diferentes efeitos que condicionam a segurança, permitindo desta forma a avaliação mais correta destes coeficientes de ponderação globais. No entanto, apesar da consideração conceitual dos coeficientes parciais, estes ainda hoje não são definidos quantitativamente (4,51), não sendo ainda possível o entendimento da magnitude das influências dos diversos fatores que afetam a segurança, considerados separadamente pelos coeficientes parciais, e de forma global pelos coeficientes de ponderação.



Apesar dos avanços conceituais observados, o estabelecimento dos coeficientes de ponderação  $\gamma_m$  e  $\gamma_f$ , deu-se de tal forma a que os resultados não divergissem consideravelmente dos obtidos pelo Método das Tensões Admissíveis. A este respeito, FUSCO (51) comenta: "No estágio atual de conhecimentos, a fixação das margens de segurança ainda deve ser feita empiricamente. Os valores empregados no Método das Tensões Admissíveis foram consagrados num lento processo de observação dos resultados de sua utilização. Os coeficientes de segurança foram sendo paulatinamente reduzidos, a medida que um melhor conhecimento do comportamento das estruturas sugeria tal possibilidade de redução. No emprego de novos processos de verificação, o critério empírico aceito foi o de buscar soluções cujos resultados não divergissem muito dos resultados até então aceitos como satisfatórios".

Quanto aos valores estabelecidos pela NBR 6118 (16) para os coeficientes de ponderação, sendo o coeficiente de minoração da resistência do concreto  $\gamma_c=1,4$ , o coeficiente de minoração da resistência do aço  $\gamma_s=1,15$  e o coeficiente de majoração das ações  $\gamma_f=1,4$ , definidos para a verificação da segurança no estado limite último, VASCONCELOS (94) faz as seguintes considerações: "Até 1960 considerava-se que a segurança das peças que atingiam a ruína por falha do concreto devia ser igual a 2,0, quase que uma reminiscência do que vinha sendo aconselhado nas normas alemãs, que assumiam o valor 2,1. Ora, uma redução da resistência do concreto com coeficiente 1,4 e um aumento concomitante das ações com 1,4 corresponde a um aumento global de 1,4 . 1,4, o que dá aproximadamente 2,0. Se a ruína sobreviesse pelo escoamento do aço, as normas de 1960 estabeleciam o coeficiente 1,65, que corresponde aproximadamente ao produto do coeficiente de majoração de ações, 1,4, pelo de minoração da resistência do aço, 1,15".

Assim, apesar de inerente ao Método Semi-Probabilístico a impossibilidade de ser conhecido o valor da probabilidade de

ruína, e do método ter conduzido ao abandono do *coeficiente de segurança* como valor quantitativo da segurança, os projetos estruturais são concebidos de forma a terem no mínimo a mesma segurança empírica anteriormente obtida pelo emprego do Método das Tensões Admissíveis.

#### 4.3 - A verificação da segurança de estruturas acabadas

A verificação da segurança das estruturas acabadas deve ser feita frente aos diversos estados limites que possam comprometer o seu desempenho satisfatório.

É consenso (52,44) que na verificação analítica da segurança das estruturas acabadas o Método Semi-Determinístico é o mais indicado, ressaltando-se os aspectos principais que não condicionam os demais métodos à essa avaliação:

- como visto no item 4.2, o emprego do Método Probabilístico Puro é condicionado pelo conhecimento das curvas de distribuição das ações e da capacidade resistente da estrutura. Como na avaliação de estruturas acabadas o desconhecimento dessas curvas de distribuição ainda existe, mesmo considerando-se uma inspeção bastante criteriosa, resulta impraticável a verificação da segurança por esse método. Desta forma, o parâmetro de avaliação não pode ser a *probabilidade de ruína* da estrutura.

- o emprego do Método Determinístico das Tensões Admissíveis em via de regra não é satisfatório, pois em geral não há plena certeza a respeito dos parâmetros inspecionados e envolvidos na avaliação, especialmente os relacionados ao estabelecimento das ações atuantes (52,4). Além de representar um retrocesso por a verificação ter que se dar em termos do *coeficiente de segurança*, o emprego desse método imprimiria dificuldades conceituais à quantificação dos fatores que influem na segurança das estruturas (conforme abordado no item 4.2.2)

No emprego do Método Semi-Probabilístico, a verificação da segurança fica condicionada ao estabelecimento dos coeficientes  $\gamma_m$  e  $\gamma_f$ , procedendo-se a análise conforme expressa a seguinte equação proposta pelo CEB 192 (44), e que tem a mesma forma da empregada no projeto:

$$R_A^* - S_A^* \geq 0$$

onde  $R_A^*$  representa a resistência de avaliação da estrutura acabada, ponderada através do coeficiente  $\gamma_m$ , e  $S_A^*$  corresponde às solicitações de avaliação da estrutura acabada, ponderada pelo coeficiente  $\gamma_f$ . Deve-se ressaltar que, nos casos de avaliação de estruturas acabadas que apresentam algum grau de deterioração ou mesmo tenham sido recuperadas, a parcela representada por  $R_A^*$  deve ser substituída por  $R_A^{/*}$ , onde:

$$R_A^{/*} = F_c \cdot R_A^* .$$

$F_c$  é designado por *Fator de Condição* e expressa a influência das deteriorações e recuperações presentes nas estruturas acabadas e que não são consideradas pelos métodos de cálculo de  $R_A^*$ . Segundo o CEB 192 (44), ao  $F_c$  pode ser atribuído um valor de 0 a 1, estimado empiricamente pelo avaliador. O referido documento salienta ainda a necessidade do desenvolvimento de métodos analíticos que permitam representar satisfatoriamente estas situações, de forma a não serem empregados recursos empíricos como o acima apresentado (3). Frente a esta realidade, cabe ressaltar que na seqüência deste trabalho considera-se que as estruturas acabadas tenham  $F_c$  admitidos como 1, caso suposto para estruturas em bom estado de conservação ou submetidas a recuperações bem executadas .

