



UFBA

UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA

ESCOLA POLITÉCNICA

DEPTº DE ENGENHARIA AMBIENTAL - DEA

MEPLIM

**MESTRADO PROFISSIONAL EM
GERENCIAMENTO E TECNOLOGIAS
AMBIENTAIS NO PROCESSO PRODUTIVO**

JOSÉ MARCÍLIO LADEIA VILASBOAS

**DURABILIDADE DAS EDIFICAÇÕES DE
CONCRETO ARMADO EM SALVADOR: UMA
CONTRIBUIÇÃO PARA A IMPLANTAÇÃO DA
NBR 6118:2003**



**SALVADOR
2004**

JOSÉ MARCÍLIO LADEIA VILASBOAS

**DURABILIDADE DAS EDIFICAÇÕES DE CONCRETO
ARMADO EM SALVADOR: UMA CONTRIBUIÇÃO PARA A
IMPLANTAÇÃO DA NBR 6118:2003**

Dissertação apresentada ao curso de Mestrado Profissional em Gerenciamento e Tecnologia Ambiental no Processo Produtivo, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre.

Orientador: Prof. Dr. Sandro Lemos Machado

Co-orientador: Prof. MSc. Adailton de Oliveira Gomes

Salvador
2004

V697d Vilasboas, José Marcílio Ladeia

Durabilidade das edificações de concreto armado em Salvador: uma contribuição para a implantação da NBR 6118:2003. / José Marcílio Ladeia Vilasboas. --- Salvador-BA, 2004.

229p. il.; color.

Orientador: Prof. Dr. Sandro Lemos Machado.

Co-orientador: Prof. MSc. Adailton de Oliveira Gomes.

Dissertação (Mestrado em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo) – Departamento de Engenharia Ambiental, Universidade Federal da Bahia, 2004.

Referências e Apêndices.

1. Materiais de construção (Concreto). 2. Resistência de materiais 3. Concreto armado. 4. Estruturas de concreto 5. Proteção Ambiental I.Universidade Federal da Bahia. Escola Politécnica. II. Machado, Sandro Lemos III. Título.

CDD 693

À Margareth, Danilo e Marcelo

Os raios solares que compõem a Natureza produzem grandes benefícios ao nosso Planeta, dentre os quais se destaca o seguinte exemplo para a humanidade: embora estes não sejam o Sol, contêm a essência desta grande Estrela. Esta analogia aplica-se, em especial, a cada um de vocês que é uma extensão do Criador, responsável pela harmonia, felicidade, sabedoria, crescimento e transformação, requisitos indispensáveis à formação do homem.

AGRADECIMENTOS

A Deus, Legislador do Universo.

Ao professor Sandro Lemos Machado, pela esplêndida orientação, apoio permanente, estímulo e criatividade demonstrados em todas as fases deste trabalho.

Ao colega e professor Adailton de Oliveira Gomes, pela maturidade e experiência evidenciadas na função de co-orientador.

Ao TECLIM, por ter permitido realizar um sonho, que me possibilitou estudar o concreto considerando o meio ambiente.

À Petrobras, pelo apoio bibliotecário e contribuição financeira dispensados, destacando-se a participação dos colegas Antônio Sérgio Oliveira Santana e Ana Maria Casqueiro Andres.

À UCSAL, pelo apoio concedido.

À CONCRETA, em especial aos seus diretores e engenheiros Minos Trócoli de Azevedo e Vicente Mário Visco Mattos, entusiastas das atividades de pesquisa no ramo da tecnologia de concreto. Aos amigos Antônio Sérgio Ramos da Silva, Carlos Roberto Cardoso Rodrigues e à arquiteta Olga Lúcia Barbosa, pela realização dos ensaios laboratoriais e disponibilidade de dados relativos às obras recuperadas nesta capital.

Ao professor Ney Luna Cunha, pelos ensinamentos teórico-práticos na disciplina Materiais de Construção.

Às empresas de serviços de concretagem, pelas informações técnicas fornecidas.

Aos engenheiros estruturalistas, que contribuíram significativamente na pesquisa efetuada.

À professora Ana Carla Martins Passos, pelos ensinamentos práticos da língua inglesa.

Aos colegas da Petrobras, pelo clima de boa convivência e amizade.

Às amigas e professoras Maria Regina Valois e Maria José Lordelo, que efetuaram a revisão desta obra.

Aos meus pais, que me ensinaram a estudar com prazer.

À minha esposa, Margareth, e aos meus filhos Danilo e Marcelo, pela paciência, apoio contínuo e participação durante toda essa trajetória.

Finalmente, a todos aqueles que, direta e indiretamente, contribuíram para o êxito deste trabalho.

“O mundo é cheio de portas, oportunidades e cordas tensas que aguardam que as toquemos”

(Ralph Waldo Emerson).

“Jamais descobriríamos alguma coisa se nos contentássemos com o que está descoberto”.
(Sêneca)

“As idéias acendem umas às outras como centelhas elétricas”.
(J.J.Engel)

“A vida é o resultado do contato do organismo com o ambiente”.
(Nathaniel Hawthorne)

RESUMO

Com a publicação das normas NBR 6118:2003 e NBR 14931:2003, espera-se que ações concernentes à durabilidade das estruturas sejam implementadas desde a elaboração do projeto até a fase de uso e manutenção das instalações. O estado de degradação atual das edificações atesta o quanto é necessário um enfoque mais incisivo sobre esta propriedade.

O presente trabalho tem como objetivo analisar como a aquisição do concreto é feita junto aos fornecedores, além de propor melhorias que podem ser implementadas nesta fase, decorrentes das recentes recomendações prescritas em normas brasileiras. Em função disto, encontram-se descritos os requisitos a ser atendidos pelos projetistas, quando da especificação do concreto, bem como os cuidados relacionados às etapas de produção deste material, por parte do construtor.

Adicionalmente, foram identificadas as principais patologias nas estruturas de concreto das edificações situadas em Salvador, com as suas prováveis causas e frequências, além de associá-las às fases do processo construtivo e aos locais de implantação de obras.

Em função de a durabilidade depender das camadas superficiais do concreto da estrutura, foram efetuados ensaios de penetração de água em corpos-de-prova, com a finalidade de averiguar a influência da consistência, relação água-cimento e consumo de cimento na permeabilidade do material.

Com o propósito de identificar as áreas de Salvador expostas ou não à ação da névoa salina, é apresentado, como sugestão, um mapa que expressa a correlação entre as diferentes classes de agressividade ambiental e os bairros dessa capital.

Palavras-chave: Engenharia Ambiental; Durabilidade; Concreto; Proteção Ambiental.

ABSTRACT

With the publication of the Registered Brazilian Norms 6118:2003 and 14931:2003, it is expected that the actions concerning to the durability of concrete structures would be implemented since the elaboration of the project until the phase of use and maintenance of the installations. The current degradation condition of the buildings proves how much it is necessary a more incisive approach about this property.

This work aims to analysing how the acquisition of the concrete is being made beside the suppliers. Moreover, it proposes improvements which can implement this phase of purchase. These improvements are results from the recent recommendations prescribed by the Brazilian Norms. Due to this reason, this study describes the requirements to be attended by the designers when the specification of the concrete should be done, as well as the cares the builder should have in relation to the stages of production of the mentioned material.

In addition, this study identified the principal pathologies in the concrete structures of the buildings located in Salvador, presenting their probable causes and frequencies. These principal pathologies were also associated to the phases of the process of building and to the places in which occurred the implementation of the constructions.

Once the durability depends on the superficial layers of the concrete, water penetration tests were carried out in samples of concrete looking forward to check the influence of the consistence, the water/cement ratio and the consumption of cement in the permeability of the material.

With the intention of identifying the areas of Salvador exposed or not to the effects of the marine environment, this work presents, as suggestion, a map which expresses the correlation between the different levels of environmental aggressiveness and the districts of this capital .

Key Words: Environmental Engineering; Durability; Concrete; Environmental Protection.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Causas de defeitos em edificações	20
Figura 2.1 - Agentes físicos da degradação do concreto	26
Figura 2.2 - Agentes químicos da degradação do concreto	27
Figura 2.3 - Processo eletroquímico da corrosão do aço no processo úmido permeável	51
Figura 2.4 - Esquema de variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e umidade do ambiente	55
Figura 2.5 - Origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis	61
Figura 2.6 - Valores de espessura de comprimento mínimo de armaduras, conforme várias normas	64
Figura 2.7 - Influência de cantos e bordas externos na penetração de substâncias agressivas	68
Figura 2.8 - Diagrama ilustrativo de como a microestrutura, condições prévias de exposição e condicionantes do processo de fabricação do agregado determinam as suas características e como estas afetam o traço e as propriedades do concreto fresco e endurecido	76
Figura 2.9 - Influência da velocidade e temperatura do ar e do concreto sobre a evaporação da água do concreto	107
Figura 2.10 - Duração mínima em dias do tratamento de cura segundo a temperatura e umidade relativa do ar	109
Figura 2.11 - Representação esquemática da situação-problema	123
Figura 2.12 - Evolução dos custos de intervenção em função da fase da vida da estrutura	125
Figura 3.1 - Esquema do sistema utilizado no ensaio de penetração de água	135
Figura 3.2 - Registro do ensaio de penetração de água em 06 corpos-de-prova	135
Figura 4.1 - Responsabilidades pelo preparo, controle e recebimento do concreto	139
Figura 4.2 - Fluxograma a ser utilizado na especificação do concreto, para os casos em que não há ensaios comprobatórios de desempenho de durabilidade	143
Figura 4.3 - Percentagem das causas das patologias das edificações soteropolitanas	151

Figura 4.4 - Origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis (proposta no formulário de pesquisa)	153
Figura 4.5 - Opinião dos projetistas sobre a distribuição percentual mostrada na figura 4.4	153
Figura 4.6 - Ordem de gravidade das falhas identificadas no planejamento	157
Figura 4.7 - Ordem de gravidade das falhas identificadas em projeto	158
Figura 4.8 - Ordem de gravidade das falhas identificadas em materiais	158
Figura 4.9 - Ordem de gravidade das falhas identificadas na execução	159
Figura 4.10 - Ordem de gravidade das falhas cometidas no uso	159
Figura 4.11 - Distribuição percentual faz falhas graves nas etapas de construção	160
Figura 4.12 - Distribuição percentual faz falhas menos graves nas etapas de construção	160
Figura 4.13 - Distribuição percentual das patologias encontradas	164
Figura 4.14 - Resultados obtidos das análises realizadas com o uso da equação 4.1	174
Figura 4.15 - Resultados obtidos das análises após a junção dos bairros de Graça e Barra e Federação e Ondina	177
Figura 4.16 - Influência do fator de renda no número de obras de recuperação realizadas	177
Figura 4.17 - Comportamento da salinidade em função da distância à costa marítima	182
Figura 4.18 - Perfil de concentração de cloretos em função da distância em relação ao mar	184
Figura 4.19 - Mapa de Salvador, caracterizado por zonas e suas classes de agressividade ambiental	187
Figura 4.20 - Curva granulométrica da areia	190
Figura 4.21 - Curva granulométrica do agregado graúdo	191
Figura 4.22 - Variação da penetração de água com o consumo de cimento para os casos de relação água-cimento constante e índice de consistência constante	193
Figura 4.23 - Variação da carga passante com o consumo de cimento para os casos de relação água-cimento constante e índice de constante	194
Figura 4.24 - Correlação entre a resistência à compressão de concretos e a	195

relação água-cimento (abatimento de $180\pm 30\text{mm}$)

Figura 4.25 - Correlação entre a resistência à compressão de concretos e a relação água-cimento (abatimento de $100\pm 20\text{mm}$) 195

Figura 4.26 - Correlação entre a resistência à compressão de concretos e a relação água-cimento (abatimento de $30\pm 10\text{mm}$) 196

Figura 4.27 - Relação entre profundidade de penetração e coeficiente de permeabilidade obtida por Sallstrom 197

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Requisitos de concretagem em temperaturas adversas	31
Tabela 2.2 - Efeito de alguns produtos químicos comuns sobre o concreto	39
Tabela 2.3 - Requisitos para o concreto exposto aos sulfatos	42
Tabela 2.4 - Caracterização dos graus de severidade de ataque dos concretos expostos aos sulfatos	44
Tabela 2.5 - Série eletroquímica dos metais (potenciais normais de eletrodo)	49
Tabela 2.6 - Tabela prática de nobreza em água do mar	50
Tabela 2.7 - Classificação da agressividade de ambientes	54
Tabela 2.8 - Teor limite de cloretos propostos por diversas normas	56
Tabela 2.9 - Métodos complementares de proteção das armaduras	60
Tabela 2.10 - Cobrimentos mínimos, em milímetros, conforme a norma EH-88	65
Tabela 2.11 - Atribuições normativas do responsável pelo projeto estrutural	66
Tabela 2.12 - Lista de ensaios prescritos na NBR 12654:1992 relativos ao cimento	73
Tabela 2.13 - Limites de substâncias deletérias nos agregados para concreto	81
Tabela 2.14 - Requisitos da NBR 6118:1982 relativos ao amassamento	82
Tabela 2.15 - Aditivos comumente empregados em concretos	88
Tabela 2.16 - Teores limites de cloretos, propostos por normas brasileiras	90
Tabela 2.17 - Tempos mínimos de mistura propostos por normas americanas	93
Tabela 2.18 - Maiores dimensões das partículas susceptíveis de entrarem em vibração em função da frequência com que são solicitadas	101
Tabela 2.19 - Tempos mínimos de cura, em ambientes marinhos, para os diferentes tipos de cimento	104
Tabela 2.20 - Influência da idade no coeficiente de permeabilidade de uma pasta com $A/C = 0,70$	116
Tabela 2.21 - Classes de agressividade ambiental	118

Tabela 2.22 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	119
Tabela 2.23 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental cobrimento nominal (com tolerância de execução de 10mm)	120
Tabela 3.1 - Levantamento geral dos dados fornecidos pelos projetistas de estruturas	131
Tabela 3.2 - Características físicas e mecânicas do cimento (CPII- F 32) estudado	132
Tabela 3.3 - Características físicas dos agregados estudados	132
Tabela 3.4 - Plano de ensaios em concretos	133
Tabela 4.1 - Resultados, em MPa, obtidos em ensaios realizados para determinação de resistência à compressão, aos 28 dias	146
Tabela 4.2 - Atribuições das partes interessadas referentes à durabilidade e o controle tecnológico do concreto	147
Tabela 4.3 - Correspondência entre as causas dos fenômenos patológicos nas estruturas e as fases do processo de construção	155
Tabela 4.4 - Distribuições percentuais das patologias associadas às fases de construção, apresentadas na tabela 4.3 e figura 4.4	156
Tabela 4.5 - Correlação entre o nº de obras com patologias e as fases de construção	163
Tabela 4.6 - Identificação de obras com causa única de patologia	165
Tabela 4.7 - Levantamento de obras cujas causas das patologias foram, pelo menos, os cobrimentos de armadura insuficientes devido ao projeto e a execução	166
Tabela 4.8 - Levantamento de obras com causas diversas de patologias	168
Tabela 4.9 - Causas das patologias identificadas pela empresa de recuperação de estruturas	170
Tabela 4.10 - Levantamento e localização das obras diagnosticadas pelos projetistas e empresa de recuperação	171
Tabela 4.11- Levantamento das obras estudadas que apresentaram, pelo menos, como causa de suas patologias o pedido do concreto ou especificação deste em projeto	171
Tabela 4.12 - Relação entre o número de casos com patologias e as características dos bairros	173
Tabela 4.13 - Resumo dos dados obtidos após a junção dos bairros Barra e Graça e Ondina e Federação	176

Tabela 4.14 - Resumo dos dados corrigidos após a consideração da influência do fator renda	178
Tabela 4.15 - N° previsto de ocorrências para os demais bairros não contemplados na pesquisa	179
Tabela 4.16 - Deposição seca de cloreto na vela úmida (período de 15/08/2000 a 23/01/2001)	183
Tabela 4.17 - Taxas de deposição seca de cloretos pelo método da vela úmida	184
Tabela 4.18 - Classificação da agressividade ambiental em função do n° de obras com patologias	186
Tabela 4.19 - Dados dos pedidos de concreto relativos à zona urbana	188
Tabela 4.20 - Dados dos pedidos de concreto relativos à zona industrial	188
Tabela 4.21 - Ensaio físico do cimento utilizado (CPII-F32)	189
Tabela 4.22 - Ensaio de resistência à compressão do cimento (NBR 7215)	189
Tabela 4.23 - Ensaio de caracterização da areia	190
Tabela 4.24 - Características do agregado graúdo	191
Tabela 4.25 - Dados sobre os concretos no estado fresco	192
Tabela 4.26 - Resultados dos ensaios de absorção, resistência à compressão e penetração de água em concretos	196
Tabela 4.27 - Correlação entre a penetração de água com o coeficiente de permeabilidade	197
Tabela 4.28 - Profundidades típicas de penetração de água em estruturas do Mar Norte	198

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
2 DURABILIDADE	24
2.1 AÇÕES AGRESSIVAS AO CONCRETO	24
2.1.1 Causas físicas	28
2.1.2 Causas químicas	35
2.2 PARÂMETROS DE PROJETO	61
2.3 ESPECIFICAÇÃO DO CONCRETO	69
2.3.1 Caracterização do pedido do concreto	70
2.4 INFLUÊNCIA DA MATÉRIA-PRIMA	71
2.4.1 Cimento	72
2.4.2 Agregados	74
2.4.3 Água	82
2.4.4 Aditivos	84
2.5 INFLUÊNCIA DAS ETAPAS DE FABRICAÇÃO DO CONCRETO	91
2.5.1 Transporte e armazenamento dos agregados	91
2.5.2 Amassamento	91
2.5.3 Transporte	95
2.5.4 Lançamento	97
2.5.5 Adensamento	100
2.5.6 Cura	103
2.5.7 Forma	109
2.5.8 Armaduras	111
2.5.9 Dispositivos ou espaçadores	113
2.6 INFLUÊNCIA DA CAPILARIDADE E IMPERMEABILIDADE DO CONCRETO	113

2.6.1 Movimento da água no concreto	114
2.6.2 Recomendações para diminuir a capilaridade e a permeabilidade do concreto.	117
2.7 ASPECTOS NORMATIVOS BRASILEIROS	117
2.7.1 Análise das Atribuições Normativas	118
2.8 IMPORTÂNCIA OU IMPACTO DO PROBLEMA	121
3 MATERIAIS E MÉTODOS	127
4 RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES	137
4.1 IDENTIFICAÇÃO DE MELHORIAS QUE PODERÃO SER IMPLEMENTADAS NO PEDIDO DO CONCRETO, DECORRENTES DAS RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118: 2003 E DA NBR 14931:2003.	137
4.2 RECOMENDAÇÕES EXTRAÍDAS DE CONSULTAS REALIZADAS EM ARTIGOS E LIVROS TÉCNICOS	148
4.3 ANÁLISE E RESULTADOS DA PESQUISA EFETUADA JUNTO AOS ESTRUTURALISTAS BAIANOS	151
4.4 ANÁLISE E RESULTADOS DA PESQUISA EFETUADA JUNTO A UMA EMPRESA DE RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS	169
4.5 ANÁLISE DA CLASSIFICAÇÃO DA AGRESSIVIDADE AMBIENTAL DOS BAIRROS LOCALIZADOS NA ZONA URBANA, EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE OBRAS INFORMADAS PELOS PROJETISTAS E PELA EMPRESA DE RECUPERAÇÃO.	172
4.6 ANÁLISE DOS DADOS OBTIDOS JUNTO A FORNECEDORES DE CONCRETO PRÉ-MISTURADO.	188
4.7 ANÁLISE E RESULTADOS DO ESTUDO DA PERMEABILIDADE DO CONCRETO	189
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	199
5.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE NORMAS RECENTEMENTE PUBLICADAS E RECOMENDAÇÕES EXTRAÍDAS DA LITERATURA TÉCNICA.	199
5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS PESQUISAS EFETUADAS JUNTO AOS PROJETISTAS, EMPRESA DE RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS E FORNECEDORES DE CONCRETO	201
5.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O ESTUDO DA PERMEABILIDADE DO CONCRETO	203

5.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS COMPLEMENTARES	204
REFERÊNCIAS	206
APÊNDICE	211

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

Os materiais utilizados na construção civil estão sujeitos à ação de tensões e à ação de meteorização, no seu sentido mais geral, do meio ambiente, sendo necessário que se definam a natureza e a intensidade das ações para que se determine a composição adequada do concreto a ser empregado.