Conforme recomendam o CEB 192 (44) e o ACI 437-R (8), numa primeira fase a verificação da segurança das estruturas

---

(3) A modelação matemática do comportamento estrutural de estruturas deterioradas ou que tenham sido submetidas a recuperações é um tema que necessita ser ainda desenvolvido. Dos trabalhos que tratam da questão salienta-se o CEB 162 (45).

acabadas deve se dar pela adoção dos coeficientes de ponderação indicados para projeto, conforme especificam as normas de cada país. Desta primeira fase pode resultar (8):

a) a análise mostra que, frente aos critérios estabelecidos para o projeto de novas estruturas, a estrutura acabada tem uma adequada margem de segurança. Esse resultado corresponderia, por exemplo, à obtenção do  $\gamma_f$  maior que aquele recomendado pelas normas de projeto.

b) a análise mostra que a capacidade resistente da estrutura acabada não é satisfatória nem mesmo frente às cargas de serviço, caso, por exemplo, do  $\gamma_f$  da estrutura acabada ter resultado menor que 1.

c) a análise mostra que a capacidade resistente da estrutura acabada é menor que a requerida para sua aceitação nos mesmos níveis de segurança indicados para o projeto, porém é maior que a requerida para suportar apenas as cargas de serviço. Por exemplo, este caso corresponderia ao  $\gamma_f$  ter resultado maior que 1 mas menor que o valor indicado para projeto.

Desta primeira fase, resulta a aceitação incontestável das estruturas que se enquadram no caso a), pressupondo-se que, no mínimo, elas apresentam o mesmo nível de segurança exigido às novas estruturas. Este caso conduz o avaliador a uma posição "confortável", podendo julgar a estrutura sem comprometimentos econômicos ou à segurança.

Quando estão sendo avaliadas estruturas acabadas que se enquadram nos casos b) e c), o julgamento é mais complexo, sobretudo para obras de grande vulto (44). Nesses casos o avaliador deve procurar se beneficiar do conhecimento das informações "a posteriori", e dentre outras providências, estabelecer critérios de julgamento da segurança da estrutura, diferentes daqueles que são indicados para projeto, expressos por alterações nos valores dos coeficientes de ponderação.

#### 4.3.1 - Alterações dos coeficientes de ponderação

Na verificação da segurança de estruturas acabadas, um aspecto bastante controvertido corresponde ao do estabelecimento dos coeficientes de ponderação  $\gamma_m$  e  $\gamma_f$ , que em muitos casos pode conduzir à aceitação ou rejeição da estrutura avaliada.

A discussão sobre a possibilidade de serem empregados valores de coeficientes de ponderação distintos enquanto estejam sendo verificadas a segurança de novas estruturas ou de estruturas acabadas, deve passar pela análise conceitual dos coeficientes parciais. Na TABELA 4.1, apresenta-se algumas considerações de ordem geral sobre como as informações "a posteriori", obtidas pela inspeção da estrutura acabada, podem diminuir as suposições com relação aos fatores que afetam a segurança das estruturas considerados no projeto, expressos pelos diversos coeficientes parciais.

Como pode-se observar na TABELA 4.1, para a verificação da segurança das estruturas acabadas, existem vários aspectos que justificariam a adoção de valores de  $\gamma_f$  e  $\gamma_m$  distintos daqueles indicados para projeto. No entanto, conforme ressalta o CEB 192 (44), faltam estudos sobre os fatores que geram alterações numéricas nos coeficientes parciais, de forma que a adoção de coeficientes de ponderação  $\gamma_m$  e  $\gamma_f$  modificados, tenha que se dar ainda de maneira um tanto empírica.

TABELA 4.1 - Algumas considerações sobre as possíveis alterações dos coeficientes parciais estabelecidos para projeto, frente às informações obtidas da estrutura acabada.

		O que considera no projeto	Alguns aspectos que conduziriam a possíveis alterações dos $\gamma$ parciais na avaliação das estruturas acabadas
$\gamma_f$	$\gamma_{f1}$	- leva em conta a variabilidade das ações.	- existe maior confiabilidade no estabelecimento das cargas permanentes, condicionadas às variabilidades geométricas das peças e às massas específicas dos materiais) - nos casos frequentes de avaliação, os procedimentos de inspeção não condicionam melhores informações a respeito das cargas acidentais e demais ações.
	$\gamma_{f2}$	- considera a possibilidade de ocorrência simultânea de diversas ações.	- a princípio, a partir da inspeção, não há como avaliar satisfatoriamente a possibilidade de ocorrência simultânea de diversas ações.
	$\gamma_{f3}$	- considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos ou por deficiência do método de cálculo empregado.	- as ocorrências de problemas construtivos são, em sua grande maioria, detectáveis na inspeção da estrutura. - as deficiências dos métodos de cálculo poderiam ser minorizadas através do emprego de modelações mais aprimoradas do comportamento estrutural, bem como pela utilização de métodos matemáticos que conduzam a menores imprecisões na determinações das solicitações atuantes.
$\gamma_m$	$\gamma_{m1}$	- leva em conta a variabilidade da resistência efetiva.	- nos casos em que a inspeção da estrutura é minuciosa, é lícito propor que a variabilidade das resistências efetivas dos materiais pode ser estimada com maior confiabilidade.
	$\gamma_{m2}$	- considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos de prova padronizados.	- contra a tendência natural de se eliminar completamente a minoração das resistências dos materiais imposta por este fator, em virtude de estar-se tratando dados da estrutura acabada, pesa o fato de que também as resistências obtidas da estrutura não correspondem necessariamente à resistência do material na peça estrutural, estando sob a influência dos métodos de ensaio e do volume da porção ensaiada.
	$\gamma_{m3}$	- considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em virtude do método de cálculo empregado.	- menores são as incertezas decorrentes dos métodos construtivos, pois na inspeção muitos dos aspectos influentes podem ser verificados, não havendo a necessidade de serem feitas suposições. - as incertezas provenientes dos métodos de cálculo podem ser minoradas pela utilização de modelações mais aprimoradas do comportamento estrutural, bem como pelo emprego de métodos matemáticos mais precisos.

A esta altura poderia surgir a seguinte indagação: por quê a relutância em se tomar coeficientes de ponderação para a avaliação de estruturas acabadas diferentes daqueles indicados para projeto, já que esses últimos foram empiricamente estabelecidos? A maior justificativa está no fato de que os coeficientes de ponderação utilizados para projeto são consagrados pela prática, gerando uma condição de segurança aceitável, ainda que empírica. Este aspecto faz com que documentos de caráter geral sobre avaliação das estruturas acabadas acabem por parecer um tanto conservadores quanto a alterações dos coeficientes de ponderação, sendo o caso do CEB 192 (44) e do ACI 437.R (8), conforme o que segue.

Especificamente em relação à alteração do  $\gamma_m$ , o CEB 192 (44) faz o seguinte comentário:

(item 4.5.5) "Embora estando avaliando estruturas que já existem, e as propriedades dos materiais poderem ser medidas, proporcionando alguma alteração do  $\gamma_m$  daquele indicado para projeto, é necessário lembrar que há ainda incertezas sobre a atual resistência dos elementos, de forma que a redução do  $\gamma_m$  para a avaliação de estruturas acabadas é geralmente considerada inadequada."

No seu Capítulo 8, quando faz recomendações para a elaboração de normas de avaliação de estruturas acabadas, o CEB 192 (44) indica:

"A norma deve requerer um nível de segurança para o atual uso da estrutura existente igual àquele geralmente requerido das novas estruturas".

Segundo o ACI 437.R (8), a avaliação das estruturas acabadas deve ser feita sob os mesmos critérios estabelecidos para o projeto de novas estruturas. Quanto a possíveis alterações em virtude de estar-se tratando dados da estrutura acabada, comenta:

(item 5.1 ) "...há um grande potencial para o desenvolvimento deste conceito, mas no presente momento não há consenso sobre o assunto ou metodologia apropriada para tal."

Para GONZALEZ VALLE (52), no entanto, as alterações nos coeficientes de ponderação para a avaliação de estruturas acabadas é lícita. Apesar de não quantificar a redução do  $\gamma_m$ , comenta que pode-se admitir uma redução, função somente do grau de confiabilidade que se tem na inspeção. Estabelecido assim o  $\gamma_m$ , o referido pesquisador sugere que, para os casos correntes de avaliação de edificações, sejam aceitas as seguintes reduções do  $\gamma_f$ :

- para pilares de edifícios, desde que tenha sido realizada uma investigação intensa de suas características e das cargas que o solicitam, poderia-se aceitar coeficientes de majoração das ações ( $\gamma_f$ ) da ordem de 90% dos estabelecidos para projeto.

- para os elementos de responsabilidade média, tais como lajes e vigas de edificações, desde que tenha sido feita uma investigação rigorosa e exista deformabilidade suficiente à ocorrência dos fenômenos de aviso de ruína, pode-se admitir uma baixa do  $\gamma_f$  de até 10%. Quando a investigação pode ser complementada com prova de carga, a redução do  $\gamma_f$  pode ser de até 15%.

A rigor, a comprovação de que valores de coeficientes de ponderação diferentes dos de projeto são aceitáveis para a verificação da segurança de estruturas acabadas, só viria pela observação de sucessos e insucessos decorrentes do seu emprego. Até que haja maior consenso sobre a questão, exige-se que profissionais avaliadores tenham conhecimento sobre o assunto, além de bom senso, atributos fundamentais quando à solução está agregada um certo grau de empirismo.



#### 4.4 - Decisões decorrentes da avaliação

Como conclusões da verificação da segurança das estruturas acabadas, pode resultar (44):

- a estrutura e seus componentes estão em boas condições.
- os resultados não são claros o bastante para a tomada de decisão.
- a estrutura e seus componentes estão em más condições.

A partir destas conclusões que são puramente técnicas, são tomadas as decisões em função da avaliação. Considerando-se a disponibilidade de recursos e os interesses sociais quanto à estrutura, respectivamente a cada conclusão acima apresentada, pode-se ter:

- aceita-se a estrutura, tomando-se providências para que não haja comprometimento da segurança, principalmente por perda de durabilidade.

- procede-se uma inspeção complementar e/ou uma verificação mais detalhada da segurança.

- deve-se tomar providências para que o nível de segurança torne-se aceitável, ou procedendo-se reparos e/ou reforços da estrutura, ou limitando-se a sua utilização. Nos casos extremos pode-se até mesmo optar pela demolição da estrutura comprometida.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

A abordagem das questões de avaliação de estruturas acabadas é um problema complexo pois, além de serem inúmeras as motivações e os objetivos envolvidos, as particularidades de cada estrutura devem ser consideradas. Outro aspecto que deve ser ressaltado é que o tema exige uma abordagem interdisciplinar, envolvendo conhecimentos de tecnologia de materiais, de construção e de cálculo estrutural.