As ações do meio ambiente, designadas de modo muito geral por meteorizantes, são devidas a agentes climáticos (temperatura e umidade, compreendendo ações de alternâncias de temperaturas que provocam o congelamento e descongelamento da água no interior do material, ciclos de molhagem e secagem, efeitos da radiação solar, efeitos fotoquímicos, etc.), a agentes químicos (presença de íons agressivos ao concreto armado no meio fluido que o envolve), criptogâmicos (como bactérias, fungos, etc., que segregam substâncias químicas que corroem o concreto armado), roedores marinhos que o desgastam, etc. (COUTINHO, 1974, p. 319).

De maneira geral, consideram-se as seguintes ações como primordiais no comportamento das propriedades mecânicas e no desempenho, a longo prazo, do concreto armado:

- a) variações de temperatura;
- b) variações de umidade;
- c) velocidade e direção dos ventos;
- d) ação dos gases e vapores corrosivos da atmosfera;
- e) ação corrosiva das águas de contato;
- f) ação de agentes bacteriológicos;
- g) intensidade e tipo de ações mecânicas.

A durabilidade do concreto é normalmente assegurada pela baixa permeabilidade, uma vez que os agentes agressivos não penetram na massa, nem atingem a armadura. Entre os agentes atmosféricos que podem levar a reações indesejáveis está o CO_2 do ar, que provoca a carbonatação, reduzindo o pH do concreto e expondo a armadura à corrosão. Vale destacar que a região soteropolitana, além de situar-se em zona de influência marítima, apresenta ambientes com alta umidade relativa, favorecendo aos fenômenos da desp passivação da armadura por carbonatação e pela presença do elevado teor do íon cloro. Segundo Warneck

(apud COSTA, 2001, p.14), uma das piores combinações para a durabilidade dos materiais, referida em todas as pesquisas, é a de uma atmosfera industrial-marinha com um clima de alta umidade, o que ocorre em quase todas as grandes cidades litorâneas do país e, em particular, nas cidades do estado da Bahia.

E ainda, o cimento pode ser escolhido de forma a resistir a certos agentes como:

- sulfatos – cimento de resistência a sulfatos.
- agregados reativos – cimento com pozolanas, baixo teor de álcalis.
- desprendimento de calor – cimento com baixo calor de hidratação.

Uma menor permeabilidade pode ser conseguida com uma relação água-cimento baixa e execução cuidadosa. Essa relaciona-se com a porosidade da pasta que tanto menos porosa for, menos permeável será e, por conseguinte, o concreto. A porosidade da pasta depende da relação água-cimento e do seu grau de hidratação.

A relação água-cimento define a estrutura da pasta. Quanto menor esta relação mais próximos estarão os grãos de cimento uns dos outros e, portanto, menor a porosidade da pasta. Pode-se dizer, também, que como os produtos da hidratação dos concretos ocupam um volume maior do que o cimento anidro, a porosidade diminui à medida que a hidratação evolui. Portanto, a permeabilidade do concreto diminui com o aumento da relação água-cimento e com a evolução da hidratação, ou seja, com a idade do concreto.

O parâmetro (água-cimento) deve ser escolhido com base na durabilidade e resistência mecânica indicadas para a estrutura. A durabilidade requerida é comandada pelas condições de exposição, e a resistência é dependente do carregamento previsto. Um concreto de resistência razoável, devidamente preparado, é comumente durável em condições normais. Contudo, há de se considerar que, em situações onde uma resistência alta não for necessária e as condições sejam de tal forma que a durabilidade seja considerada o requisito mais importante, será esta propriedade que irá determinar a relação água-cimento.

O interesse principal dos projetistas de estruturas de concreto tem sido as características de resistência dos materiais. Conforme relatado por Metha e Monteiro (1994), contudo, os custos de reparos e substituições em estruturas, devido às falhas de durabilidade dos materiais, têm se tornado fator substancial do orçamento total das construções.

Nos últimos anos, o crescimento no custo de reposição de estruturas de concreto e a ênfase crescente no custo do ciclo de vida, ao invés do custo inicial, estão forçando os engenheiros a tomarem consciência das ações dos fatores ambientais. Nessa perspectiva, há a compreensão de que existe uma estreita relação entre a durabilidade dos materiais e a harmonia com o meio ambiente. A conservação de recursos através da produção de materiais mais duráveis é, sobretudo, uma medida com caráter ecológico. Cada vez mais, estão sendo levadas em consideração as propriedades que influenciam a saúde do homem, tais como vapores tóxicos ou a radiação, associados à produção e uso de um material.

Embora considerando que, adequadamente dosado, transportado, lançado e curado, o concreto possua uma boa capacidade de resistir, na maioria dos casos, às influências ambientais, falhas prematuras nas estruturas de concreto realmente ocorrem e proporcionam lições valiosas para o controle dos fatores responsáveis pela falta de durabilidade. Inúmeras são as causas que podem motivar a enfermidade das estruturas, destacando, contudo, às relacionadas ao projeto, à execução ou à manutenção.

É fato conhecido, desde a remota Antiguidade até as obras marcantes de nossa engenharia, que o sucesso das construções depende fundamentalmente do conhecimento, habilidade e experiência da equipe envolvida, aproximando ao máximo, o projeto e a execução de uma obra. Dessa forma, o cálculo estrutural e o detalhamento do projeto devem estar intimamente relacionados com a tecnologia dos materiais e os processos construtivos, o que viria reduzir, em grande parte, os defeitos e deterioração das construções com estrutura de concreto.

Conforme Clímaco (1991, p.17) e de acordo com a figura 1.1, pode-se observar que os defeitos de projeto são 14% menos freqüentes que aqueles da construção, mas o custo de reparo é equivalente, e que erros de cálculo não são freqüentes (3%), todavia seu custo é significativo (13%). Acrescenta também que 65% dos defeitos tornam-se aparentes dentro de até três anos após o término da obra e conclui-se assegurando que a durabilidade de uma estrutura não é um conceito que pode ser tratado de forma isolada, mas decorre de todos os aspectos tecnológicos. Enfim, de um entendimento real dos objetivos do projeto, características dos materiais empregados e práticas construtivas. Segundo o autor, os dados foram retirados de um levantamento de 10.000 casos de defeitos em construções, realizado para uma empresa seguradora na França no período de 1968-1978. Apesar de não serem muito recentes e, guardados as devidas reservas quanto às diferenças naturais entre países,

estes dados podem fornecer valiosas informações sobre as causas mais frequentes de deterioração das edificações.

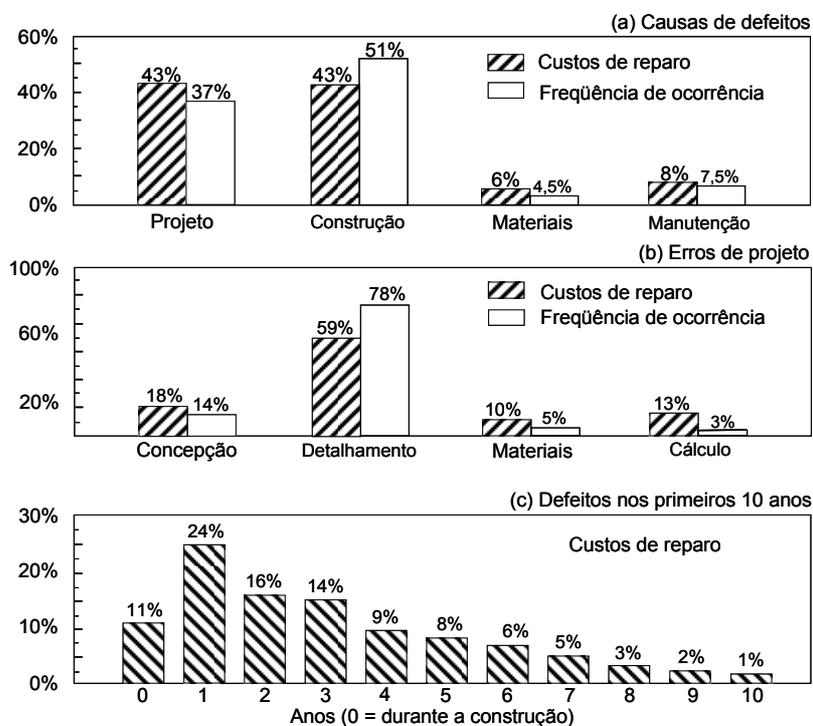


Figura 1.1 – Causas de defeitos em edificações

O pedido do concreto feito pelos contratantes aos fornecedores não tem, na maioria das vezes, acarretado a este material um bom desempenho em relação aos requisitos de resistência mecânica e durabilidade, quando exposto a condições que possam reduzir a sua vida útil. Em consequência, as estruturas de concreto industrial ou marinho têm sofrido danos e modificações que alteram e diminuem a segurança e estabilidade das obras. Estes efeitos não somente impedem, ao longo do tempo, a manutenção e o bom desempenho das características estruturais estabelecidas em projeto, como acarretam ao proprietário custos elevados na implantação de medidas corretivas. Salienta-se que estes custos crescem exponencialmente quanto mais tarde for essa intervenção (COMITÊ..., 2003, p.16).

O cenário atual da aquisição do concreto é descrito neste trabalho, onde é demonstrado como o não atendimento aos requisitos de durabilidade pode ocorrer. Nos casos em que a relação água-cimento necessária para atender a durabilidade for inferior à requerida para garantir a

resistência mecânica, o pedido do concreto, feito apenas com base na classe de resistência, propiciará estruturas que não atenderão às condições ambientais.

Considerando as atribuições do contratante dos serviços de concretagem explicitada na NBR 12655:1996 e levando-se em conta as especificações normativas, o problema de pesquisa deste trabalho consistiu nas seguintes questões:

- Como assegurar que o pedido de concreto dosado em central contenha os requisitos de durabilidade e de resistência mecânica, exigidos para obras executadas em ambientes agressivos, contribuindo dessa forma para a vida útil e a eco-eficiência das estruturas?
- Qual o impacto que o não atendimento à classe de resistência e às condições de exposição do meio têm causado nas estruturas de concreto construídas na cidade de Salvador e no Pólo Petroquímico de Camaçari?

A evolução da tecnologia do concreto em nível mundial é acompanhada de perto pelo Brasil, que nada fica a dever com seus conhecimentos, pelo contrário, muitos deles pioneiros e indutores das inovações internacionais sobre este assunto. A manutenção desse avanço constante exige um trabalho permanente de divulgação, proporcionando a todos a oportunidade de conhecer os novos conceitos e processos em disponibilidade, sob pena de haver evoluções não aplicadas – ou mal aplicadas – que poderiam resultar em problemas de qualidade e segurança para algumas obras (HERVÉ NETO, 2003, p.23).

A maior novidade em termos de normatização brasileira, a NBR 6118:2003, revisada em 31.03.2004, é focada nos aspectos ligados à durabilidade das estruturas, acompanhando tendência mundial, conseqüência de uma história recente de crescimento das patologias em estruturas.

A importância do trabalho está associada ao esclarecimento dos envolvidos a respeito das novas exigências normativas referentes à durabilidade do concreto armado, particularmente quando exposto às condições agressivas do ambiente. Nessa direção, os construtores são alertados sobre os cuidados que devem ser observados na fase de especificar o pedido do concreto junto ao fornecedor deste material. Com isso, há expectativas de que as obras sejam construídas com mais qualidade, eliminando custos com medidas corretivas para recuperá-las e com a paralisação de plantas industriais, ou seja, com a melhoria da especificação do pedido, busca-se garantir as características das estruturas de concreto ao longo de sua vida útil.

Em função das observações já citadas, são apresentados a seguir os objetivos propostos para o trabalho, tendo como principal:

- Analisar o procedimento adotado pelos contratantes na execução do pedido de concreto junto aos fornecedores, assim como indicar melhorias que podem ser implementadas nesta fase, decorrentes das recomendações prescritas nas Normas NBR 6118:2003 (Projeto de estruturas de concreto: procedimento) e NBR 14931:2003 (Execução de estruturas de concreto: procedimento).

Como objetivos secundários foram definidos:

- Estimar a classificação da agressividade ambiental de áreas de Salvador, a partir de um levantamento do número de patologias existentes em algumas de suas edificações, bem como de dados dos seus bairros identificados como: distância do centro de massa à orla marítima, diferença máxima de elevação e elevação média.
- Avaliar a influência de parâmetros de dosagem, tais como de consistência, relação água-cimento e consumo de cimento, na determinação da penetração de água sob pressão em alguns concretos.

A pesquisa foi estruturada em cinco capítulos, cujo conteúdo básico está descrito a seguir:

O capítulo inicial da dissertação tem caráter introdutório e nele estão inseridas a justificativa e os objetivos do trabalho. O segundo capítulo trata da conceituação dos temas relativos à classificação das ações agressivas, parâmetros de projeto, especificação do concreto (pedido), influência da matéria-prima, influência das etapas de fabricação do concreto, influência da capilaridade e permeabilidade do concreto, aspectos normativos brasileiros e importância ou impacto na degradação e durabilidade do concreto.

O terceiro capítulo, além de relatar os procedimentos adotados para efetuar uma revisão bibliográfica acerca da durabilidade e uma análise crítica das normas vigentes, descreve as metodologias empregadas para realização de uma pesquisa de campo e a execução de ensaios de laboratório.

No quarto capítulo são apresentados os resultados obtidos das etapas de trabalho desenvolvidas no capítulo anterior, com as respectivas análises. Portanto, descreve-se e comenta-se acerca das melhorias que poderão ser implementadas no pedido de concreto,

decorrentes das recomendações da NBR 6118:2003 e da NBR 14931:2003, bem como das recomendações extraídas de consultas realizadas em artigos e livros técnicos. Apresentam-se também a análise e os resultados das pesquisas efetuadas junto aos estruturalistas baianos e junto a uma empresa de recuperação de estruturas. São mostrados e interpretados os dados obtidos junto aos fornecedores de concreto, assim como os resultados e análise do estudo de permeabilidade do concreto.

O capítulo quinto apresenta as considerações finais, englobando sugestões para futuros trabalhos e pesquisas, decorrentes da experiência adquirida nesta dissertação.

CAPÍTULO 2

2. DURABILIDADE

2.1 AÇÕES AGRESSIVAS AO CONCRETO

Embora considerando que, adequadamente dosado, lançado e curado o concreto possua uma longa vida útil na maioria dos ambientes naturais ou industriais, falhas prematuras em estruturas de concreto realmente ocorrem e elas proporcionam lições valiosas para o controle dos fatores responsáveis pela falta de durabilidade.

A água, considerada como solvente universal, está envolvida na maioria dos processos de deterioração, e, em sólidos porosos, como o concreto, a permeabilidade do material à água habitualmente está ligada à sua degradação.

A maior parte do conhecimento sobre os processos físico-químicos responsáveis pela deterioração do concreto vem de estudos de casos de estruturas no campo, porque é difícil simular em laboratório a combinação das condições de longa duração normalmente presentes na vida real (METHA; MONTEIRO, 1994, p. 121).

Na prática, a degradação do concreto raramente é devida a uma causa única; geralmente, em estágios avançados de degradação do material, mais de um fenômeno deletério está em ação. Na maioria dos casos, as causas físicas e químicas da deterioração estão proximamente entrelaçadas e reforçando-se mutuamente, de forma que a separação entre causa e efeito freqüentemente torna-se praticamente impossível. Portanto, a classificação dos processos de degradação do concreto, a seguir apresentada, deve ser entendida com o propósito de explicar, sistematicamente e individualmente, os vários fenômenos envolvidos, devendo-se tomar cuidados para não negligenciar as interações possíveis quando vários fenômenos estão presentes simultaneamente.

As causas físicas da deterioração do concreto podem ser agrupadas em duas categorias: desgaste superficial (perda de massa) devido à abrasão, erosão e cavitação; e fissuração devido a gradientes normais de temperatura e umidade, pressões de cristalização de sais nos poros, carregamento estrutural e exposição a extremos de temperatura tais como congelamento ou fogo. Do mesmo modo, as causas químicas da degradação são agrupadas em

três categorias: a) hidrólise dos componentes da pasta do cimento por água pura; b) trocas iônicas entre fluidos agressivos e a pasta do cimento; e c) reações causadoras de produtos expansíveis, tais como: na expansão por sulfatos, reação álcali-agregado e corrosão da armadura do concreto. As figuras 2.1 e 2.2 representam esquematicamente a classificação aqui abordada.