Em muitas ocasiões, esforços isolados de "tecnologistas" e de "estruturistas" em proceder avaliações de estruturas acabadas têm resultado em insucessos, onde verifica-se tanto o comprometimento da segurança estrutural, como gastos desnecessários de recursos econômicos. A alteração deste quadro, acredita-se, só é possível quando nas avaliações de estruturas acabadas estiverem envolvidos profissionais especializados nas duas áreas, formando-se assim um grupo multidisciplinar de trabalho.

Quanto aos aspectos relacionados à inspeção, fica a constatação de que a maioria das publicações e normas referem-se quase que exclusivamente à verificação da resistência do concreto, não havendo a devida abordagem quanto aos demais itens da estrutura e que devem, necessariamente, ser considerados nas avaliações. Foi preocupação deste trabalho procurar trazer recomendações e informações sobre a inspeção também destes itens da estrutura.

Quanto à verificação da segurança de estruturas acabadas, existe carência quase absoluta de publicações a respeito, sendo para muitos uma das questões mais complexas da avaliação das estruturas. Na falta de recomendações normalizadas para o estabelecimento dos critérios de verificação da segurança de estruturas acabadas, nas avaliações de estruturas acabadas esta questão constantemente gera dúvidas, conduzindo em algumas ocasiões ao comprometimento da segurança estrutural. Na verificação da segurança, a adoção de coeficientes de ponderação menores que os indicados para projeto deve ser feito com cautela, por ainda exigir dos avaliadores uma certa dose de empirismo e coragem.

Cabe ressaltar que o desenvolvimento dos ensaios para verificação da qualidade do concreto nas estruturas tende a ser crescente, principalmente em virtude de internacionalmente ser cada vez maior o emprego na fase de controle de qualidade da execução, o que certamente conduzirá a inspeções mais confiáveis quanto à resistência do concreto nas estruturas acabadas. Lamentavelmente, este fato pode não proporcionar grandes avanços para a avaliação das estruturas acabadas, a menos que sejam melhor abordados os aspectos de inspeção dos demais parâmetros da estrutura, e que haja avanços quanto ao estabelecimento de critérios de verificação da segurança, voltados especificamente à avaliação analítica de estruturas acabadas.

Desta forma, salienta-se que devem ser realizados novos estudos desse tema, buscando-se melhores condições para que nas avaliações das estruturas acabadas seja possível uma melhor racionalização de recursos, sem comprometimento da segurança dos usuários. Entre eles, sugere-se:

- desenvolvimento de métodos não-destrutivos para inspeção das armaduras nas estruturas acabadas.

- levantamento da magnitude típica dos erros de geometria das peças estruturais (projeto x execução) para diferentes níveis de qualidade de execução.

- verificação da confiabilidade do uso de ensaios de verificação da resistência do concreto nas estruturas, para faixas de resistência média acima dos 45 MPa.

- verificação do comportamento estrutural de peças submetidas a reparos de corrosão das armaduras, fissuras e ninhos de concretagem.

- verificação da influência da corrosão das armaduras no comportamento de elementos estruturais fletidos.

- estudo das correlações entre resistência efetiva e resistência potencial em elementos estruturais construídos sob diversos níveis de controle de execução.

- estudo da variabilidade da resistência do concreto em pilares.

- levantamento histórico dos casos de colapso das estruturas, buscando-se as possíveis causas das ruínas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AL SULAIMANI, G.J. et alii. Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members. *ACI Structural Journal*, Technical paper. Vol. 87, n. 2, p. 220 - 231, March -April 1990.
2. ALBA, F.H. *La estimacion in situ de la resistencia del hormigon endurecido*. Barcelona, Espanha. Universidad Politecnica de Cataluña. Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Junio de 1989. Tesis Doctoral.
3. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 224. (ACI 224 R-80) Causes, evaluation and repair of cracks in concrete structures. *ACI Manual of Concrete Practice*, part. 3. Detroit, 1989.
4. \_\_\_\_\_. Committee 228. (ACI 228.1R-89). In - place methods for determination of strength of concrete. *ACI Manual of Concrete Practice*, part 2. Detroit, 1990.
5. \_\_\_\_\_. Committee 318. (ACI 318-77). Building code requirements for reinforced concrete. *ACI Manual of Concrete Practice*, part 3. Detroit, 1989.
6. \_\_\_\_\_. Committee 301. (ACI 301-84). Specification for structural concrete for buildings. *ACI Manual of Concrete Practice*, part 3. Detroit, 1989.

- 7.\_\_\_\_.Committee 437. (ACI 437.1R-67 (revised at 1982)). Strength evaluation of existing concrete buildings. ACI **Manual of Concrete Practice, part 2**. Detroit, 1989.
- 8.\_\_\_\_.Committee 437. (ACI 437-R) Strength evaluation of existing concrete buildings. 1989. (projeto do documento a ser aprovado pelo comite).
9. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete: ASTM C 42-84a**, Philadelphia, 4 p, 1984.
- 10.\_\_\_\_.Standard test method for rebound number of hardened concrete: ASTM C 805-85, Philadelphia, 3 p, 1985.
- 11.\_\_\_\_.Penetration resistance of hardened concrete: ASTM C 803-82, Philadelphia, 3 p, 1982.
- 12.\_\_\_\_.Standard test method for pullout strength of hardened concrete: ASTM C 900-87, Philadelphia, 5 p, 1987.
- 13.\_\_\_\_.Standard test method for pulse velocity through concrete: ASTM C 597-83, Philadelphia, 1983, 4 p.
14. ANDRADE, C. Corrosion y proteccion de armaduras. **Informes de la Construcción**, 34 (339): 33-41. Mar. 1982.
15. ANDRADE, C. et alii. On-site determination of the polarization resistance in a reinforced concrete beam. **Corrosion**. v. 44, n. 10, pp. 761-765, oct. 1988.
16. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118/82**. Rio de Janeiro, 76 p., 1988.
- 17.\_\_\_\_.Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: NBR 6120/80. Rio de Janeiro, 8 p., 1982.
- 18.\_\_\_\_.Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto: NBR 7680/83. Rio de Janeiro, 8 p., 1983.

- 19.\_\_\_\_.Concreto endurecido - determinação da velocidade de propagação de onda ultra - sônica - método de ensaio: NBR 8802. Rio de Janeiro, 8 p., 1985.
- 20.\_\_\_\_.Concreto endurecido - avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - método de ensaio: NBR 7584/82. Rio de Janeiro, 11p., 1982.
- 21.\_\_\_\_.Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado: NBR 7480/85. Rio de Janeiro, 15 p.,1985.
- 22.\_\_\_\_.Ações e segurança nas estruturas: NBR 8681. Rio de Janeiro, 26 p., 1984.
23. BELLANDER, U. NDT testing methods for estimatig compressive strength in finished structures - evaluation of accuracy and testing system. In: RILEM. CONTROLE DE QUALITE DES STRUCTURES EN BETON, proceedings symposium RILEM, p. 37 - 45, Stockholm, 17 au 21 juin 1979.
- 24.\_\_\_\_.Concrete strength in finished structures. Destructive testing methods, relationships and reasonable criteria. In RILEM. Contrôle de qualité des structures em béton, proceedings symposium RILEM. Stockholm, 17 au 21 juin 1979.
25. BICKLEY, J.A. The evalution and acceptance of concrete quality by in - place testing - In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. IN SITU NONDESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE. Anais. p. 95-107, Detroit, 1984. (ACI Special Publication, 82).
26. BLESSMANN, J. Acidentes causados pelo vento em pavilhões industriais. SIMPÓSIO SOBRE PATOLOGIA DAS CONTRUÇÕES - PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO. Anais. UFRGS, Porto Alegre, outubro 1988.

27. BLOEM, D.L. Concrete strength in structures. ACI Journal - Proceedings. Vol. 65, n<sup>o</sup> 3, May - June. 1968.
28. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Guide to assessment of concrete strength in existing structures: BS 6089. 16 p. London, 1981.
29. \_\_\_\_\_. Method for determination of the compressive strength of concrete cores: BS 1881: Part 120. London, 1983. 8 p.
30. \_\_\_\_\_. Guide to the use of non - destructive methods of test for hardened concrete: BS 1881: Part 201. London, 1986. 28 p.
31. \_\_\_\_\_. Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer: BS 1881: Part 202. London, 1986. 8 p.
32. \_\_\_\_\_. Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete: BS 1881: Part 203. London, 1986. 20 p.
33. BUILDING AND RESEARCH ESTABLISHMENT (BRE). Wind and snow loading. Building Research Series, Vol. 7, Construction Press Ltd, London, UK, 1978.
34. BUNGEY, J.H. The testing of concrete in structures. Liverpool, U.K., Surrey University Press, 1982. 208 p.
35. \_\_\_\_\_. Testing by penetration resistance. Concrete. January 1981, p. 30 - 32.
36. BURMAN, I. Fissuração no concreto armado: natureza do fenômeno e sua interferência no comportamento e durabilidade das estruturas. São Paulo. Escola Politécnica da USP, 1981. 200 p. Diss. maestr.



37. CALAVERA, J. **La influencia de las variaciones resistentes de los materiales y de las variaciones dimensionales de las piezas de hormigón armado sobre su capacidad resistente.** Monografías del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del cemento. Monografía n. 324. Madrid. febrero 1975.
38. \_\_\_\_\_. **Probetas tomadas a salida de la hormigonera. Informes de la Construcción.** IETCC. n<sup>o</sup> 275. Madrid. 1975.
39. CANOVAS, M.F. **Patologia y Terapeutica del hormigon armado.** Madrid, Dossat, 1977. 390 p.
40. CARDOSO, F.F. et alii. **A fabricação do aço.** Centro de Construções Metálicas da EPUSP. FDTE e EPUSP, publicação n<sup>o</sup> 1, janeiro 1988.
41. CARINO, N.J. & TANK, R.C. **Statistical characteristics of new pin penetration test.** *Cement, Concrete, and Aggregates*, Vol II, n<sup>o</sup>2, Winter 1989, p. 100 - 108.
42. CASCUDO, O. **Técnicas eléctroquímicas no estudo e avaliação da corrosão de armaduras em concreto.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CORROSÃO. 4<sup>o</sup> SEMINÁRIO DE CORROSÃO NA CONSTRUÇÃO CIVIL. *Anais.* Rio de Janeiro, 5 e 6 dez.1990.
43. CASTRO, P.F. **Comparação entre ensaios de avaliação da resistçencia do concreto.** In: INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. *Anais.* Reunião anual, São Paulo, 20-24 julho, 1987. São Paulo. 1987.
44. COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **Diagnosis and assessment of concrete structures; state of the art report.** Paris, 1989. (Bulletin d'Information, 192).
45. \_\_\_\_\_. **Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign).** Paris, 1983. (Bulletin d'Information, 162).