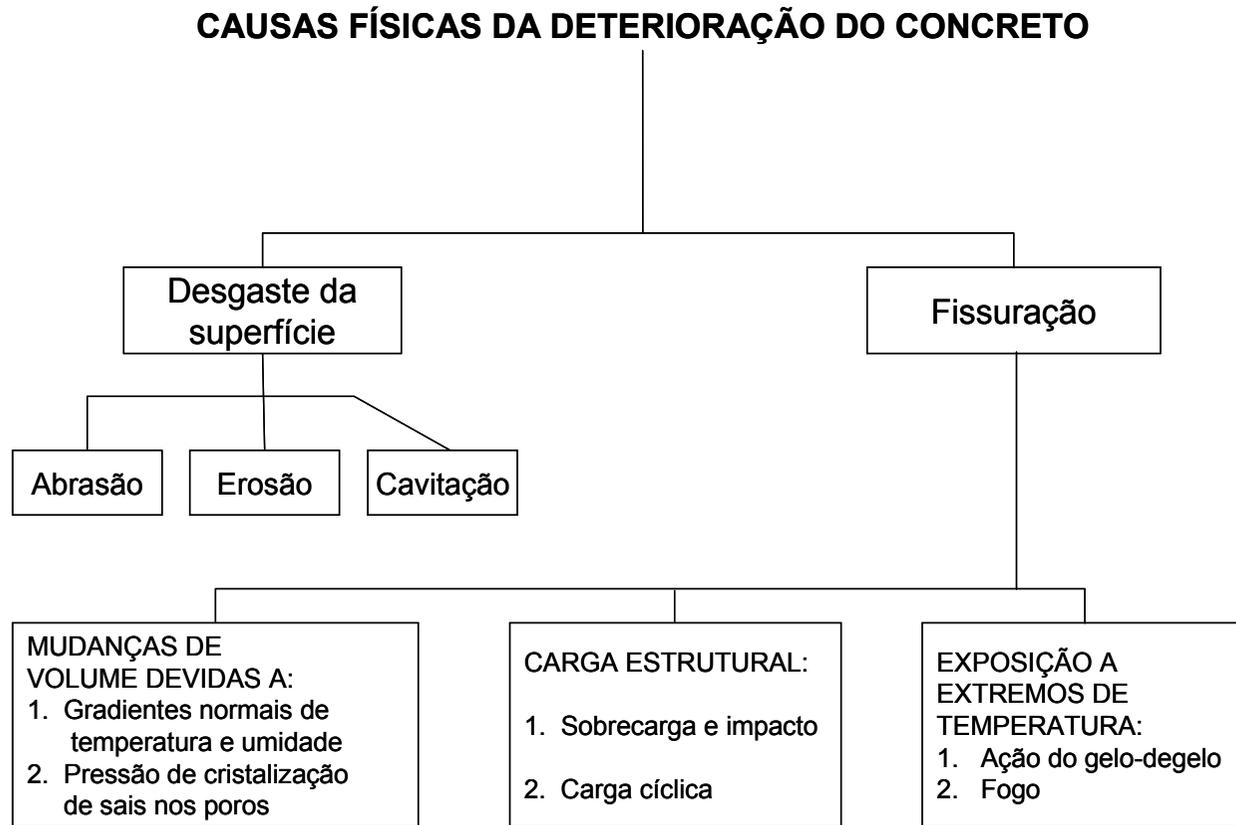


Figura 2.1- Agentes físicos da degradação do concreto

Fonte: METHA; MONTEIRO, 1994, p. 128

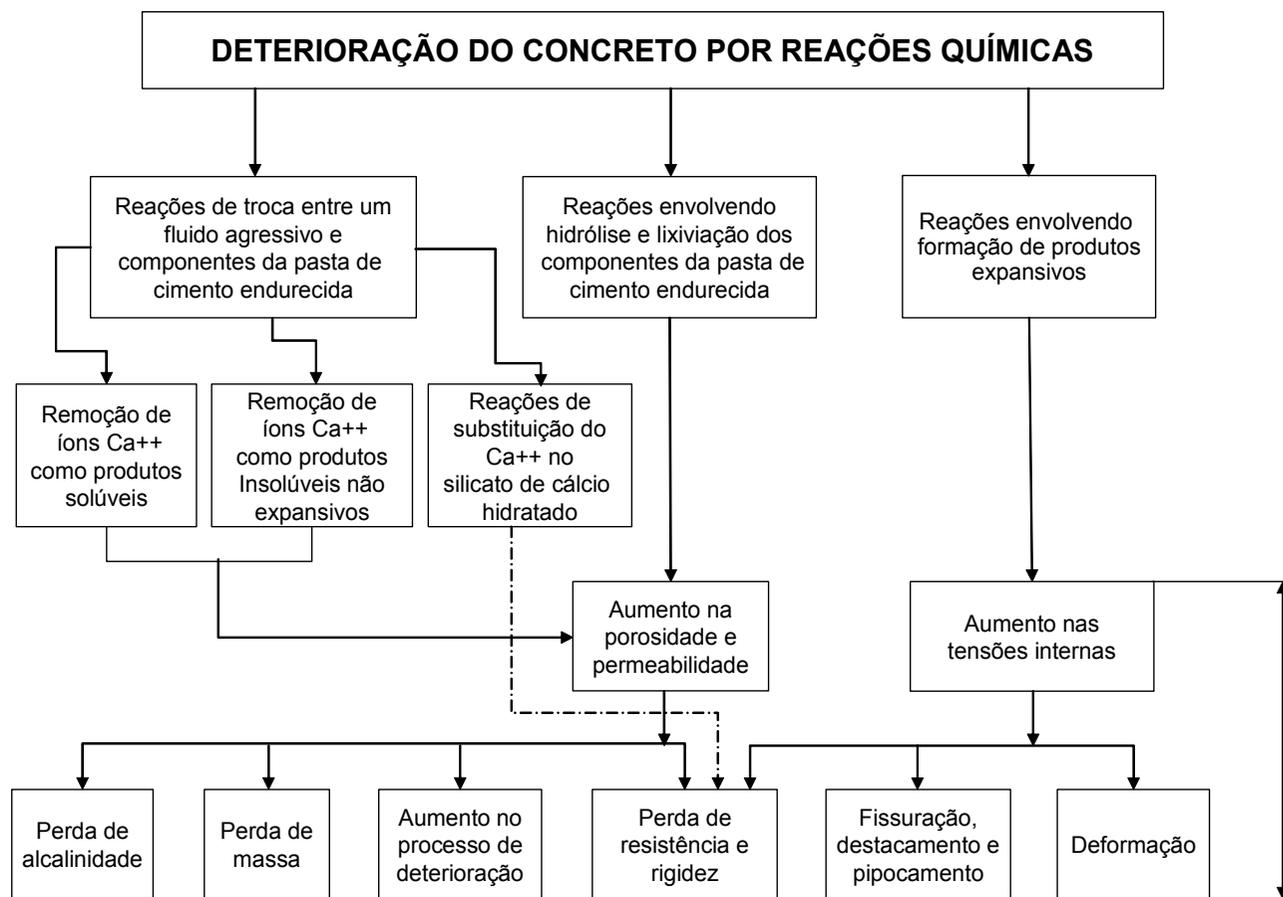


Figura 2.2- Agentes químicos da degradação do concreto

Fonte: METHA; MONTEIRO, 1994, p. 150

2.1.1 Causas Físicas

Dependendo das condições climáticas e ambientais, o concreto estará submetido aos efeitos de um conjunto de agentes agressivos e diferentes fatores destrutivos. Esses agentes ou fatores podem atuar isoladamente, dentre os quais se incluem os de natureza física com os seus efeitos característicos. O resultado das interações ambientais com a microestrutura do concreto é a mudança das suas propriedades mecânicas.

a) Deterioração por Desgaste Superficial

A perda progressiva de massa de uma superfície do concreto pode ocorrer devida à abrasão, erosão e cavitação. A abrasão ocorre quando há o atrito seco, como no caso do desgaste de pavimentos e pisos industriais pelo tráfego de veículo. A erosão é caracterizada quando ocorre o desgaste por ação abrasiva de fluidos contendo partículas sólidas em suspensão, como se observa em revestimentos de canais, vertedouros e tubulações para o transporte de água ou esgoto. Outra possibilidade de dano em estruturas hidráulicas é por cavitação, que se relaciona à perda de massa pela formação de bolhas de vapor e sua subsequente ruptura devido a mudanças repentinas de direção em águas que fluem com alta velocidade.

De maneira geral, a pasta de cimento endurecida não possui alta resistência ao atrito. A vida útil do concreto pode ser seriamente diminuída sob condições de ciclos repetidos de atrito, principalmente quando a pasta possui alta porosidade ou baixa resistência e é inadequadamente protegida por um agregado que não possui resistência ao desgaste.

A seguir, encontram-se algumas recomendações que devem ser adotadas para eliminar ou minimizar a degradação por desgaste superficial do concreto:

- A velocidade de erosão depende da quantidade, forma, tamanho, massa específica e dureza das partículas transportadas pela água, bem como da sua velocidade, da presença de turbilhões e também da qualidade do concreto. Como no caso da abrasão em geral, a qualidade do concreto, aparentemente, pode ser avaliada pela resistência à compressão, mas também é importante a composição da mistura. Em particular, os concretos com agregados de maior tamanho sofrem menos erosão do que argamassa de mesma resistência e os agregados com maior dureza aumentam a resistência à abrasão. “No entanto, em certas circunstâncias, os agregados de tamanho menor levam a uma abrasão mais uniforme da superfície” (NEVILLE, 1982, p. 482).

Para condições severas de erosão ou abrasão, recomenda-se que, além do uso de agregados com alta dureza, concreto deva ser dosado para atender, aos 28 dias de idade, uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 40 MPa e curado adequadamente antes da exposição ao ambiente agressivo (METHA; MONTEIRO, 1994, p. 131).

- Deve-se observar que o processo de atrito físico do concreto ocorre na superfície; portanto, atenção especial deve ser dada para assegurar que, ao menos, o concreto na superfície seja de alta qualidade. Para reduzir a formação de uma superfície fraca, recomenda-se postergar o seu acabamento até que o concreto tenha perdido a água de exsudação superficial. Pavimentos ou pisos industriais para carga pesada devem ser projetados para ter uma camada superficial de 25 a 75 mm, originada de um concreto de baixa relação-água cimento, contendo agregado duro com dimensão máxima característica de 12,5 mm. Em função do baixo valor da relação água-cimento, camadas superficiais de concreto, contendo aditivos de látex ou superplastificantes, estão-se tornando cada vez mais utilizadas para resistência à abrasão ou erosão. Do mesmo modo, o uso de adições minerais, tais como a microssilica, apresenta possibilidades interessantes, porque além de causar uma redução substancial na porosidade do concreto depois da cura úmida, minimiza a sua exsudação. A resistência à deterioração por infiltração de fluidos e redução do desgaste devido ao atrito também podem ser atingidas pela aplicação de soluções endurecedoras de superfícies. As soluções mais comumente utilizadas são de fluossilicato de zinco ou magnésio e de silicato de sódio ou potássio, que reagem com o hidróxido de cálcio, presente na pasta de cimento Portland, para formar compostos insolúveis, selando os poros capilares próximos ou na superfície e aumentando um pouco a resistência do concreto aos ácidos. Segundo Neville (1982, p. 432), quando do emprego de fluossilicato de magnésio, este acréscimo de resistência decorre, provavelmente, devido à formação de um gel sílico-fluórico coloidal. O processamento a vácuo pode evitar o desgaste superficial, uma vez que esta operação é inteiramente livre de falhas e a primeira camada superior, de 1 mm de espessura, é muito resistente à abrasão. Este concreto enrijece muito rapidamente, de modo que as formas podem ser retiradas, aproximadamente, 30 minutos após o lançamento, mesmo em pilares com grande altura.

O grau de proteção dos diferentes tipos de tratamento é variável, mas, em qualquer caso, é essencial que o revestimento resultante do procedimento seja bem aderente ao concreto e não seja danificado por ações mecânicas, de modo que se faz necessário, geralmente, um acesso para inspeção e renovação do revestimento.

- Para solucionar os problemas originados pela cavitação, é necessário remover as causas do fenômeno, tais como: desalinhamentos da superfície ou mudanças bruscas na declividade, ou seja, executar superfícies lisas e bem acabadas, isentas de irregularidades como depressões, saliências e juntas, e com geometria que impeça o descolamento do fluxo do líquido sobre si. A degradação por cavitação não evolui de forma uniforme; normalmente, depois de um período inicial em que os danos são pequenos, ocorre uma deterioração rápida, seguida de um período de deterioração mais lenta.

b) Deterioração por Fissuração

A deterioração física por fissuração pode ocorrer por mudanças de volume (gradientes de temperatura e umidade, e pressões de cristalização de sais nos poros), carregamento estrutural (sobrecarga e impacto, e carga cíclica) e exposição a extremos de temperatura (ação do gelo-degelo e fogo).

O comportamento do concreto face às ações climáticas pode ser analisado segundo duas fases bem diferenciadas: uma correspondente ao seu período de pega e princípio de endurecimento e a que compreende o resto do endurecimento, cuja duração pode-se considerar indefinida. As falhas e sintomatologias que aparecem em uma ou outra fase, decorrentes da falta de qualidade no projeto, na execução, ou na manutenção da obra, são, essencialmente, diferentes, motivo pelo qual devem ser adotados mecanismos específicos quando da terapêutica do concreto.

As condições climáticas fundamentais que podem criar problemas no concreto são frio, o calor e a baixa umidade, todas aumentadas pela ação do vento.

A NBR 14931:2003, nos itens 9.3.2 e 9.3.3, discrimina as prescrições relativas aos serviços de concretagem em temperaturas muito frias e muito quentes, cujas recomendações básicas são encontradas na tabela 2.1 seguinte.

Tabela 2.1 – Requisitos de concretagem em temperaturas adversas

Características e Condições	Concretagem em temperatura muito fria	Concretagem em temperatura muito quente
Temperatura da massa do concreto no momento do lançamento.	Ser $\geq 5^{\circ} \text{C}$	
Temperatura ambiente $\geq 35^{\circ} \text{C}$, umidade relativa do ar $\leq 50\%$ e velocidade do vento $\geq 30\text{m/s}$.		Adotar medidas necessárias para evitar a perda de abatimento do concreto, bem como para reduzir a temperatura de sua massa.
Imediatamente após as operações de lançamento e adensamento.		Tomar providências para reduzir a perda de água do concreto.
Quando estiver prevista queda na temperatura ambiente para abaixo de 0°C nas 48 h seguintes.	Suspender a concretagem, caso não existam disposições estabelecidas no projeto ou definidas pelo responsável técnico pela obra.	
Para condições ambientais adversas, com temperatura ambiente superior a 40°C ou velocidade do vento acima de 60m/s .		Suspender a concretagem, caso não existam disposições estabelecidas no projeto ou definidas pelo responsável técnico da obra.
Emprego de aditivo	Requer prévia comprovação de desempenho do material. Proíbe-se o uso de produtos que possam atacar quimicamente as armaduras, em especial aditivos à base de cloreto de cálcio.	

- Fissuração pela cristalização de sais nos poros

Uma ação puramente física (sem envolver ataque químico ao cimento) da cristalização de sulfatos, cloretos, nitratos e similares nos poros do concreto pode ser responsável por danos significativos. Essa ação pode ser verificada, por exemplo, quando um lado de um muro de arrimo ou laje de um concreto permeável está em contato com uma solução salina e o outro lado está sujeito à evaporação. Neste caso, o material pode deteriorar-se por tensões resultantes da pressão de sais que se cristalizam nos poros. Em muitos materiais porosos, a cristalização de sais de soluções supersaturadas produz pressões que são suficientemente grandes para produzir fissuração. Acredita-se que os efeitos da umidade e a cristalização de sais constituem os dois fatores mais destrutivos na degradação de monumentos históricos de pedra.

A cristalização a partir de uma solução salina pode ocorrer apenas quando a concentração do soluto (C) excede a concentração de saturação (C_s) do soluto na água a uma certa temperatura. Como regra, quanto maior a relação C/C_s (ou grau de supersaturação), maior a pressão de cristalização.

- Carregamento estrutural (sobrecarga, impacto e carga cíclica)

A atuação de sobrecargas pode produzir a fissuração de componentes estruturais, tais como pilares, vigas e paredes. Essas sobrecargas atuantes podem ter sido consideradas no projeto, caso em que a falha decorre da execução da peça ou do próprio cálculo estrutural, como pode ter sido originada de uma sobrecarga superior à prevista. Vale salientar que é freqüente presenciar a atuação de sobrecargas em componentes sem função estrutural, geralmente pela deformação da estrutura resistente do edifício ou pela sua má utilização (THOMAZ, 1989, p. 45)

- Ação do gelo-degelo

Em climas frios, danos em peças estruturais atribuídos à ação do congelamento (ciclos de gelo-degelo) constituem um dos maiores problemas de durabilidade, requerendo elevados gastos para saná-los. Felizmente, esse problema não existe na zona tropical.

As causas da degradação do concreto endurecido pela ação do congelamento podem ser relacionadas à complexa microestrutura do material; contudo, o efeito deletério depende não apenas da característica do concreto, mas também das condições específicas do ambiente. Dessa forma, um concreto que é resistente ao congelamento, sob certa condição de gelo-degelo, pode ser destruído sob uma condição diferente.

O dano por congelamento no concreto pode ter várias formas. As mais comuns são fissuração e o destacamento do concreto, causadas pela expansão progressiva da matriz da pasta de cimento por repetidos ciclos gelo-degelo. A capacidade de o concreto resistir aos danos devidos à ação de congelamento depende das características da pasta de cimento e do agregado

- Deterioração por fogo

A segurança humana, na ocorrência de fogo, é uma das considerações no projeto das edificações residenciais, públicas e industriais. O concreto apresenta, geralmente, um bom

comportamento quando submetido ao fogo, uma vez que, ao contrário da madeira e plásticos, é incombustível e não emite gases tóxicos quando exposto a altas temperaturas. Um outro dado, segundo Neville (1982, p. 474), possui boas características com respeito à resistência ao fogo; isso significa que o período de tempo em que fica exposto ao fogo, com desempenho satisfatório, é relativamente, grande.

Os critérios fundamentais de desempenho são a capacidade de suportar cargas, a resistência à penetração de chamas e resistência à transferência de calor quando o concreto é usado como material de proteção do aço. Na prática, o que se exige de uma peça de concreto armado é que seja preservado o seu comportamento estrutural durante um período de tempo estabelecido, denominado período de resistência ao fogo.

A temperatura pode alterar a cor do concreto feito com agregado silicoso ou calcário. Como este fato depende da presença de certos compostos de ferro, há uma certa diferença no comportamento dos diversos concretos. A mudança de cor é permanente, de modo que se pode fazer, a posteriori, uma estimativa da temperatura máxima atingida durante a exposição do concreto ao fogo e, como conseqüência, da sua resistência residual. Por exemplo, de 300 °C a 600 °C passa de cor rosa a vermelho, e de 600 °C a 900 °C a cinzento (COUTINHO, 1974, p. 57).

Muitos fatores controlam a performance do concreto ao fogo, cuja composição é importante porque tanto a pasta de cimento como o agregado possuem componentes que se decompõem ao serem aquecidos. A permeabilidade do concreto, o tamanho da peça e a taxa de aumento da temperatura são significantes porque governam o desenvolvimento de pressões internas dos produtos gasosos de decomposição.

- Efeito da alta temperatura na pasta de cimento

O efeito da temperatura na pasta de cimento depende do grau de hidratação e da umidade. Uma pasta bem hidratada consiste principalmente de silicato de cálcio hidratado, hidróxido de cálcio e sulfoaluminato de cálcio hidratado. Uma pasta saturada contém uma grande quantidade de água livre e água capilar, além da água adsorvida. Do ponto de vista de proteção ao fogo, verifica-se que, devido ao considerável calor de vaporização necessário para conversão de água em vapor, a temperatura do concreto não se elevará até que toda a água evaporável tenha sido removida. Contudo, a presença de grandes quantidades de água evaporável pode causar um problema. Caso a taxa de aquecimento seja alta e a

permeabilidade do concreto baixa, podem ocorrer danos ao concreto sob a forma de pipocamento (destacamento superficial). Este fenômeno ocorre quando a pressão de vapor dentro do material aumenta a uma taxa maior do que o alívio de pressão causado pela liberação de vapor para a atmosfera.

A ação do fogo sobre o cimento Portland tem vários efeitos físicos e químicos. Se, por um lado, a pasta de cimento expande pelo aumento de temperatura, por outro, ela se retrai por perda de água de constituição. Esta retração logo supera a expansão e diz-se que o material retrai (PETRUCCI, 1972, p. 4).