- 46.\_\_\_\_.Principios recomendados para el control de calidad del hormigón y criterios para su aceptación o rechazo. Joint Committee CEB/CIB/FIB/RILEM. Monografías del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del cemento. Monografía n. 326. Madrid. abril 1975. 109 p.
47. CONCRETE SOCIETY. Concrete core testing for strength. Technical Report n. 11. London. 1976.
48. DAL MOLIM, D.C.C. Fissuras em estruturas de concreto armado - análise das modificações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1988. 220 p. Diss. maestr.
49. DELIBES LINIERS, A. Análise de la influência de algunas variables en la extracción y ensayo a compresión de probetas - testigo de hormigón.
50. FUSCO, P.B. Estruturas de concreto - Fundamentos do projeto estrutural. São Paulo, Mc Graw-Hill. 1976. 298 p.
- 51.\_\_\_\_.Contribuição ao estudo da verificação da segurança das estruturas de concreto. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Tese de Livre Docência. São Paulo. 1974.
52. GONZALEZ VALLE, Enrique. Criterios para la evaluacion de la seguridad en estructuras construidas.In: I SIMPÓSIO NACIONAL SOBRE GARANTIA DE QUALIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO. Anais. EPUSP. São Paulo. Maio de 1990.
53. HELENE. P.R.L. Corrosão em armaduras para concreto armado. São Paulo, Pini/IPT, 1986, 46 p.
- 54.\_\_\_\_.Controle de qualidade do concreto. São Paulo. Escola Politécnica da USP, 1980. Diss. maestr.

- 55.\_\_\_\_.Avaliação da resistência à compressão de estruturas através de testemunhos cilíndricos de concreto. In: III SIMPÓSIO SOBRE NORMALIZAÇÃO DE CIMENTO, CONCRETO E AGREGADOS. Anais. Associação Brasileira de Normas Técnicas - CB 18 - Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados. São Paulo, nov. 1984.
56. HELENE, P.R.L. e REPETTE, W.L. Metodologia e recursos para avaliação de estruturas de concreto. In: SIMPÓSIO SOBRE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÃO -PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO. Anais. Porto Alegre, UFRGS, outubro 1988.
57. JIMENEZ MONTOYA, P.; GARCIA MESEGUER, A.; MORAM CABRE, F. Hormigon Armado. v. 1 , 7 ed. Barcelona, Gustavo Gili, 1973.
58. KASAY. Y. & MATUI, I. Studies on concrete strength of structures in Japan. In: RILEM. CONTRÔLE DE QUALITÉ DES STRUCTURES EM BÉTON, proceedings symposium RILEM, Stockholm, 17 a 21 juin 1979.
59. KNAZE,P. & BENO,P. The use of combined non-destructive testing methods to determine the compressive strength of concrete. **Materials and Structures**. V.17. N° 99. 1984. p.207-210.
60. KEILLER, A.P. An investigation of the effects of test procedure and cury history of the measured strength of concrete. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. IN SITU NONDESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE. Anais. Ottawa, Canadá, Detroit, 1984. (ACI Special Publication, 82).
- 61.\_\_\_\_.Assessing the strength of in situ concrete on investigation of test methods. **Concrete International**, vol. 7, n°2, p. 15 -21, 1985.

62. KLARIC, M. La resistència efectiva del hormigon - Análisis de métodos actuales para su valoración y uso de los resultados obtenidos. In: SEMINÁRIO SOBRE INSPEÇÃO DO CONCRETO. Anais. Instituto Brasileiro do Concreto. Reunião anual de 1984. São Paulo. 1984. 27 a 31 de agosto.
63. KRENCHER, H. & BICKLEY, J.A. Pullout testing of concrete - historical background and scientific level today. Nordic Concrete Research. Publication n°6, 1987.
64. KRENCHER, H & PETERSEN, C.G. In-situ pullout testing with lok-test, ten years' experience. In: ACI, CANMET, CSCE AND NBS. RESEARCH SESSION OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN-SITU NONDESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE. Anais. Ottawa, Ontario, Canadian, October 2-5, 1984.
65. LESHCHINSKY, A.M. Combined methods of determining control measures of concrete quality. Materials and Structures, V.24, 1991, p. 177-184.
66. MALHOTRA, V.M. Contract strength requirements, Cores versus in situ evaluation . ACI Journal Proceedings, Vol. 74, n° 4. April 1977.
67. \_\_\_\_\_. Testing hardened concrete : Non destructive testing. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Monograph n° 9. Detroit. 1976
68. \_\_\_\_\_. In situ/nondestructive testing of concrete - a global review. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. IN SITU NONDESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE. Anais. Detroit, 1984. p. 1 - 16. (ACI Special Publication, 82).
69. MALHOTRA, V.M. & CARRETE, G. Comparasion of pull-out strength of concrete with compressive strength of cylinders and cores, pulse velocity and rebound number. CANMET REPORT 76-8, OTTAWA, november 1975.

70. MUNDAY, J.G.L. & DHIR, R.K. Assessment of in situ concrete quality by core testing. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. IN SITU NONDESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE. Anais. Detroit, 1984. p. 393 - 410.
71. MURPHY, W.E. Discussion of paper "Contract strength requirements: cores versus in situ evaluation". ACI Journal Proceedings. Vol. 74, n<sup>o</sup> 10, October 1977.
72. \_\_\_\_\_. The interpretation of tests on the strength of concrete in structures. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. IN SITU NONDESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE. Anais. Detroit, 1984. p. 377 - 392.
73. \_\_\_\_\_. The assessment of concrete strength in structures. In: RILEM. CONTRÔLE DE QUALITÉ DES STRUCTURES EN BÉTON, proceedings symposium RILEM, Stockholm, 17 au 21 juin 1979, p. 135 - 141.
74. NANNI, L.F. Probabilidade e estatística. Caderno Técnico n<sup>o</sup>30. Porto Alegre. Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Julho/1981 (revisado em maio/1986).
75. NASSER, K.W. & AL-MANASEER, A.A. Comparison of Nondestructive Testers of Hardened Concrete. ACI Material Journal, Technical paper. 84-M 38: 374 - 380, September - October. 1987.
76. \_\_\_\_\_. New nondestructive test. Concrete International. January 1987, p. 52 - 56.
77. NEVILLE, A.M. Propriedades do concreto. São Paulo, Pini, 1982. 738 p.
78. PETERSONS, N. Recommendations for estimation of quality of concrete in finished structures. Matériaux et Constructions. Vol 4, n<sup>o</sup> 24, 1971, p. 379 - 397.
79. \_\_\_\_\_. Should standard cube test specimens be replaced by taken from structures?. Materials and Structures, vol. 5. October 1968.