- Efeito da alta temperatura no agregado

A porosidade e mineralogia do agregado exercem uma influência importante no comportamento do concreto exposto ao fogo. Agregados porosos, dependendo da taxa de aquecimento, tamanho do agregado, permeabilidade e umidade, podem ser suscetíveis de expansões destrutivas, acarretando a degradação do concreto por fissuração e destacamento. A mineralogia do agregado determina a dilatação térmica diferencial entre o agregado e a pasta de cimento e a resistência última da zona de transição.

Em geral, observa-se que o comportamento do concreto frente ao fogo será tanto melhor quanto mais concorram as seguintes características:

- emprego de agregado de menor coeficiente de dilatação térmica;
- utilização de granulometria contínua e com alta proporção agregado/cimento;
- utilização de agregados leves ou calcários;
- boa compactação do concreto;
- baixa condutividade térmica;
- alta resistência à tração;
- umidade não muito alta no concreto;
- emprego de cimentos com escórias ou pozolanas, especialmente estes, pela facilidade de fixar a cal liberada;
- emprego de cobrimento adequado, a fim de que as armaduras não alcancem a temperatura crítica do aço. (CÁNOVAS, 1988, p. 185)

2.1.2 Causas Químicas

a) Deterioração por Hidrólise dos Componentes da Pasta de Cimento

As águas puras (ex: condensação de neblina, ou vapor) e águas moles (ex: originadas da chuva ou da fusão de neve e gelo) podem conter pouco ou nenhum íon de cálcio. Quando estas águas entram em contato com a pasta de cimento, elas tendem a hidrolisar ou dissolver os produtos contendo cálcio. À medida que a solução de contato atinge o equilíbrio químico, a hidrólise adicional da pasta de cimento irá parar. Entretanto, no caso da água corrente ou infiltração sob pressão, ocorrerá diluição da solução de contato, proporcionando, portanto, a condição para continuação da hidrólise. Em pasta hidratada de cimento Portland, o hidróxido de cálcio é o constituinte que, devido à sua solubilidade em água pura (1230 mg/l), é mais suscetível à hidrólise. Teoricamente, a hidrólise da pasta de cimento continua até que a maior parte do hidróxido de cálcio tenha sido retirada por lixiviação; isto expõe os outros constituintes do cimento à decomposição química. Dessa forma, o processo prejudica os géis de sílica e alumina, deixando-os com pouca ou nenhuma resistência.

Além da perda de resistência, a lixiviação do hidróxido de cálcio do concreto pode ser considerada indesejável por razões estéticas. Frequentemente, o produto lixiviado interage com o CO₂ presente no ar e resulta na precipitação de crostas brancas de carbonato de cálcio na superfície. Este fenômeno, conhecido como eflorescência, é mais freqüente nos concretos com porosidade nas proximidades da superfície e é influenciado pelo tipo de material das formas, o grau de adensamento e pela relação água-cimento. A ocorrência do fenômeno é maior quando após um período de clima fresco e chuvoso, há um período seco e quente. A eflorescência também pode ser causada pelo uso de agregado originado de praia, não lavado, bem como pelo gesso do cimento e os álcalis do agregado (NEVILLE, 1982, p. 433).

b) Deterioração através de Reações por Troca de Cátions.

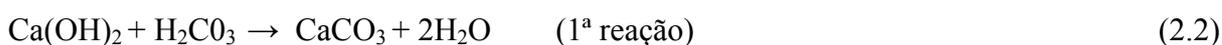
Baseado na troca de cátions, os três tipos de reações deletérias que podem ocorrer entre soluções químicas e os componentes da pasta de cimento são decorrentes de formação de sais solúveis de cálcio; formação de sais de cálcio insolúveis e não expansivos e ataque químico por soluções contendo sais de magnésio.

- Formação de sais solúveis de cálcio

As soluções ácidas contendo ânions que formam sais solúveis de cálcio são encontradas, freqüentemente, na prática industrial, como por exemplo, ácido hidrocloreto, sulfúrico ou nítrico, presentes em efluentes. Em produtos alimentícios, podem ser encontrados os ácidos acético, fórmico ou láctico. Em águas naturais são obtidas altas concentrações de CO₂; já o ácido carbônico, H₂CO₃, pode ser encontrado em refrigerantes. A reação por troca cátions entre as soluções ácidas e os constituintes da pasta de cimento Portland geram sais solúveis de cálcio, acetato de cálcio e bicarbonato de cálcio, que são removidos por lixiviação. Através da reação por troca de cátions, as soluções de cloreto de amônia e sulfato de amônia, que são comumente encontradas na indústria agrícola e de fertilizantes, são capazes de transformar os componentes da pasta de cimento em produtos altamente solúveis, como no exemplo ilustrado abaixo:



Como ambos os produtos da reação são solúveis, os efeitos do ataque são mais severos que, por exemplo, uma solução de MgCl₂, que formaria CaCl₂ e Mg(OH)₂. Já que o último não é solúvel, a sua formação não aumenta a porosidade e a permeabilidade do sistema. As reações típicas de trocas de cátions, entre o ácido carbônico e o hidróxido de cálcio presentes na pasta hidratada de cimento Portland podem ser mostradas como segue:



Após a precipitação do carbonato de cálcio, que é insolúvel, a primeira reação não continuaria a menos que houvesse CO₂ livre presente na água. Com a transformação do carbonato de cálcio em bicarbonato solúvel, de acordo com a segunda reação, a presença de CO₂ livre auxilia a hidrólise do hidróxido de cálcio. Uma vez que a segunda reação é reversível, uma certa quantidade de CO₂ livre, referido como o CO₂ de equilíbrio, é necessária para manter o equilíbrio da reação. Qualquer CO₂ livre acima do CO₂ de equilíbrio seria agressivo à pasta de cimento porque ao direcionar a segunda reação para a direita, ele aceleraria o processo de transformação do hidróxido de cálcio presente na pasta hidratada em bicarbonato de cálcio

solúvel. O conteúdo do CO_2 de equilíbrio em uma determinada água depende da sua dureza (como por exemplo: as quantidades de cálcio e magnésio presentes na solução).

Convém assinalar que a acidez da água, na natureza, geralmente se deve ao CO_2 dissolvido, que é encontrado em concentrações significativas em águas minerais, água do mar e água subterrânea pela ação de restos de animais ou vegetais em decomposição.

“Em 1953, ocorreu em São Paulo um caso onde houve séria deterioração em blocos de concreto das fundações de um prédio, causada pela ação do anidrido carbônico presente nas águas do sub-solo” (MOLINARI, 1972, p. 1).

- Formação de sais de cálcio insolúveis e não expansivos

Alguns ânions, quando presentes em água, podem reagir com a pasta de cimento para formar sais insolúveis de cálcio. A sua formação pode não causar danos ao concreto, a não ser que o produto da reação seja expansivo, ou removido por erosão, devido ao fluxo de soluções, infiltração ou tráfego de veículos.

Caso um íon chegue ao contato com a superfície do concreto ou penetre nos poros da pasta de cimento hidratado, ao reagir com hidróxido de cálcio e der origem a um sal insolúvel, este se precipitará naqueles poros, podendo, eventualmente, proteger o concreto de outros ataques. Efetivamente, se a precipitação der origem a uma nova fase sólida, contínua, sem fendas, não pulverulenta, com ligações sólidas entre si e à base sobre a qual precipitou, em suma, impermeável, obter-se-á uma superfície que protege o concreto, não só da saída de novas quantidades de hidróxido de cálcio, mas também da entrada de novos íons. É o que se passa com a precipitação do carbonato de cálcio, através do ciclo do anidrido carbônico em dissolução na água, que forma a camada protetora à superfície do concreto.

Há outros compostos insolúveis, como o tartarato e oxalato de cálcio, que se depositam na superfície do concreto promovendo a sua impermeabilização. O primeiro resulta da ação do vinho sobre o concreto, originando a sua proteção. O oxalato de cálcio é tão eficaz quanto o tartarato, mas apresenta o inconveniente de ser um sal venenoso.

Há controvérsia entre a classificação dada aos produtos da reação entre o hidróxido de cálcio e os ácidos contidos no húmus ou na terra vegetal. Metha e Monteiro (1994, p. 152) consideram-nos como pertencentes à categoria de sais insolúveis e não expansivos; já Coutinho (1974, p. 325-326) classifica-os como produtos de fácil solubilidade. Entretanto,

ambos os pesquisadores entendem que os ácidos húmicos provocam a degradação química ao concreto como, por exemplo, ocorre quando este material de construção está exposto a restos de animais em decomposição ou matéria vegetal. Os sais de cálcio, originados da mencionada reação, formam geléias inconsistentes, que são facilmente removidas, por erosão, devido ao fluxo de soluções.

- Ataque químico por soluções contendo sais de magnésio

Cloreto, sulfato ou bicarbonato de magnésio são encontrados freqüentemente em águas subterrâneas, água do mar e alguns efluentes industriais. As soluções de magnésio reagem prontamente com o hidróxido de cálcio presente na pasta do cimento para formar sais de cálcio. A solução $MgSO_4$ é bastante agressiva porque o íon sulfato pode ser deletério aos hidratos que contêm alumina e estão presentes na pasta do cimento. Um aspecto característico do ataque por um íon magnésio na pasta de cimento é que o ataque, no final, estende-se ao hidrato de silicato de cálcio, que é o principal constituinte cimentício. Aparentemente, no contato prolongado com íons de magnésio, o silicato de cálcio hidratado gradualmente perde íons de cálcio que são substituídos por íons de magnésio. O produto final da reação de substituição é um hidrato de silicato de magnésio, cuja formação é associada com perda de características cimentícias.

Os silicatos e aluminatos de magnésio não têm propriedades ligantes, razão pela qual a ação do íon Mg^{2+} contribui também, por este fato, para desagregação do ligante.

Os efeitos deletérios associados à presença de alguns sais comuns estão relacionados na tabela 2.2

Tabela 2.2- Efeito de alguns produtos químicos comuns sobre o concreto

Velocidade de ataque à temperatura ambiente	Ácidos inorgânicos	Ácidos orgânicos	Soluções alcalinas	Soluções de sais	Diversos
Rápida	Clorídrico Fluorídrico Nítrico Sulfúrico	Acético Fórmico Láctico	–	Cloreto de alumínio	–
Moderada	Fosfórico	Tânico	Na (OH) > 20% *	Nitrato de amônio Sulfato de amônio Sulfato de sódio Sulfato de magnésio Sulfato de cálcio	Bromo (gás) Concentrado de sulfito
Lenta	Carbônico	-	Na(OH) 10 a 20%	Cloreto de amônio Cloreto de magnésio Cianeto de sódio	Cloro (gás) Água do mar Água pura
Desprezível	-	Oxálico Tartárico	Na (OH) < 10% Hipoclorito de sódio NH ₄ OH	Cloreto de cálcio Cloreto de sódio Nitrato de zinco Cromato de sódio	Amônia (líquida)

- Os agregados silicosos devem ser evitados, pois são atacados por soluções concentradas de hidróxido de sódio.

Fonte: NEVILLE, 1992, p. 423

c) Deterioração através de Reações que Envolvem a Formação de Produtos Expansivos

As reações químicas que envolvem a formação de produtos expansivos no concreto endurecido podem levar a certos efeitos deletérios. No início, a expansão pode acontecer sem qualquer dano ao concreto, mas o surgimento crescente de tensões internas, ao final, manifesta-se pela oclusão de juntas de expansão, deformação e deslocamentos em diferentes partes da estrutura, fissuração, destacamento e pipocamento. Os quatro fenômenos associados com reações químicas expansivas são ataque por sulfato, ataque álcali-agregado, hidratação retardada de CaO e MgO livres e corrosão da armadura no concreto.

- Ataque por sulfato

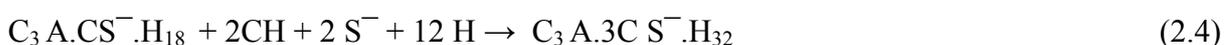
Sabe-se que a degradação do concreto, como um resultado de reações químicas entre cimento Portland hidratado e íons sulfato de uma fonte externa, apresenta-se sob duas formas distintas. A predominância de uma forma sob a outra depende da concentração e fonte dos íons sulfato (exemplo: cátion associado) na água de contato e da composição da pasta de cimento do concreto. O ataque por sulfato pode manifestar-se na forma de expansão do concreto. Quando o concreto é fissurado, a sua permeabilidade aumenta e a água agressiva penetra mais facilmente no seu interior, acelerando, portanto, o processo de degradação. Algumas vezes, a expansão do concreto causa sérios problemas estruturais. O ataque por sulfato pode, também, caracterizar-se sob a forma de uma perda progressiva de resistência e perda de massa devido à degradação na coesão dos produtos de hidratação do cimento. Ação esta que é de suma importância para a Região Metropolitana de Salvador por estar sujeita a influência da névoa salina proveniente do Oceano Atlântico.

Além da concentração do sulfato, a velocidade com que o concreto é atacado depende também da velocidade com que pode ser repostado o sulfato removido pela reação com o cimento. Assim, ao se avaliar o perigo de ataque de sulfatos, deve-se conhecer a movimentação da água subterrânea. O ataque será mais intenso possível se o concreto estiver exposto de um só lado à pressão de água contendo sulfato. Similarmente, saturação e secagem alternadas acarretam à deterioração rápida. Por outro lado, se o concreto estiver completamente enterrado, não havendo renovação da água subterrânea ou diferencial de umidade nas suas faces, as condições serão muito menos severas.

O concreto atacado por sulfatos tem, como característica, uma aparência esbranquiçada. A degradação comumente se inicia nos cantos e arestas, sendo posteriormente seguida por uma

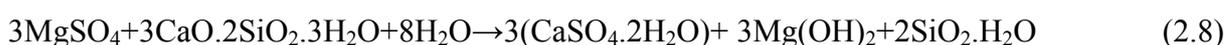
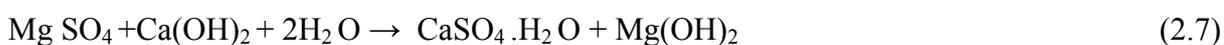
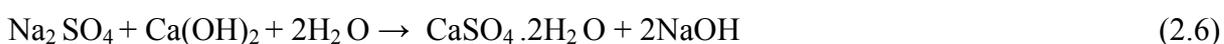
fissuração progressiva e um desprendimento de lascas que reduzem o concreto a uma condição friável ou até fraca. São apresentadas, de forma sumária, as reações químicas envolvidas no ataque por sulfato.

O hidróxido de cálcio e as fases portadoras de alumina do cimento Portland hidratado são mais vulneráveis ao ataque pelos íons sulfato. Na hidratação, cimentos com mais de 5% de C_3A conterão a maior parte da alumina sob a forma de monossulfato hidratado, $C_3A.CS.H_{18}$. Caso o teor de C_3A do cimento for maior que 8%, os produtos de hidratação também conterão $C_3A.CH.H_{18}$. Na presença de hidróxido de cálcio em pastas de cimento, quando estas entram em contato com íons sulfato, ambos os hidratos contendo alumina são convertidos à forma altamente sulfatada (etringita, $C_3A.3CS.H_{32}$):



Há uma concordância geral que as expansões no concreto relacionadas ao sulfato são associadas à etringita; entretanto, os mecanismos pelos quais a formação da etringita origina expansão, causam ainda um pouco de controvérsia. O esforço da pressão causada pelo crescimento dos cristais da etringita e a expansão devida à adsorção de água em meio alcalino pela etringita pouco cristalina, são duas das várias hipóteses apoiadas pela maioria dos pesquisadores.

A formação de gipsita como resultado de reações por troca de cátions também é capaz de causar expansão. Entretanto, foi observado que a degradação da pasta de cimento endurecida pela formação da gipsita passa por um processo que leva à redução de rigidez e resistência; este é seguido por expansão, fissuração, e transformação final do material em uma massa pastosa ou não-coesiva. Dependendo do tipo de cátion presente na solução de sulfato (exemplo: Na^+ ou Mg^{2+}), tanto o hidróxido de cálcio como o silicato de cálcio hidratado da pasta de cimento podem ser convertidos em gipsita pelo ataque do sulfato:



No primeiro caso (ataque por sulfato de sódio), a formação do hidróxido de sódio como um subproduto da reação assegura a continuidade da alcalinidade do sistema que é essencial para a estabilidade da principal fase cimentícia (silicato de cálcio hidratado). Por outro lado, no segundo caso (ataque por sulfato de magnésio), a conversão do hidróxido de cálcio em gipsita é acompanhada pela formação do hidróxido de magnésio, relativamente insolúvel e pouco alcalino. Assim, a estabilidade do silicato de cálcio hidratado no sistema é reduzida e ele também é atacado pela solução de sulfato. O ataque por sulfato de magnésio é, portanto, mais severo no concreto. Os fatores que influenciam o ataque por sulfato são:

- quantidade e natureza do sulfato presente;
- o nível da água e sua variação sazonal;
- o fluxo da água subterrânea e porosidade do solo;
- a forma da construção e
- a qualidade do concreto.

Caso a água com o sulfato não possa ser impedida de alcançar o concreto, a única defesa contra o ataque consiste em controlar a qualidade do concreto. Observa-se que a taxa de ataque em uma estrutura de concreto, com todas as faces expostas à água com sulfato, é menor do que se a umidade for perdida por evaporação a partir de uma ou mais superfícies. Portanto, porões, galerias, muros de arrimo e lajes no solo são mais vulneráveis que fundações e estacas.

A qualidade do concreto, especificamente uma baixa permeabilidade, é a melhor proteção contra ao ataque ao sulfato. Espessura adequada do concreto, baixa relação água-cimento, compactação e cura apropriadas estão entre os fatores importantes que contribuem para a baixa permeabilidade. No caso de fissuração devido à retração por secagem, ação do congelamento, corrosão da armadura ou outras causas, segurança adicional pode ser conseguida pelo uso de cimentos resistentes a sulfatos.

Alguns requisitos típicos para concretos expostos ao ataque de sulfatos são mostrados na tabela 2.3 a seguir. Esta tabela foi alterada em função de alguns pesquisadores renomados discordarem que o consumo de cimento influencia numa maior durabilidade do concreto, conforme se observa nas citações contidas no item sobre controle de corrosão aqui abordado.

Tabela 2.3 - Requisitos para o concreto exposto aos sulfatos

Concentração de sulfatos, em SO ₃				Tipo de Cimento	Relação água livre/ cimento máxima
Classe	No solo		Na água do subsolo ppm		
	SO ₃ total, %	SO ₃ em água (2:1), extraída do solo g/l			
1	< 0,2	-	< 300	Cimento Portland Comum	0,55
2	0,2 – 0,5	-	300 – 1200	Cimento Portland comum ou de alto-forno, cimento Portland resistente aos sulfatos, cimento supersulfatado	0,50 0,55 0,50
3	0,5 – 1,0	1,9 – 3,1	1200 - 2500	Cimento Portland resistente aos sulfatos ou supersulfatado	0,50
4	1,0 – 2,0	3,1 – 5,6	2500 – 5000	Cimento Portland resistente aos sulfatos ou supersulfatado	0,45
5	Acima de 2,0	Acima de 5,6	Acima de 5000	Cimento Portland resistente aos sulfatos ou supersulfatado Utilizar revestimentos protetores adequados sobre o material inerte, tal como asfalto ou emulsões betuminosas reforçadas com membranas de fibras de vidro.	0,35

Nota – Estes valores se aplicam a concretos em água de subsolo com pH entre 6 e 9, isenta de contaminação, como por sais de amônio.