80. REPETTE, W.L. e JERRY, A. Estudo de calda de cimento, sílica - fume e superplastificante visando a utilização em injeções de fissuras em concreto. 10<sup>o</sup> ENCONTRO NACIONAL DA CONSTRUÇÃO. Anais. Gramado, RS, novembro de 1990. V. 1. p. 115 - 134.
81. RILEM. Recommendations NDT - 3 for testing concrete by hardness methods. 43 - CND. Final recommendations. **Materiaux et Constructions**. Vol. 16, n<sup>o</sup>95, 1983.
82. RUSCH, H. **Concreto armado e protendido: propriedades dos materiais e dimensionamento**. Rio de Janeiro, Campus, 1981. 396 p.
83. SAMARIN, A. & DHIR, R.K. Determination of in situ concrete strength: rapidly and confidently by nondestructive testing. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. IN SITU NONDESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE. Anais. Detroit, 1984. p. 77 - 94. (ACI Special Publication, 82).
84. SANGHA, C.M. & DHIR, R.K. Strength and complete stress-strain relationships for concrete tested in uniaxial compression under different test conditions. **Materiaux et Constructions**. Vol. 5, N<sup>o</sup>. 30, Nov.-Dec. 1972, pp.361-371.
85. STONE, W.C. & CARINO, N.J. Deformation and failure in large - scale pullout tests. **ACI Journal**, Technical paper. Vol. 80, n<sup>o</sup>6, November - December 1983.
86. STONE, W.C. & GIZA, B.J. The effect of geometry and aggregate on the reliability of the pullout test. **Concrete Internacional**. Vol 7, n<sup>o</sup>2, 1985, p. 27 - 35.
87. STONE, W.C. & REEVE, C.P. A new statistical method for prediction of concrete strength from in-place tests. **Cement, Concrete and Aggregate**. CCAGDP. Vol.8, No.1 Summer 1986, pp 3-12.

88. SWANY, R.N. & AL - HAMED, H.M.S. Evaluation of the Windsor probe test to assess in situ concrete strength. *Proceedings ICE*. Part 2, Vol. 77, June 1984, p. 167 - 194. PAPER 8765.
89. THOMAZ, E. *Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação*. São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1985. Diss. maestr.
90. TOBIO, J.M. Resistência del hormigón en estructuras terminadas. *Informes de la Construcción*. IETcc. nº203. Madrid. 1968.
91. TOMSETT, H.N. O método da velocidade de pulsações ultra - sônicas para o ensaio do concreto em estruturas. Associação Brasileira de Cimento Portland. Material da conferência realizada em São Paulo, 1979.
92. \_\_\_\_\_. The practical use of ultrasonic pulse velocity measurements in the assessment of concrete quality. *Magazine of Concrete Research*. Vol. 32, nº 110, março 1980.
93. VAN VLACK, L.H. *Princípios de ciência dos materiais* São Paulo, Edgard Blucher Ltda, 1970, 427 p.
94. VASCONCELOS, A.C. *Análise da estrutura acabada. Sugestões apresentadas para revisão da NB-1/78*, EPUSP, São Paulo, 1988.
95. YUN.C.H. et alii. Comparative Evaluation of non-destructive test methods for in - place strength determination. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
96. ZAGOTTIS, D. *Introdução da segurança no projeto estrutural*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. Material didático preparado para o curso de "Pontes e Grandes Estruturas". São Paulo. EPUSP. 1978.

ANEXO 1

**EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO PARA INSPEÇÃO DA  
RESISTÊNCIA DO CONCRETO PELO USO DE ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS.**

A fim de melhor esclarecer a aplicação dos procedimentos propostos no item 3.3.3 do capítulo 3 deste trabalho, apresentar-se a seguir um exemplo prático.

Os valores apresentados para o estudo foram obtidos de um trabalho de MALHOTRA e CARRETE (69), em que foram moldados blocos de concreto de 610 X 610 X 305 mm e realizados ensaios de esclerometria e resistência à compressão de testemunhos, dentre outros. Na TABELA A.1 apresenta-se os resultados obtidos no estudo.

**TABELA A.1 - Índices esclerométricos médios e resistência à compressão de testemunhos extraídos.**

Ref. do Bloco	Índice Esclerométrico	Resistência média dos testemunhos extraídos
A	24	15,8
B	26	18,9
C	29	25,5
D	30	32,6
E	33	35,8
F	38	34,4
G	39	36,6
H	27	17,9
I	27	20,4
J	30	32,6
L	32	36,6
M	38	37,8
N	40	42,3
O	41	39,1



Neste exemplo, simula-se que os blocos ensaiados por MALHOTRA e CARRETE (69) sejam pilares de um pavimento de uma estrutura a ser analisada, e que na inspeção geral com ensaio não-destrutivo utilizou-se o ensaio esclerométrico, onde as médias representam 9 resultados individuais.

Procedendo a realização da 2ª etapa, os valores das médias do ensaio esclerométrico são dispostos em ordem crescente, e com base no que indica a TABELA 3.15 (capítulo 3), são definidos os grupos de médias que não diferem significativamente umas das outras. Este procedimento e a indicação dos grupos de médias, são ilustrados na FIGURA A.1.

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
x'	24	26	27	27	29	30	30	32	33	38	38	39	40	41
Ref.	A	B	H	I	C	D	J	L	E	F	M	G	N	O

-----

-----

-----

-----

Legenda: ----- Valores que não diferem significativamente.