Fonte: NEVILLE, 1982, p. 428

Com base no ACI *Building Code* 318-83, a exposição ao sulfato é classificada em quatro graus de severidade, conforme tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Caracterização dos graus de severidade de ataque dos concretos expostos aos sulfatos

Grau de Severidade	Teor de sulfato		Tipo de cimento	Relação água-cimento
	No solo	Ou na água		
Ataque negligenciável	< 0,1 %	< 150 ppm	Sem restrição	Sem restrição
Ataque moderado	0,1% - 0,2%	150 ppm – 1500 ppm	Cimento Portland Tipo II ASTM ou Cimento pozolânico ou Cimento Portland com escória	< 0,50 (para concreto de massa específica normal)
Ataque severo	0,2% - 2,0%	1500 ppm – 10.000 ppm	Cimento Portland Tipo V ASTM	< 0,45
Ataque muito severo	> 2%	> 10.000 ppm	Cimento Tipo V ASTM com adição pozolânica	< 0,50

Nota – No Brasil, o cimento ASTM tipo V corresponde, aproximadamente, ao CPI RS e o cimento ASTM tipo II não possui correspondência direta.

Fonte: METHA; MONTEIRO, 1994, p. 160-161

- Reação álcali-agregado

Expansão e fissuração, levando à perda de resistência, elasticidade e durabilidade do concreto, também podem resultar de reações químicas envolvendo íons alcalinos do cimento Portland (ou de outras fontes), íons hidroxila e certos constituintes silicosos que podem estar presentes nos agregados. Pipocamento e exsudação de um fluido viscoso álcali-silicoso são outras manifestações do fenômeno. Prosseguindo, são discutidas as características dos cimentos e agregados que contribuem para a reação, mecanismos associados a expansão e métodos de controle do fenômeno.

Estudos laboratoriais demonstraram que cimentos Portland contendo mais do que 0,6% de Na₂O equivalente, quando usados em combinação com um agregado reativo a alcalis, causaram grandes expansões devido a reações álcali-agregado. Em vista disto, a ASTM C150 classificou os cimentos com menos do que 0,6% de Na₂O equivalente como de baixa

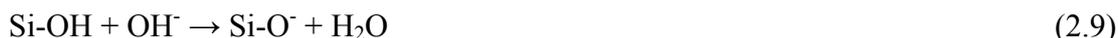
alcalinidade, e com mais do que 0,6% de Na_2O equivalente como de alta alcalinidade. Na prática, acredita-se que conteúdos alcalinos no cimento iguais ou menores a 0,6%, normalmente são suficientes para impedir danos devido à reação álcali-agregado, independente do tipo de agregado reativo; contudo, em concretos com consumo elevado de cimento, o problema poderá ocorrer para este referido teor. Convém ressaltar que o teor de Na_2O equivalente é calculado, por estequiometria, como sendo igual ao teor de Na_2O mais 0,658 vezes o teor de K_2O contidos no clínquer.

Conforme o que se demonstra, a presença de ambos, íons hidroxilas e íons metálicos-alcalinos, parece ser necessária para o fenômeno da expansão. Devido à grande quantidade de hidróxido de cálcio em cimentos Portland hidratados, a concentração de íons hidroxila no fluido dos poros permanece alta, mesmo em cimentos de baixa alcalinidade; neste caso, o fenômeno expansivo estará, pois, limitado pela disponibilidade limitada de íons metálicos alcalinos, a menos que estes íons sejam fornecidos por alguma outra fonte, tais como aditivos contendo álcalis, agregados contaminados com sais, e a penetração de água do mar ou soluções degelantes, contendo cloreto de sódio no concreto.

Quanto aos agregados reativos a álcalis, dependendo do tempo, temperatura e tamanho da partícula, todos os silicatos ou minerais de sílica, bem como sílica hidratada (opala) ou amorfa (obsidiana, vidro de sílica), podem reagir com soluções alcalinas, embora um grande número de minerais reaja apenas em um grau insignificante. Feldspatos, piroxênios, anfibólios, micas e quartzos, que são os minerais constituintes dos granitos, gnaisses, xistos, arenitos e basaltos, são classificados como minerais não reativos. Por outro lado, constata-se que opala, obsidiana, cristobalita, tridmita, calcedônia, sílex córneo, rochas vulcânicas criptocristalinas (andesitas e riólitos) e quartzos metamórficos (fraturados, tensionados e preenchidos por inclusões) são reativos a álcalis, geralmente em ordem decrescente de reatividade.

De acordo com Gasser e Kataoka (apud ANDRADE, 1997) quando a sílica amorfa está presente em meio alcalino ocorrem as seguintes reações:

- a) Inicialmente os íons hidroxilas (OH^-), dissociados na solução alcalina, atacam as ligações do grupo silanol (Si-OH), neutralizando-as. Concomitantemente, ocorre a associação do íon sódio (Na^+) à estrutura, formando o gel de silicato alcalino.



- b) As ligações do grupo siloxano são atacadas pelos íons hidroxilas (OH^-), que provocam a ruptura delas e propiciam a absorção de água e íon sódio (Na^+), ficando em solução H_2SiO_4 (ácido ortossilícico).



Mecanismos de expansão

Dependendo do grau de desordem da estrutura do agregado, sua porosidade e tamanho da partícula, géis de silicatos alcalinos de composição química variada são formados na presença de hidroxila e íons metálico-alcalinos. A forma de ataque ao concreto envolve a despolimerização ou quebra da estrutura de sílica do agregado por íons hidroxila, seguida pela adsorção de íons metálico-alcalinos na superfície recém-criada dos produtos de reação. A pressão hidráulica desenvolvida pode levar à expansão e fissuração das partículas de agregados afetadas, da matriz da pasta de cimento que cerca os agregados e do concreto.

A solubilidade dos géis de silicato alcalinos na água responde pela sua mobilidade do interior do agregado para regiões microfissuradas do próprio agregado e do concreto. A disponibilidade contínua de água junto ao concreto causa o aumento e a progressão das microfissuras, que finalmente atingem a superfície externa do concreto. As fissuras não seguem linhas determinadas, mas se ramificam ou apresentam sinuosidades, devido ao fato de, como ocorre quando o concreto praticamente não tem resistência, terem que se adaptar ao contorno dos agregados, que as fissuras não podem atravessar, formando um arranjo típico de um “mapeamento hidrográfico”.

Pelo exposto, conclui-se que os fatores mais importantes para ocorrência do fenômeno são:

- o conteúdo de álcalis do cimento e o consumo de cimento do concreto;
- a contribuição de íons alcalinos de outras fontes, que não o cimento Portland, tais como aditivos ou agregados contaminados com sais e penetração de água do mar por solução salina degelante no concreto;

- a quantidade, tamanho e reatividade do constituinte reativo aos álcalis presentes no agregado;
- disponibilidade de umidade junto à estrutura de concreto e
- temperatura ambiental.

Os meios empregados para combater esta reação são:

- uso de cimento Portland de baixa alcalinidade (menor que 0,6% de Na₂O equivalente);
- caso não esteja disponível cimento Portland de baixa alcalinidade, o conteúdo total de álcali no concreto pode ser reduzido pela substituição de parte do cimento de alta alcalinidade por adições cimentícias ou pozolânicas, tais como escória granulada de alto forno, cinza volante ou microssílica;
- uso de agregados que não tenham sílica reativa;
- controle do acesso de água ao concreto pelo imediato reparo de quaisquer juntas com vazamento, a fim de impedir expansões excessivas no concreto.

Hidratação do MgO e CaO cristalinos

A estabilidade do cimento é uma característica ligada à ocorrência eventual de indesejáveis expansões volumétricas posteriores ao endurecimento do concreto e resulta da hidratação de cal e magnésia livre, nele presente. Quando o cimento contém apreciáveis proporções (acima de 1,0%) de cal livre (CaO), esse óxido, ao se hidratar posteriormente ao endurecimento, aumenta de volume, criando tensões internas que conduzem à microfissuração, e pode terminar na desagregação mais ou menos completa do material. Isso pode ocorrer quando prevalecem temperaturas superiores a 1900°C no processo de fabricação do clínquer e resulta na supercalcinação da cal. Este óxido, como se sabe, hidrata-se de maneira extremamente lenta, conduzindo a indesejável expansão em época posterior ao endurecimento do material. Tal fenômeno ocorre com maior frequência com o óxido de magnésio, motivo pelo qual as especificações limitam o teor desse constituinte no cimento. Convém observar que somente o periclásio (MgO) é capaz de reagir e causar problema, uma vez que o MgO presente na fase vítrea é inócuo.

Nenhum caso de dano estrutural devido à presença de periclásio no cimento é reportado em nosso país, onde limitações na matéria-prima obrigam alguns produtores de cimento a fabricar o aglomerante contendo menos de 6,5% de MgO (METHA; MONTEIRO, 1994, p.168).

Recentemente, vários casos de expansão e fissuração de estruturas de concreto foram relatados em Oakland (Califórnia) onde se descobriu que o agregado usado na confecção do concreto havia sido contaminado com tijolos triturados de dolomita, que continham grandes quantidades de MgO e CaO calcinados a temperaturas muito inferiores a 1400°C.

O teor máximo de MgO estabelecido pelas especificações brasileiras para os diversos tipos de cimento é de 6,5%, em relação à massa do aglomerante.

- Corrosão da armadura no concreto

A deterioração do concreto contendo metais embutidos, tais como eletrodutos, canos e armaduras de aço normal e protendido, é atribuída ao efeito combinado de mais de uma causa; no entanto, a corrosão do metal embutido é, invariavelmente, uma das causas principais.

Espera-se que, quando a armadura estiver protegida do ar por uma camada adequadamente espessa de concreto de baixa permeabilidade, a corrosão do aço e outros problemas associados a ela não surjam. Esta expectativa não é plenamente satisfeita na prática em função da frequência com que as estruturas de concreto armado e protendido, adequadamente construídas, continuam a sofrer danos devidos à corrosão do aço. A magnitude dos danos é especialmente grande em estruturas expostas a ambientes marinhos e elementos químicos degelantes. Os elementos químicos degelantes, na maioria das vezes, são sais utilizados para o descongelamento e exercem um efeito negativo sobre o concreto, provavelmente aumentando a severidade dos ciclos de congelamento e degelo, provocando desprendimento de lascas da superfície do concreto.

O dano ao concreto resultante da corrosão da armadura manifesta-se sob forma de expansão, fissuração e, finalmente, destacamento do cobrimento. Não só a perda do cobrimento, como também uma peça de concreto armado pode sofrer dano estrutural devido à perda de aderência entre o aço e o concreto e diminuição da área da seção transversal da armadura, às vezes a tal grau que o colapso da estrutura torna-se inevitável.

Nem todos os metais têm a mesma tendência em oxidar-se, já que uns são mais estáveis que outros e, inclusive, há alguns, como os metais nobres, que se conservam indefinidamente em sua forma elementar. A chamada “série eletroquímica dos metais” ordena-os de acordo com a sua tendência a oxidar-se conforme apresentado na tabela 2.5, tomando-se como zero arbitrário a oxidação do hidrogênio a próton. (ANDRADE, 1992, p. 17).

Nesta tabela, a tendência do metal é oxidar-se e, portanto, sofrer corrosão, esta ordenada em ordem decrescente da parte superior para a parte inferior.

Tabela 2.5 - Série eletroquímica dos metais (potenciais normais de eletrodo)

Reação do eletrodo	Potencial de redução E° (V)
$\text{Ca}^{+2} + 2 e^{-} \rightarrow \text{Ca}$	- 2,76
$\text{Mg}^{+2} + 2 e^{-} \rightarrow \text{Mg}$	- 2,34
$\text{Al}^{+3} + 3 e^{-} \rightarrow \text{Ca}$	- 1,67
$\text{Zn}^{+2} + 2 e^{-} \rightarrow \text{Zn}$	- 0,76
$\text{Cr}^{+3} + 3 e^{-} \rightarrow \text{Cr}$	- 0,74
$\text{Fe}^{+2} + 2 e^{-} \rightarrow \text{Fe}$	- 0,44
$\text{Sn}^{+2} + 2 e^{-} \rightarrow \text{Sn}$	- 0,14
$\text{Pb}^{+2} + 2 e^{-} \rightarrow \text{Pb}$	- 0,13
$2 \text{H}^{+} + 2 e^{-} \rightarrow \text{H}_2$	0,00
$\text{Cu}^{+2} + 2 e^{-} \rightarrow \text{Cu}$	+ 0,34
$\text{Ag}^{+} + e^{-} \rightarrow \text{Ag}$	+ 0,80
$\text{Hg}^{+2} + 2 e^{-} \rightarrow \text{Hg}$	+ 0,85
$\text{Au}^{+3} + 3 e^{-} \rightarrow \text{Au}$	+ 1,50

Fonte: ANDRADE, 1992, p.17.

A série eletroquímica, mencionada na tabela 2.5, é obtida, no entanto, em condições padrões que nem sempre refletem a realidade porque não considera a velocidade das reações de oxidação e nem o fenômeno da passivação. Já as chamadas séries galvânicas são obtidas em condições reais, contemplando, por conseguinte, a influência dos referidos fatores. Na tabela 2.6, está representada uma série galvânica que expressa as diferentes suscetibilidades à corrosão de vários materiais utilizados na engenharia expostos à água do mar, conforme Gentil (1987, p. 43).

Nesta tabela, a suscetibilidade a corrosão aumenta em ordem crescente da parte inferior para a superior.

Tabela 2.6 – Tabela prática de nobreza em água do mar

Extremidade Anódica (corrosão) 1. Magnésio	16. Aço AISI 304 (ativo)	31. Cupro- Níquel 70/30 (alto teor de ferro)
2. Ligas de Magnésio	17. Aço AISI 316 (ativo)	32. Níquel (passivo)
3. Zinco	18. Chumbo	33. Inconel (passivo)
4. Alclad 38	19. Estanho	34. Monel
5. Alumínio 3S	20. Níquel (ativo)	35. Hastelloy C
6. Alumínio 61S	21. Inconel (ativo)	36. Aço AISI 410 (passivo)
7. Alumínio 63S	22. Metal Muntz	37. Aço AISI 430 (passivo)
8. Alumínio 52	23. Latão Amarelo	38. Aço AISI 304 (passivo)
9. Cádmio	24. Latão Almirantado	39. Aço AISI 316 (passivo)
10. Aço doce	25. Latão Alumínio	40. Titânio
11. Aço baixo teor liga	26. latão vermelho	41. Prata
12. Aço liga	27. Cobre	42. Grafite
13. Ferro fundido	28. Bronze	43. Ouro
14. Aço AISI 410 (ativo)	29. Cupro-Níquel 90/10	44. Platina
15. Aço AISI 430 (ativo)	30. Cupro- Níquel 70/30 (baixo teor de ferro)	Extremidade Catódica (proteção)

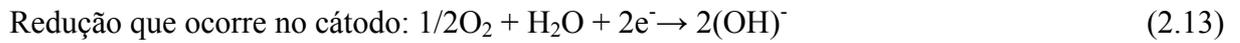
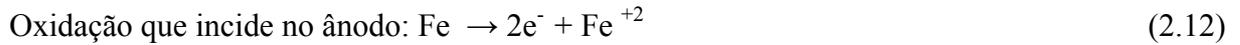
Fonte: GENTIL, 1987, p.43

Os tipos de corrosão mais frequentes nas armaduras de aço presentes no concreto são homogênea ou uniforme e localizada.

a) Corrosão uniforme

A corrosão uniforme ocorre homogeneamente em torno da superfície do material, o que acarreta perda de material, com formação de produtos de corrosão, principalmente o composto Fe_2O_3 conhecido como ferrugem, em se tratando de ligas ferrosas. Esta forma de

corrosão processa-se em presença da água, que atua como condutor de íons (eletrólito) e baseia-se principalmente na ocorrência de reações de oxidação e redução descritas:



A reação global das reações 2.12 e 2.113 é representada por:



Como resultado, um dos dois metais (ou algumas partes do metal quando apenas um está presente) torna-se anódico e outro catódico. As mudanças químicas fundamentais que ocorrem nas áreas anódica e catódica de uma liga de aço contida em uma estrutura de concreto, estão esquematizadas na figura 2.3.a.

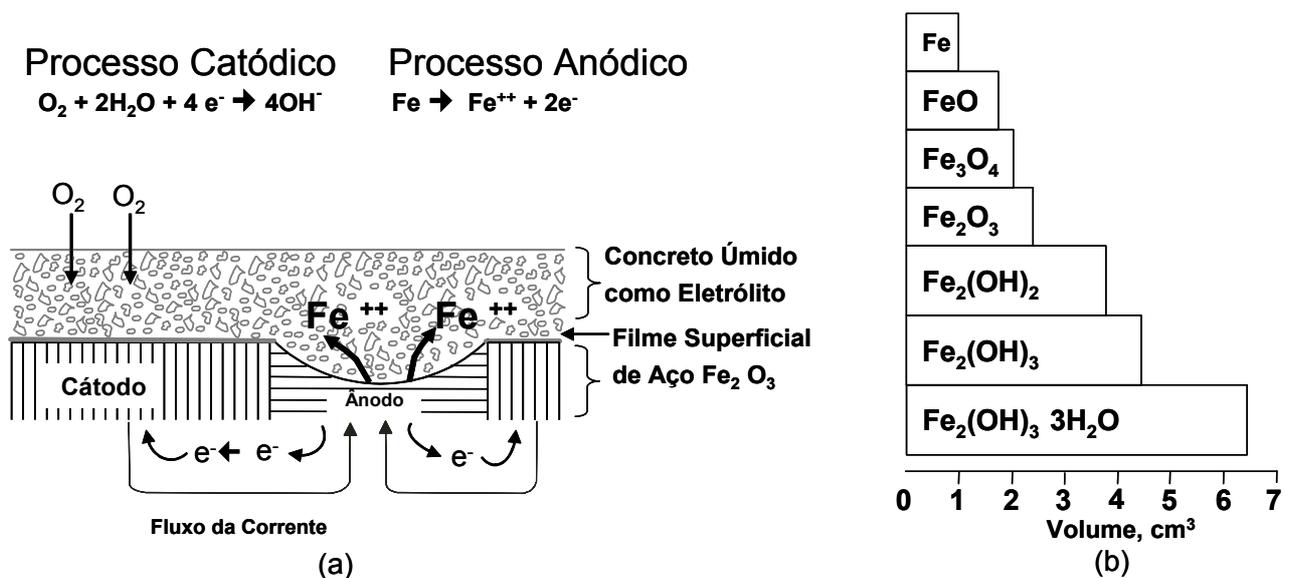


Figura 2.3 - Processo eletroquímico da corrosão do aço no processo úmido e permeável.

Fonte: METHA; MONTEIRO (1994, p.170).

A transformação de aço metálico em óxido ou hidróxido de ferro é acompanhada por um aumento no volume no qual, dependendo estado de oxidação, pode ser acima 500% do metal original (vide figura 2.3.b). Acredita-se que este aumento de volume seja a causa principal da expansão e fissuração do concreto.

A presença simultânea de ar e água na superfície do cátodo é absolutamente necessária para ocorrência do fenômeno. Vale observar que produtos de ferro comum e de aço são cobertos por um filme de óxido Fe_3O_4 . Esse que se forma em meios alcalinos, apresenta uma baixa permeabilidade e é fortemente aderente à superfície do aço, agindo como um filme passivo, assim, torna o aço imune a uma corrosão uniforme significativa, isto é, o ferro metálico não estará disponível para a reação anódica até que a passividade do aço seja destruída.

Na ausência de íons cloreto na solução, o filme protetor sobre o aço é considerado estável enquanto o pH da solução permanecer entre 11,5 e 13. Uma vez que o cimento Portland hidratado contém álcalis no fluido dos poros e aproximadamente 20% da massa é constituída de hidróxido de cálcio sólido, normalmente há alcalinidade suficiente no sistema para manter o pH acima de 12. Em condições excepcionais (por exemplo: quando o concreto possui alta permeabilidade e álcalis e a maior parte do hidróxido de cálcio está carbonatada ou neutralizada por uma solução ácida), o pH do concreto na vizinhança do aço pode ser reduzido a menos de 11,5, destruindo, pois, a proteção do aço e armando o palco para o processo de corrosão.

b) Corrosão localizada

Os tipos de corrosão localizada que podem ocorrer em armaduras de concreto, abrangem e a corrosão galvânica, a corrosão por diferença de concentração, e, principalmente, a corrosão localizada por pite.

Na corrosão galvânica, as células de composição podem ser formadas quando dois metais de diferentes suscetibilidade à corrosão estão embutidos no concreto, tais como barras de aço e eletrodutos de alumínio, ou quando existem variações significativas nas características superficiais do aço. Neste caso, o metal ou a região mais nobre sofrerá o processo de redução, agindo como cátodo, enquanto o metal ou a região mais suscetível à corrosão atuará como ânodo, podendo apresentar dependendo da área uma intensa corrosão.

Já na corrosão por diferença de concentração, as células de concentração podem ser formadas devido a diferença na concentração de íons dissolvidos na vizinhança do aço, tais como álcalis, cloretos e oxigênio. A região do metal exposta a uma maior concentração de íons atuará como cátodo, enquanto a região exposta a uma menor concentração sofrerá corrosão.

Na corrosão localizada por pite, não se verifica perda significativa de material como ocorre na corrosão uniforme. Entretanto, ocorrem danos intensos à armadura, uma vez que os pites constituem-se em cavidades caracterizadas por baixa relação entre os seus diâmetros e comprimentos. Por este motivo, há concentração de tensões de tração e estas são ampliadas significativamente quando aplicadas, acarretando diminuição da resistência mecânica do material.

A corrosão localizada por pites em estruturas de concreto é causada principalmente por cloretos. Na presença destes íons, dependendo da relação Cl^- / OH^- , relata-se que o filme protetor pode ser destruído pontualmente mesmo para valores de pH consideravelmente acima de 11,5. Quando as relações molares Cl^- / OH^- são maiores que 0,6, o aço parece não estar mais protegido contra a corrosão, provavelmente porque o filme de óxido de ferro torna-se permeável ou instável sob estas condições. Para dosagens típicas de concreto utilizadas normalmente na prática, o limite de teor de cloreto para iniciar a corrosão é dito estar na faixa de 0,6 kg a 0,9 kg de Cl^- por metro cúbico de concreto (METHA; MONTEIRO, 1994, p. 171).

E ainda, quando grandes quantidades de cloretos estão presentes, o concreto tende a conservar mais umidade, o que também aumenta o risco da corrosão do aço pela diminuição da resistividade elétrica do concreto. Com a passividade da armadura localmente destruída, a resistividade elétrica e a disponibilidade de oxigênio são responsáveis pelo controle da taxa de corrosão; verifica-se que não se observa corrosão significativa enquanto a resistividade elétrica do concreto estiver acima de $50 \text{ a } 70 \times 10^3 \Omega \cdot \text{cm}$ (METHA; MONTEIRO, 1994, p. 171).

Convém ressaltar que as fontes comuns de cloreto no concreto são aditivos, agregados contaminados por sais e a penetração de soluções com sais degelantes ou água do mar.

Nas equações seguintes, está representado o esquema do mecanismo deste tipo de corrosão.



Pode-se observar pelas equações que o íon cloreto ao reagir com o Ferro forma o sal metálico, que ao hidratar-se resulta na formação do íon cloreto, produto este que irá atacar o metal,

caracterizando, por conseguinte, um fenômeno cíclico, evidenciando a gravidade deste tipo de corrosão.

Na tabela 2.7 é apresentada a classificação da agressividade do ambiente de acordo com a proposta da pr EN 206 do CEN (ANDRADE, 1992, p. 21).

Tabela 2.7 - Classificação da agressividade de ambientes

Tipo de exposição		Condições ambientais
1 Ambiente seco		Por exemplo: Interior de edifícios para moradias ou escritórios (I)
2 Ambiente úmido	a Sem geadas	Por exemplo: - Interior de edifícios com umidades elevadas ($\geq 60\%$) - Elementos exteriores - Elementos em solos ou águas não agressivas
	b Com geadas	Por exemplo: - Elementos exteriores expostos à geada - Elementos em solos ou águas não agressivas expostos à geada - Elementos interiores, quando a umidade é alta, expostos à geada
3 Ambiente úmido com geada e agentes de degelo		Por exemplo: - Elementos interiores e exteriores expostos à geada e agentes de degelo
4 Ambiente Marinho	a Sem geadas	Por exemplo: - Elementos completa ou parcialmente submersos em água de mar ou em zonas de marés - Elementos em ambiente saturado de sais (zona costeira)
	b Com geadas	Por exemplo: - Elementos parcialmente submersos em água de mar ou zonas de marés e expostos à geada - Elementos em ambiente saturado de sais e expostos à geada
Os tipos a seguir podem apresentar-se isolados ou em combinação com os anteriores		
5 Ambiente quimicamente Agressivo (II)	a	- Ambiente químico ligeiramente agressivo (gás, líquido ou sólido) - Atmosfera industrial agressiva
	b	- Ambiente químico moderadamente agressivo (gás, líquido ou sólido)
	c	- Ambiente químico altamente agressivo (gás, líquido ou sólido)
(I) Este tipo de exposição é valioso somente durante a construção; a estrutura ou alguns de seus componentes não está exposto a condições mais severas por um período prolongado de tempo.		
(II) Ambientes quimicamente agressivos são classificados na ISO/DP 9690. As equivalências nas condições de exposição são: Tipo de exposição 5 a → Classificação ISO A1G, A1L, A1S; Tipo de exposição 5 b → Classificação ISO A2G, A2L, A2S; Tipo de exposição 5 c → Classificação ISO A3G, A3L, A3S		

Fonte: ANDRADE, 1992, p. 21

Na figura 2.4 estão resumidas as condições que podem afetar o limite de cloretos capaz de despassivar as armaduras.

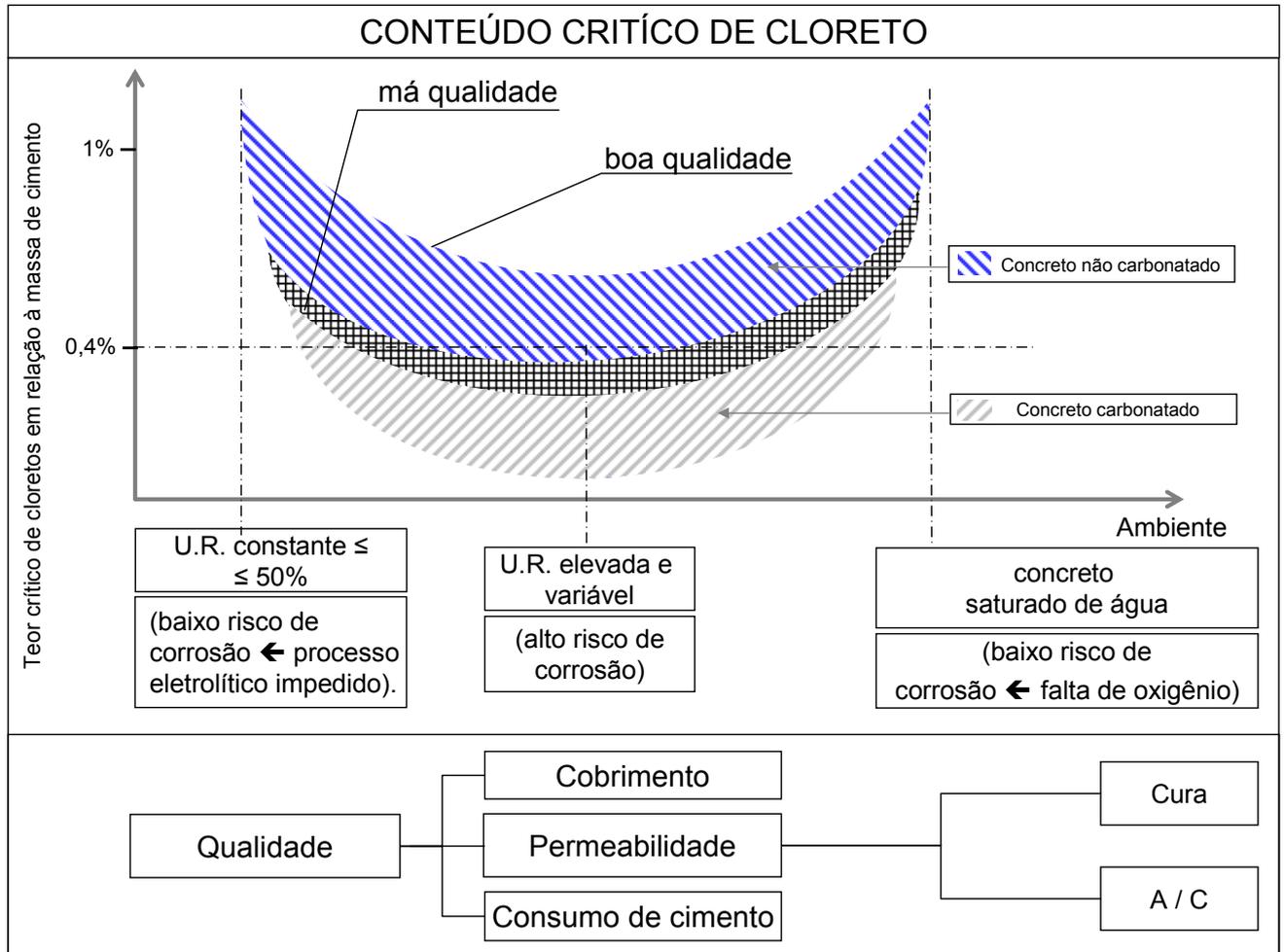


Figura 2.4 Esquema de variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e umidade do ambiente.

Fonte: ANDRADE, 1992, p.27.

Através da tabela 2.8, observam-se os limites do teor de cloretos, presente no concreto fresco, fixados pelas diferentes normas. As divergências decorrem das dificuldades em estabelecer um limite seguro, abaixo do qual não exista risco de despassivação do aço, já que este limite depende de inúmeras variáveis, entre elas, tipo de cimento (finura, teor de gesso, teor de aluminato tricálcico), relação A/C, teor de umidade e outros.

Tabela 2.8 - Teor limite de cloretos propostos por diversas normas

Teor limite de cloretos (% em relação à massa cimento)			
Norma/ Tipo de concreto	Concreto massa	Concreto armado	Concreto protendido
EH-88 ¹	1,5 – 2	0,4	-
Pr EN 206 ²	1	0,4	0,2
BS-8110-1985 ³	-	0,2 – 0,4 *	0,1
ACI-318-83 ⁴	-	0,15 – 0,3 – 1 **	0,06
FIP-1985 (Design of concrete sea structures) ⁵	-	-	0,1
Normas Brasileiras ^{6,7}	-	-	-
(*) O limite varia em função do tipo de cimento			
(**) O limite varia em função da agressividade ambiental			
<p>(1) EH-88 - Comisión Permanente del Hormigón</p> <p>(2) pr EN 206 - Projecte Européen de Normalization</p> <p>(3) BS-8110-1985 - British Standart (Inglaterra). Structural se of concrete.</p> <p>(4) ACI-318-83 - Comite Euro-Internacional du Beton-CEB</p> <p>(5) FIP – Federation Internationale de la Précontrainte.</p> <p>(6) No Brasil, as normas NBR 6118:2003 (Projeto de estruturas de concreto) e NBR14931:2003 (Execução de estruturas de concreto) não permitem o uso de aditivos contendo cloreto na sua composição em estruturas de concreto armado ou protendido.</p> <p>(7) A NBR 9062:2001 (Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado) remete o limite de cloretos para a norma NBR 6118:1982, ou seja, teor máximo de 500mg/l em relação a água de amassamento, incluindo a contribuição dos agregados. Para uma relação água-cimento de 0,40 e consumo de cimento de 400kg por metro cúbico, o limite de cloretos passa a ser da ordem de 0,02% em relação a massa de cimento, o que é mais exigente que a normalização estrangeira. Nos casos de elementos pré-moldados protendidos, proíbe-se aditivos que contenham cloreto de cálcio ou quaisquer outros halogenetos.</p>			

Fonte: ANDRADE, 1992, p. 26.

Em relação ao limite de cloretos, convém assinalar que parte dos cloretos presente no momento do amassamento combina-se com as fases alumino-ferríticas formando principalmente cloroaluminatos, que ficam incorporadas às fases sólidas do cimento hidratado. Dessa forma, presumem-se como perigosos apenas os cloretos que ficam dissolvidos na fase aquosa dos poros. Apesar disso, as normas referem-se sempre ao limite de

cloretos “totais” porque os cloretos combinados podem voltar à dissolução por efeito de processos como carbonatação.

Ainda que o concreto não contenha cloretos inicialmente, estes podem chegar até a armadura através da rede de poros, se a estrutura estiver situada em ambientes marinhos ou se são adicionados à superfície do concreto para evitar o seu congelamento. Nestes casos, a quantidade de cloretos vai incrementando com o tempo, podendo chegar a atacar toda a superfície da armadura e provocar velocidades de corrosão muito perigosas e intensas.

[...] Além de um mecanismo de difusão que é relativamente lento, os cloretos e, em geral, todos os sais podem penetrar muito rapidamente por um mecanismo de transporte por forças capilares, muito próprios de ambientes de “névoa salina” existente em climas marinhos quentes, em que os cloretos estão suspensos nas gotículas de umidade do ar. (ANDRADE, 1992, p. 27).

Influenciam de forma significativa neste fenômeno a direção predominante do vento e a insolação.

Denomina-se como “período de iniciação” o tempo que os cloretos demoram em chegar até a armadura, o qual dependerá, principalmente, dos seguintes parâmetros:

- concentração de cloretos no meio externo;
- natureza do cátion que acompanha o cloreto;
- qualidade do concreto: tipo de cimento, proporção de aluminato tricálcico, relação A/C e outros;
- temperatura;
- abertura e quantidade de fissuras.

Segundo Andrade (1992, p. 28), a profundidade que os cloretos alcançarão quando penetram por difusão em determinado momento se ajusta aproximadamente à lei: $X = K\sqrt{t}$, na qual X é a profundidade alcançada pelos cloretos em um tempo t . A constante K depende dos fatores acima mencionados.

c) Controle da corrosão

Considerando que a água, oxigênio e íons cloreto desempenham papéis importantes na corrosão da armadura e fissuração do concreto, é óbvio que a permeabilidade do concreto é a chave para controlar os vários processos envolvidos no fenômeno. Por isso, deve-se utilizar parâmetros de dosagem de concreto que assegurem baixa permeabilidade (ex: baixa relação água-cimento, controle do agregado, uso de adições minerais, etc), bem como, adensamento e

cura adequados. O projeto da dosagem de concreto deve também levar em consideração a possibilidade de um aumento da permeabilidade quando em serviço, devido a várias causas físico-químicas, tais como a ação do congelamento, ataque por sulfatos e expansão álcali-agregado.

A proporção de cimento é de vital importância para assegurar uma adequada compacidade e impermeabilidade do concreto. Concretos com altas quantidades de cimento, contanto que não dêem lugar a retrações, que provocariam uma fissuração indesejável, são muito mais duráveis que os concretos pobres em cimento, ainda que ambos alcancem a mesma resistência mecânica. Esta afirmativa só será verdadeira se na mesma proporção que cresce o consumo de cimento, houver uma redução da relação água-cimento (ANDRADE, 1992, p. 43).

É oportuno, neste momento, levantar a questão sobre o que assegura a durabilidade, um teor de cimento bastante elevado ou uma relação água-cimento muito baixa. A discordância em relação a qual dos dois fatores deve ser usado para controlar a durabilidade, pode estar relacionada com os interesses comerciais envolvidos: os fabricantes de cimento de um lado e os responsáveis por concretos, com uma resistência determinada, de outro lado. Mather (apud NEVILLE, 1982, p. 425-427), mostrou que o teor de cimento não é uma boa referência, pois, por exemplo, com 365 kg/m³, pode-se obter concretos com resistências, constatadas em corpos de prova cilíndricos, entre 14MPa e 41 MPa, dependendo da relação água-cimento e do índice de consistência. A durabilidade desses concretos, evidentemente, vai variar bastante.

“É importante notar que, na Alemanha, a diretriz geral consiste em controlar a relação água-cimento. Por outro lado, argumenta-se que o teor de cimento é mais fácil controlar, do que a relação água-cimento, nas condições práticas de dosagem” (NEVILLE, 1982, p. 425-427).

O principal fator que intervém na permeabilidade é a dosagem de cimento, por ser o elemento mais fino e o que determina as propriedades capilares. O cimento, ao hidratar-se produz a formação de cristais aciculares, cuja interpenetração e interligação dão origem a um tecido que será tanto mais compacto quanto maior for o seu volume por unidade de volume de concreto. Logo, a primeira condição para que o concreto possua uma resistência razoável aos agentes químicos é ter uma dosagem de cimento adequada. Ao se falar em dosagem de cimento não podemos deixar de associá-la à máxima dimensão do agregado (d_{max}), porquanto o volume de vazios do agregado a preencher com o cimento é tanto maior quanto menor for a dimensão máxima do agregado. Ao fixar uma dosagem também se pensa

imediatamente na água, porque uma dosagem excessiva deixa vazios após a evaporação, os quais provocam diminuição na capilaridade e aumento na permeabilidade.

Caso a água do concreto não evapore por falta de condições propícias, fica livre no seu interior, e facilmente se põe em contato com a água exterior, o que equivale ao mesmo efeito de não dar proteção ao concreto. Por conseguinte, é necessário limitar também a dosagem de água (COUTINHO, 1974, p. 360-361).

No caso de estruturas situadas nas zonas de marés ou as submetidas à ação dos sais de degelo, é necessário utilizar métodos complementares de proteção das armaduras. Os principais métodos utilizados até agora se resumem na tabela 2.9, onde são expostos também seu campo de aplicação e suas vantagens e desvantagens (ANDRADE, 1992, p. 44).