**FIGURA A.1 - Ordenação das médias e verificação das diferenças significativas**

Portanto, as médias que diferem significativamente a partir dos valores extremos poderiam ser referentes aos pilares A, H, J e O. Para a construção da correlação indica-se a tomada de pelo menos 6 pares de resultados. Desta forma, escolhe-se mais dois pontos intercalados, por exemplo, os dos pilares E e M. Com os pontos de extração de testemunhos de concreto assim definidos, procede-se a extração e ruptura dos testemunhos. Na TABELA A.2 apresenta-se os pares de valores (pontos) a serem utilizados no estabelecimento da curva de correlação.

TABELA A.2 - Apresentação dos pares de valores para o estabelecimento da curva de correlação.

	X1	X2	X3	X4	X5	X6
Referência	A	H	J	L	M	O
Resistências dos testemunhos extraídos	15,8	17,9	32,6	36,6	37,8	39,1
IE	24	27	30	32	38	41

Correspondente à 3ª etapa do procedimento proposto, posiciona-se os pontos num gráfico (FIGURA A.2). Neste exemplo, nota-se que não existe uma tendência linear dos pontos.

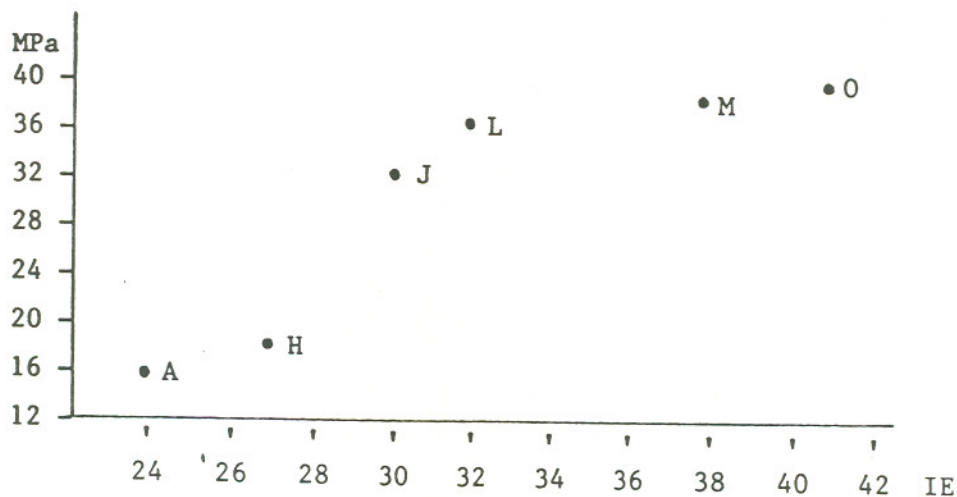


FIGURA A.2 - Resistência dos testemunhos versus índice esclerométrico médio

Pela observação da tendência dos pontos, conforme a FIGURA A.2, propõe-se que o ajuste se dê pela seguinte expressão:

$$Y = a \cdot X^b \quad (12)$$

Da regressão realizada por mínimos quadrados obtém-se:

$$a = 0,05482$$

$$b = 1,807$$

$$t = 4,268$$

$$t_{0,05} = 2,132$$

Como  $t > t_{0,05}$ , a correlação é significativa.

$$r = 0,9055$$

Como  $r > 0.90$ , considera-se que a expressão proposta propicia um bom ajuste dos pontos.

Na TABELA A.3 são confrontados os valores estimados pela correlação com aqueles obtidos da extração de testemunhos, tanto para os pontos utilizados no estudo de correlação quanto para os demais (apresentados na TABELA A.1).

**TABELA 3.4 - Comparação entre os resultados de testemunhos extraídos com valores estimados através da curva de correlação**

Ref. do bloco	IE	Resistência média dos testemunhos	Resistência média estimada	Intervalo de confiança da resistência estimada		(A)	(B)
				Superior	Inferior		
A	24	15,8	17,1	23,1	12,7	S	N
B	26	18,9	19,8	25,2	15,5	S	N
C	29	25,5	24,1	29,0	20,0	S	N
D	30	32,6	25,6	30,5	21,5	N	N
E	33	35,8	30,4	36,1	25,6	S	N
F	38	34,4	39,2	49,7	31,0	S	N
G	39	36,6	41,1	53,0	31,9	S	N
H	27	17,9	21,2	26,4	17,0	S	N
I	27	20,4	21,2	26,4	17,0	S	N
J	30	32,6	25,6	30,5	21,5	N	N
L	32	36,6	28,8	34,0	24,3	N	N
M	38	37,8	39,2	49,7	31,0	S	N
N	40	42,3	43,1	56,4	32,9	S	N
O	41	39,1	45,0	60,1	33,7	S	N

Legenda: (A) Resistência observada no intervalo de confiança

(B) Resistência observada menor que o limite inferior do intervalo de confiança

S- Sim

N- Não

Como pode-se observar, a metodologia apresentada, em comparação com outras propostas na bibliografia internacional, como por exemplo STONE E REEVE (87), é de menor complexidade e de fácil aplicação, dispensando o emprego de recursos matemáticos e computacionais avançados.

O fato de propor que primeiramente seja questionada a adequação do ensaio não-destrutivo para a avaliação da homogeneidade e estimativa de resistência do concreto da estrutura, constitui grande importância. A utilização de uma correlação especialmente construída para a estrutura em análise, aliada à escolha racional dos pontos de extração de testemunhos, conduzem efetivamente a estimativas de boa confiabilidade com um custo minimizado.

Esta estimativa será tanto mais precisa quanto melhor for a correlação obtida e menor a dispersão dos pontos em torno da expressão de ajuste.