A proteção das armaduras metálicas por recobrimento metálico, ocorre principalmente através da deposição de um depósito de zinco sobre a superfície do metal. O depósito de zinco por ser menos nobre que o aço, oxida-se causando, pois, a redução do aço e a sua conseqüente proteção. No entanto, esse tipo de proteção é eficiente contra a corrosão homogênea, mas não contra a corrosão localizada por pite. Em relação a esse tipo de corrosão, o revestimento da armadura de aço com resina epóxi é um dos métodos de proteção mais eficientes, visto que a camada de epóxi atua como uma barreira impermeabilizante, inibindo o contato da água com o metal, e, como visto através da equação 2.12, a hidratação do sal metálico é essencial para a ocorrência de um pite estável. Pode-se observar que os cobrimentos metálicos não são eficientes na proteção contra à corrosão por pite causada por cloreto. Em relação aos métodos de proteção da armadura metálica, deve-se observar também que os aditivos inibidores de corrosão, ao serem utilizados em teores diferentes do ótimo, poderão propiciar uma proteção heterogênea da barra, causando a formação de uma pilha galvânica e a conseqüente intensificação da corrosão nas regiões menos protegidas, que devem atuar como ânodo.

Tabela 2.9 - Métodos complementares de proteção das armaduras

Proteção de armaduras					
Características	Métodos que atuam sobre o aço			Métodos que atuam sobre o concreto	
Tipo de método	Proteção catódica	Cobrimentos metálicos (galvanização)	Pinturas epóxis	Aditivos inibidores de corrosão	Pinturas epóxis, cera, etc
Campo de aplicação	Qualquer	Ataques por água do mar, carbonatação	Qualquer	Ataques por cloretos adicionados durante o amassamento, carbonatação.	Qualquer
Vantagens	Único método eficaz em corrosão já iniciada.	- Facilidade de operação - Custo relativo - Sem manutenção	- Sem manutenção - Eficaz contra corrosão por pite	- Sem manutenção - Fácil aplicação - Custo relativo	Protegem ao mesmo tempo o concreto
Inconvenientes	- Pessoal qualificado - Controle contínuo	- Deteriorações locais por manipulação e transporte. - Ineficiente na proteção contra à corrosão por pite causada por cloretos.	- Custo elevado - Colocação na obra -Baixa aderência entre o produto e a barra de aço.	- Uso de quantidade ótima - Regiões com diferentes suscetibilidades à corrosão	- Custo relativo - Necessidade de manutenção - Retenção de água nos poros, favorece a corrosão.

Fonte: ANDRADE, 1992, p.44

2.2 PARÂMETROS DE PROJETO

Os problemas de durabilidade, mais ou menos graves, causados por deficiência de projeto e que podem ser reproduzidos em obras são múltiplos e variados. Reconhece-se que uma elevada percentagem das manifestações patológicas tem origem nas etapas de planeamento e projeto, conforme figura 2.5 As falhas de planeamento ou de projeto são, em geral, mais graves que as falhas de qualidade dos materiais ou de má execução, motivo pelo qual é sempre preferível investir mais tempo no detalhamento e estudo da estrutura que, por falta de previsão, tomar decisões apressadas a ou adaptadas durante a execução (HELENE, 1988, p. 17).

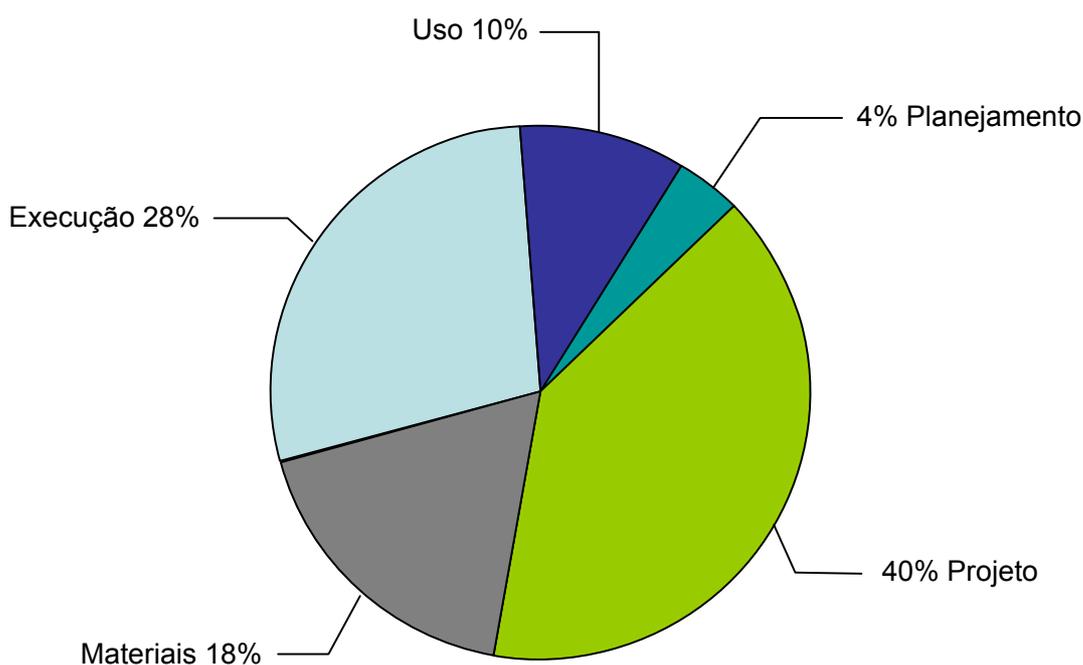


Figura 2.5 Origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis

Fonte: HELENE, 1988, p. 15.

Levantamentos realizados no mundo inteiro têm mostrado que a causa mais freqüente da destruição precoce das estruturas de concreto é o projeto inadequado. Em levantamento realizado em seis países da Europa, constatou-se que, em média, 41% das causas de destruição deve-se ao projeto inadequado, seguido da execução deficiente (26%), do uso de material deficiente (18%), sendo os restantes 15% devido ao uso impróprio e causas desconhecidas (CORREIA, 1991, v. 1, n. 2, p. 40).

No projeto de uma estrutura há, pelo menos, quatro fatores essenciais que regem o sucesso de uma obra, os quais podem ser resumidos em:

- necessidade de que sejam cumpridas as condições de equilíbrio básicas da Estática, ou seja (somatório de forças e momentos nulos):

$$\Sigma R= 0 \quad (2.18)$$

$$\Sigma M= 0 \quad (2.19)$$

Estas duas equações estabelecem que um corpo rígido estará em equilíbrio se a soma de todas as forças externas atuantes sobre o mesmo foi nula (equação 2.18) e se a soma dos momentos das forças externas, em relação a um ponto fixo, for também nula (equação 2.19).

- a compatibilidade das deformações das próprias peças estruturais e suas uniões;
- a necessidade de representar, numa escala suficientemente clara, as plantas das disposições adotadas, especialmente as que se referem a detalhes de armaduras, uniões, encontros etc;
- a conveniência de redigir especificações, as mais detalhadas possíveis, e nas quais sejam contempladas todas as características dos materiais a serem empregados.

Por não corresponder ao propósito deste trabalho, trataremos aqui apenas de alguns fatores relacionados à durabilidade das estruturas de concreto armado, os quais cabem ao engenheiro estruturalista prescrevê-los e estão associados à especificação do concreto.

O estudo de dosagem de um concreto deve estar condicionado, não apenas pelas resistências mecânicas e facilidade de aplicação, mas também, ser influenciado pelas condições nas quais o concreto vai exercer sua função resistente e o meio em que há de permanecer seja de forma constante ou acidental.

Para que o processo de degradação do concreto se inicie ou se desenvolva, tem que existir uma interação entre o meio e o concreto; esta interação depende da permeabilidade, tipo e forma geométrica do elemento de concreto, além é claro, do tipo e agressividade do meio. Portanto, deve ser bem conhecido o meio que circunda a edificação (distante em metros), bem como o micro-clima (distante em mm ou cm). Em muitos casos, diferentes partes de uma estrutura, tais como áreas de serviço, banheiros, garagens, etc, podem estar sujeitas a diferentes condições de exposição. Em alguns casos, efeitos locais, isto é, micro-climas, podem ser decisivos para a durabilidade de um elemento estrutural, como por exemplo: reservatórios de água potável ou tratada, canalizações de efluentes orgânicos e setores industriais.

Em reservatórios de água potável ou tratada, sempre deve-se tomar o cuidado de impermeabilizar as paredes e o fundo, sujeitos à ação direta da água. Entretanto, em diversos casos, verifica-se que não se protege a parte inferior do teto dos reservatórios, que fica sujeita à ação do gás cloro que está contido na água. O ambiente úmido é condição suficiente para a ação do íon cloro, que atacará a armadura, provocando sua oxidação, com conseqüente expansão, rompendo a camada de concreto e permitindo uma velocidade cada vez maior no processo de deterioração (STORTE, 1991, v. 1, n. 1, p. 40).

Na maioria das vezes, a preocupação que se tem com o concreto, no Brasil, é com sua resistência característica à compressão, f_{ck} , e, às vezes, com a durabilidade.

Quando da confecção do projeto, nem sempre é verificado o meio no qual a estrutura estará inserida, a direção dos ventos dominantes, o fluxo das águas sobre as superfícies do concreto, o detalhamento de pingadeiras, etc., detalhes importantíssimos para o aumento da vida útil das estruturas. Nas especificações, em geral, nada consta até então sobre o tipo de cimento e sua manutenção ao longo da obra, o mesmo ocorrendo com relação ao fornecimento dos agregados.

Como o meio que circunda a edificação e o micro-clima, em geral, não são bem determinados, quando da execução do projeto, as exigências de cobrimento mínimo não têm garantido a proteção das armaduras contra a corrosão.

Na figura 2.6 são apresentadas as espessuras de cobrimento máximos e mínimos recomendados por distintas normas e na tabela 2.10 são dadas as espessuras de cobrimento mínimo dadas pela EH-88.

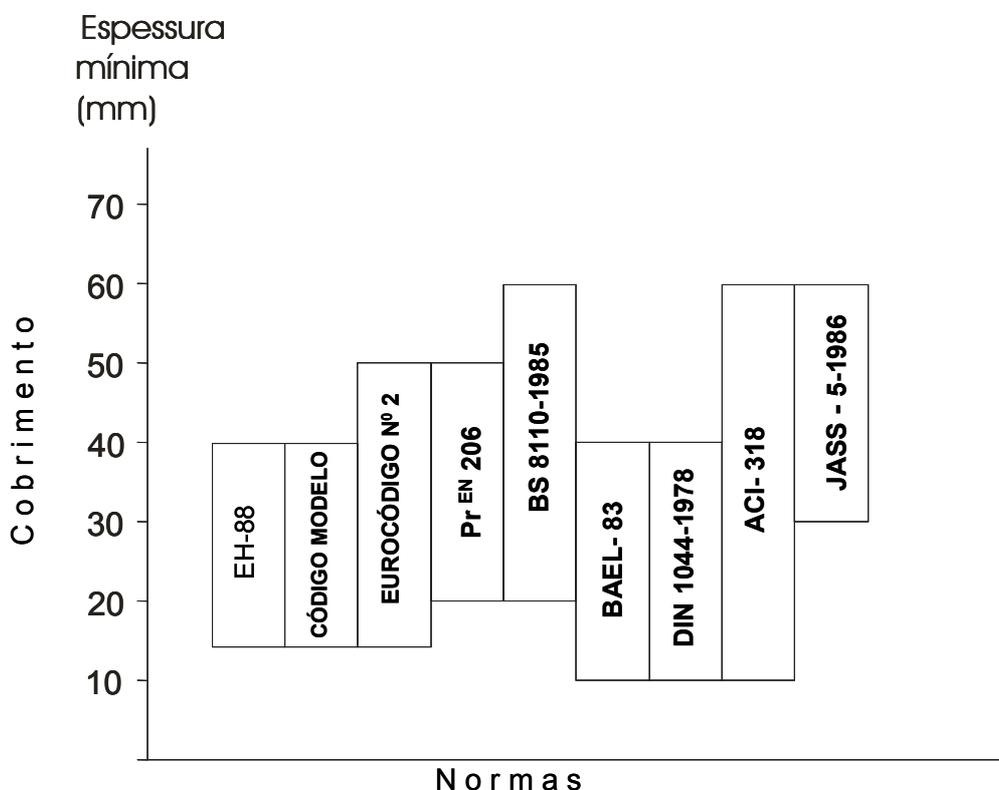


Figura 2.6 Valores de espessura de cobrimento mínimo de armaduras, conforme várias normas.

Fonte: ANDRADE, 1992, p. 40.

Nota: conforme as seguintes normas: a) EH-88:Espanha, b) Código Modelo:CEB, c) Eurocódigo nº2: Comunidade Económica Européia, d) pr EN 206-CEN, e) BS 8810: Inglaterra, f) BAEL:França, g) DIN: Alemanha Federal, h) ACI:USA e i) JASS:Japão

- EH-88 (Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón em Masa o Armado).
- CEB - Comité Euro-Internacional du Béton.
- pr EN 206 - CEN (Projecto Européen de Normalization-Comité de Normalization) – Mercado Comum Europeu). Performance, production, mise em oeuvre et critères de conformité.
- BS 8110 - British Standards (Inglaterra). Structural use of concrete.
- BAEL – Bureau (França). Règle Technique de conception ete Calocul des Duvrages et Construccion en Béton Armê Suivant la Méthode des Etats Limites. AFNOR – Association Française de Normalization.
- DIN – Deutsches Institut für Normung (Alemanha). Beton und Stahbeton bemessung und aus führung.
- ACI 1045 – American Concrete Institute (Estados Unidos da América). Building code equirements for reinforced concrete.
- JASS – Japan Architectural Society (Japão).

Tabela 2.10 - Cobrimentos mínimos, em milímetros, conforme a norma EH-88

Condições ambientais da estrutura	Elementos em geral			Lâminas: peças com faces protegidas; peças pré-fabricadas		
	$f_{ck} < 25$	$25 \leq f_{ck} < 40$	$f_{ck} \geq 40$	$f_{ck} < 25$	$25 \leq f_{ck} < 40$	$f_{ck} \geq 40$
I - Interior de edifícios - Exteriores com umidade	20	15	15	15	15	15
II - Exteriores normais - Contato com águas normais	30	25	20	25	20	20
III - Atmosfera marinha ou industrial - Contato com o terreno - Contato com águas salinas ou ligeiramente ácidas	40	35	30	35	30	25
Cobrimentos mínimos em mm. Os valores de f_{ck} estão em MPa.						

Fonte: ANDRADE, 1992, p. 42.

Encontra-se, através da tabela 2.11, um resumo das atribuições do profissional responsável pelo projeto estrutural, concernentes à especificação do concreto e estabelecidas pelas Normas Brasileiras.

Tabela 2.11 – Atribuições normativas do responsável pelo projeto estrutural

NORMAS	RESPONSABILIDADES DO ESTRUTURALISTA
NBR 6118:2003 (Projeto de estruturas de concreto)	<ul style="list-style-type: none"> - define, juntamente com o proprietário da obra, as influências ambientais; - a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na tabela 6.1 da NBR 6118:2003.
NBR 12655:1996 (Concreto - Preparo, controle e recebimento)	<ul style="list-style-type: none"> - registro da resistência característica do concreto, fck, em todos os desenhos e memórias que descrevem o projeto tecnicamente; - especificação, quando necessário, dos valores de fck para as etapas construtivas, tais como: retirada de cimbramento, aplicação de protensão ou manuseio de pré-moldados; - especificação dos requisitos correspondentes à durabilidade da estrutura e de propriedades especiais do concreto, tais como: consumo mínimo de cimento, relação água cimento, módulo de deformação estático mínimo na idade da desforma e outras propriedades necessárias à estabilidade e durabilidade da estrutura, durante a fase construtiva e durante sua vida útil, de acordo com a NBR 6118.
NBR 12722:1992 (Discriminação de serviços para construção de edifícios)	<ul style="list-style-type: none"> - considera as prescrições da NBR 6118 na elaboração do projeto estrutural.
NBR 14931:2003 (Execução de estruturas de concreto)	<ul style="list-style-type: none"> - especifica os aspectos relativos à condição ambiental; - considera as prescrições das normas nacionais na elaboração do projeto; - elabora, quando exigido, Plano de Qualidade para execução da estrutura de concreto, conforme NBR 6118 e de comum acordo com o proprietário.

De maneira geral, os principais cuidados que devem ser adotados pelos projetistas visando obter uma estrutura de concreto durável são:

- estabelecer, em conjunto com a arquitetura, as condições mais favoráveis da estrutura sem desfigurar a criatividade do arquiteto. Esta prática evitará também que o projetista adote inicialmente uma solução estrutural que poderá ser reformulada após análise do arquiteto, principalmente, nos casos onde vãos livres, balanços, pés-direito, fachadas, etc, são importantes e não devem ser modificados (MILLEN, 1991, p. 4-9);

- selecionar uma forma arquitetônica apropriada no estágio inicial do projeto, a fim de evitar arranjos estruturais susceptíveis de desproporcionalidade e garantir acesso a todas as partes críticas da estrutura para inspeção e manutenção. A relação entre a área de superfície exposta e o volume de concreto deverá ser o menor possível, a fim de diminuir o risco de penetração de substâncias agressivas no concreto, as quais podem aumentar a sua deterioração e da armadura. Isto implica componentes mais robustos. Formas geométricas que ocasionam maior quantidade de trincas são também responsáveis pela menor duração do concreto armado ou protendido. São normalmente aquelas com mudanças bruscas de seção (LEAL, 1992, p. 1). Sugere-se que, em meios agressivos, objetivando aumentar a durabilidade da estrutura, os cantos e bordas de seus componentes sejam arredondados, evitando-se dessa forma locais de concentração de agentes deletérios. Um pilar de seção circular é mais durável que um de seção retangular ou quadrado. Deve-se evitar detalhes difíceis. As figuras 2.7.a e 2.7.b mostram, de forma esquemática, a influência do efeito de canto na penetração das substâncias agressivas em concretos. Pode-se observar que em bordas e cantos externos arredondados ou em poligonais convexas, conforme figura 2.7.a, há distribuição, redução e uniformidade do ataque. Já em cantos externos agudos, segundo a figura 2.7.b, observa-se a concentração de substâncias agressivas, prematura corrosão da armadura e a precoce degradação do concreto;

Efeito de Canto

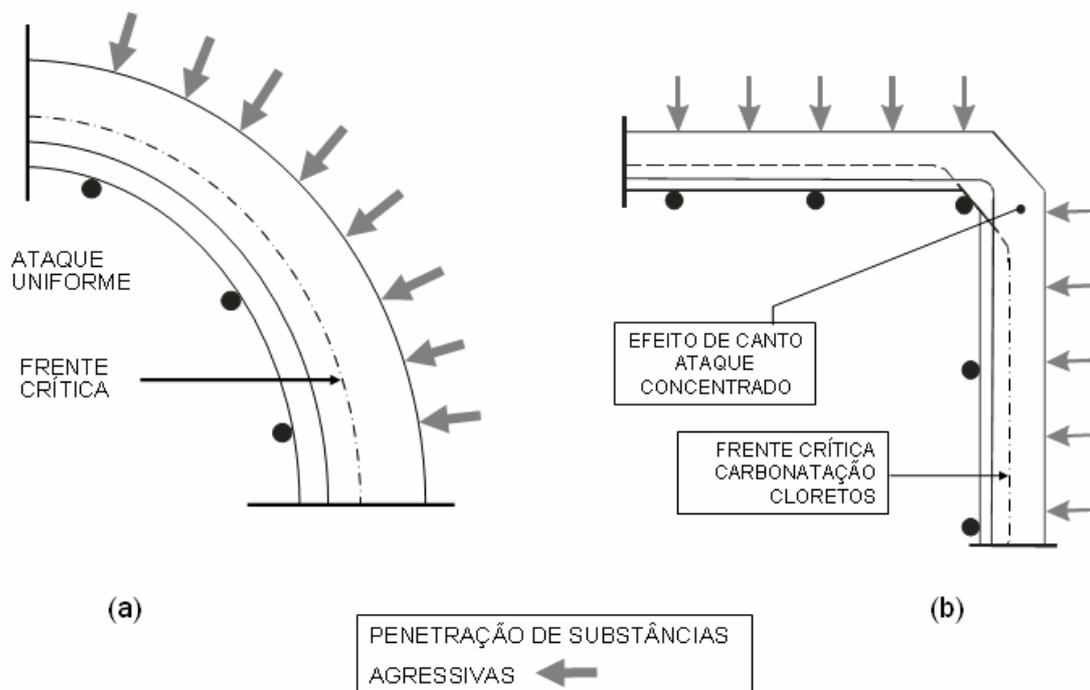


Figura 2.7 Influência de cantos e bordas externos na penetração de substâncias agressivas.

Fonte: LEAL, 1992, p. 7

- fixar espessura de cobertura mínimo das armaduras compatível com o meio ambiente;
- evitar ou limitar as fissuras. No cálculo dos elementos da estrutura que vão ficar aparentes, é imprescindível restringir o fenômeno da fissuração, que deve ser conservada tão pequena quanto possível. Recomenda-se utilizar camadas protetoras de superfícies, em meios muito agressivos;
- definir cuidadosamente a agressividade ambiental, a partir do conhecimento prévio das influências do microclima que incidirão na estrutura. Recomenda-se tirar proveito, quando do dimensionamento da estrutura, decorrente da limitação da relação água-cimento em função do meio agressivo, pois isto, normalmente, resulta em uma resistência do concreto à compressão bem maior que a especificada, gerando peças mais robustas que a necessária, aumentando-se, dessa forma, o custo da obra;

- evitar que a água drene sobre o concreto ou juntas, impedindo dessa forma o bom desempenho e a estética da solução arquitetônica;
- armar adequadamente as peças de concreto que, à primeira vista, não têm função estrutural, detalhes arquitetônicos, procurando-se estabelecer corretamente seu funcionamento como parte da estrutura;
- promover integração entre os projetos estrutural e de instalações, no que se refere a aberturas para passagem de tubulações.

O Código Modelo CEB-FIP de 1990, o MC-90, atribui ao projetista a responsabilidade pela durabilidade da estrutura e sugere que seja por ele adotada a seguinte estratégia para alcançar este fim:

- conceber e detalhar projetos menos sujeitos à ação destruidora do meio ambiente;
- elaborar especificações de execução e planos de controle que garantam o perfeito seguimento das determinações do projeto;
- estabelecer um plano de inspeção e manutenção durante a vida útil da estrutura.

2.3 ESPECIFICAÇÃO DO CONCRETO

A especificação do concreto deve assegurar que todos os requisitos relevantes, referentes às propriedades do concreto, encontrem-se discriminados na documentação pertinente à obra e que devam ser obedecidos pelo construtor. Na especificação, deve-se também observar todo e qualquer requisito das propriedades do concreto que sejam necessários para o transporte após a entrega, para o lançamento, adensamento, cura ou outro tratamento adicional. Quando necessário, a especificação deve incluir qualquer requisito especial (por exemplo, para obtenção de um acabamento arquitetônico). De uma maneira geral, a especificação do concreto deve levar em consideração o seguinte:

- utilização do concreto fresco e endurecido;
- as condições de cura;
- as dimensões da estrutura (desenvolvimento de calor);
- as ações ambientais a que a estrutura ficará exposta;

- qualquer requisito para agregados expostos ou acabamento superficial;
- qualquer requisito relacionado com o cobrimento das armaduras ou com a largura mínima da seção, como por exemplo a máxima dimensão do agregado graúdo;
- quaisquer restrições à utilização de materiais constituintes com aptidão estabelecida, por exemplo, resultante das classes de exposição.

A NBR 12655:1996 estabelece no item 5 as responsabilidades das diferentes partes envolvidas no preparo, controle e recebimento do concreto, além das atribuições do responsável pelo projeto estrutural.

A NBR 6118:2003 prescreve nos itens 5, 6 e 7 os requisitos de qualidade da estrutura, as diretrizes para durabilidade das estruturas e os critérios de projeto que visam à durabilidade, respectivamente. É importante destacar que as influências ambientais devem ser previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o proprietário da obra.

2.3.1 Caracterização do Pedido do Concreto

O pedido de concreto dosado em central constitui a discriminação das propriedades e parâmetros necessários ao concreto fresco e endurecido, inclusive quantidade, programação e local de entrega, conforme estabelecido pelo procedimento normativo NBR 7212:1984.

As três modalidades existentes de pedido de concreto são: a) pedido pela resistência característica do concreto à compressão, b) pedido pelo consumo de cimento e c) pedido pela composição da mistura (traço).

Na primeira modalidade, o concreto é solicitado especificando-se a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), a dimensão (diâmetro) máxima característica do agregado graúdo e o abatimento (“slump”) do concreto fresco no momento da entrega.

Na segunda modalidade, o concreto é solicitado especificando-se o consumo de cimento por m^3 de concreto, a dimensão (diâmetro) máxima característica do agregado graúdo e o abatimento (“slump”) do concreto no momento da entrega.

Quando o pedido é feito pela composição da mistura, especifica-se as quantidades por m³ de cada um dos componentes, incluindo aditivos e adições, se for o caso.

Além das exigências constantes nas três modalidades, podem ser especificadas outras características, tais como: tipo de cimento, marca de cimento, aditivo, adições, relação água – cimento, consumo de cimento, tipo de lançamento, propriedades e condições especiais. A empresa de serviços de concretagem é responsável pelos serviços de dosagem e, geralmente, mistura e transporte de concreto, da central de dosagem até o local de entrega, de acordo com o estabelecido em contrato. A contratante dos serviços de concretagem é a entidade responsável pelas seguintes atribuições: contratação dos serviços de concretagem, emissão de pedidos de entrega de concreto, recebimento do concreto fresco, verificação da concordância das características do concreto pedido e do concreto entregue e da aceitação final do produto.

2.4 INFLUÊNCIA DA MATÉRIA-PRIMA

Grande parte dos defeitos que aparecem nas obras de concreto armado deve-se à falta de qualidade dos materiais empregados; uso inadequado para o fim a que se destinam, ou ao ambiente em que vão estar expostos. Apresentar-se-ão algumas exigências constantes de normas e recomendações da boa prática, de maneira a se evitar acidentes e incidentes no concreto armado.

A patologia do concreto armado pode estar relacionada à patologia dos seus componentes, ou ser independente dela e ser devida a um mau emprego dos mesmos, dosagem ou execução deficientes, de incorreções na sua aplicação na obra, na cura incipiente dentre outros. Deve-se ter em consideração que todos os defeitos produzidos no concreto irão repercutir em suas resistências mecânicas, em sua estabilidade dimensional e, especialmente, em sua durabilidade.

2.4.1 Cimento

Conservação do Cimento

O armazenamento adequado do cimento é essencial para garantir a conservação de sua boa qualidade e evitar possíveis alterações em suas propriedades que possam ocasionar problemas nos concretos com eles fabricados.

Para conservar o cimento em armazéns, devem ser tomadas precauções: o local deve estar completamente seco e contar com estrado de madeira feito com tábuas grossas, 20 a 30 cm acima do solo. Devem ser evitadas as correntes de ar, principalmente em climas úmidos.

O anidrido carbônico do ar e a umidade fazem com que a cal livre hidrate-se e carbonate. E mais, a umidade pode hidratar os componentes ativos, produzindo cal liberada que em seguida se carbonatará. O grau de meteorização de um cimento pode ser avaliado mediante a determinação da perda ao fogo, conforme a NBR NM 18.

A umidade influi também sobre o cimento, originando o agrupamento de grãos. Quando o cimento já contém grumos, a sua utilização só deve ser autorizada quando estes se desfazem com os dedos, ou desde que os grumos mais duros retirem-se por peneiramento. Em caso de dúvidas far-se-ão determinações da resistência mecânica e da perda ao fogo (COUTINHO, 1974, p. 456).

A NBR 6118:1982, conforme o item 8.1.1.3, exige que o armazenamento do cimento seja efetuado em local suficientemente protegido da ação das intempéries, da umidade e de outros agentes nocivos à sua qualidade. Prescreve sobre a necessidade de se conservar a embalagem original até a ocasião de emprego do cimento, quando este não for fornecido a granel ou ensilado. Recomenda o emprego de pilhas com até 10 sacos, estendendo-se este limite até 15 sacos para os casos em que o prazo de armazenamento não supere a 15 dias. Alerta sobre o cuidado de não se misturar lotes de cimento recebidos em épocas diversas, bem como, de separá-los de maneira a facilitar a sua inspeção e o seu emprego na ordem cronológica de recebimento.

Segundo Coutinho (1974, p. 457) os sacos de cimento não devem ser empilhados em alturas superiores a 2,0m para evitar a sua compactação e um princípio de hidratação devido à pressão.

A NBR 12654:1992, no item 4.1.2.4, estabelece os ensaios descritos na tabela 2.12 para analisar o comportamento do material sob a ação de agentes agressivos.

Tabela 2.12- Lista de ensaios prescritos na NBR 12654:1992 relativos ao cimento

Discriminação do ensaio	Tipo de cimento	Método de ensaio
Expansibilidade a frio	Todos	NBR 11582
Resíduo Insolúvel	CP IV	NBR 8347
Índice de consistência da argamassa normal	Todos	NBR 11580
Enxofre na forma de sulfato	CP III	NBR 5746
Óxido de sódio e de potássio	Todos	NBR 5747
Óxido de cálcio livre	Todos	NBR 5742 e NBR 7227
Calor de hidratação a partir do calor de dissolução	Todos	NBR 8809
Calor de hidratação utilizando a Garrafa de Langavant	Todos	NBR 12006
Indicação dos compostos C_3A e $C_4AF + C_2F$	CP V	NBR 5740 e NBR 9203
Teor de escória	CP II-E e CP III	NBR 5754
Atividade pozolânica	CP IV	NBR 5753
Teor de Pozolonas	CP IV e CP II-Z	NBR 5744

- Escolha do tipo de cimento

A característica fundamental predominante no momento de escolher um determinado tipo de cimento é a durabilidade do concreto fabricado com ele; isso obriga a um conhecimento do tipo de obra que será realizada e do ambiente onde esta exercerá sua função.

Uma vez feita essa observação, é necessário considerar-se a questão mecânica, cuja escolha deve recair nos cimentos de menor resistência mecânica, os quais, embora endureçam mais lentamente,

têm a vantagem de apresentar menores riscos de retração e fissuração. Essa recomendação nem sempre poderá ser aceita, seja pela resistência desejada para o concreto ou pela necessidade de desforma rápida, como nos casos dos pré-moldados.

As pesquisas de campo indicam que obras executadas a partir de 1930, época em que as resistências dos cimentos e concreto elevaram-se, apresentaram problemas crescentes de deterioração. O aumento gradual do teor de C_3S e da finura dos cimentos possibilitaram o desenvolvimento de resistências iniciais mais elevadas, redundando em maior tendência à fissuração em concreto com baixa idade devido ao aumento da retração por secagem, calor de hidratação e módulo de elasticidade (ISAIA, 2002, p. 4)

A NBR 12654:1992, através do item 4.1.2, prescreve a realização de ensaios de qualificação do cimento Portland antes de ser iniciado o seu fornecimento, em função dos requisitos e da localização da obra e de acordo com a norma NBR 5741. Informa que na escolha dos fornecedores podem ser considerados outros requisitos, além dos de qualidade, tais como:

- maior eficiência, definida como a relação, em uma dada idade, entre a resistência à compressão obtida e o consumo de cimento no concreto;
- outras características desejáveis em função das condições ambientais e de execução das obras, como por exemplo, a maior resistência química aos agentes agressivos, menor calor de hidratação, maior resistência a baixas idades e outras.

2.4.2 Agregados

As características dos agregados, que são importantes para tecnologia do concreto, incluem porosidade, composição granulométrica, absorção de água, forma e textura superficial das partículas, resistência à compressão, módulo de elasticidade e os tipos de substâncias deletérias presentes. Estas características derivam-se da composição mineralógica da rocha matriz (que é afetada pelos processos geológicos de formação da rocha), das condições de exposição às quais a rocha foi submetida antes de gerar o agregado, e dos tipos de operação e equipamento usados para a produção do agregado. O conhecimento de certas características dos agregados (isto é, massa específica, composição granulométrica e teor de umidade) é uma exigência para dosagem dos concretos. A porosidade, a massa específica, a composição granulométrica, a forma e textura

determinam as propriedades dos concretos no estado fresco. Não só a porosidade, a composição mineralógica do agregado afeta a sua resistência à compressão, dureza, módulo de elasticidade e estabilidade, que por sua vez influenciam várias propriedades do concreto endurecido contendo o agregado. Do diagrama ilustrativo das várias relações (figura 2.8), é evidente que as características dos agregados, importantes para a tecnologia do concreto, são decorrentes da microestrutura do material, das condições prévias de exposição e do processo de fabricação. Face ao objeto do trabalho, são brevemente descritas, neste ítem, a influência das substâncias deletérias presentes nos agregados, bem como, as reações indesejáveis que podem ocorrer entre estes materiais e o cimento.

Os folhelhos e outras partículas de massa específica baixa são considerados não sãs e, neste caso, incluem-se também as ocorrências de materiais moles como torrões de argila, madeira e carvão, visto que levam ao aparecimento de falhas ou escamamentos do concreto, podendo comprometer a sua resistência. O carvão é também indesejável por outros motivos; ele pode expandir-se, provocando a fragmentação do concreto e, se presente em grandes quantidades, sob a forma de partículas muito finas, pode perturbar o processo de endurecimento da pasta de cimento. A mica deve ser evitada porque em presença dos agentes ativos, produzidos durante a hidratação do cimento, ela se altera originando outras formas. A mica livre no agregado miúdo exige maior quantidade de água, afetando a resistência do concreto.

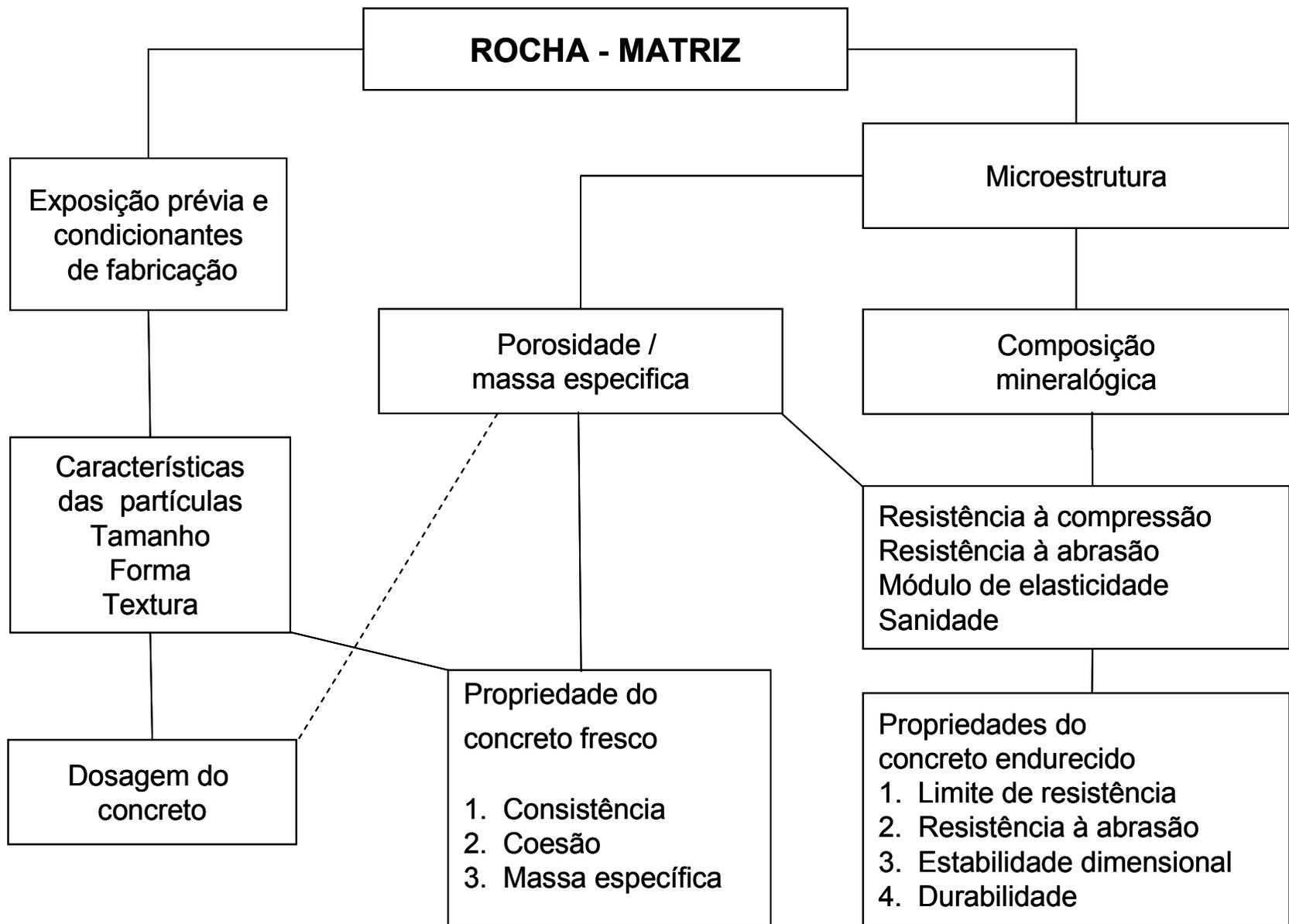


Figura 2.8 - Diagrama ilustrativo de como a microestrutura, condições prévias de exposição e condicionantes do processo de fabricação do agregado determinam as suas características e como estas afetam o traço e as propriedades do concreto fresco e endurecido.

Para evitar, no concreto, os efeitos patológicos produzidos por agregados, a NBR 7211:1983 especifica as limitações de substâncias prejudiciais que estes podem conter, conforme tabela 2.13.

Os agregados empregados na fabricação de concreto não devem ser reativos com o cimento, a fim de evitar a formação de produtos expansivos que possam gerar tensões internas na massa de concreto, que alterem ou diminuam suas resistências mecânicas ou sua durabilidade. Necessitam ser suficientemente estáveis diante da ação de agentes externos com que vão estar em contato na obra. Deve-se evitar o emprego de agregados procedentes de rochas brandas, friáveis, porosas, etc., nem os que contenham nódulos de pirita, gesso, compostos ferrosos etc.

Considera-se que o agregado é instável quando mudanças introduzidas pelo intemperismo, como ciclos alternados de umedecimento e secagem, ou congelamento e descongelamento, resultam na sua deterioração. A instabilidade está mais relacionada à distribuição dos tamanhos dos poros do que à porosidade total do agregado, motivo pelo qual alguns agregados (pumicita, argila expandida) absorvem grandes quantidades de água, mas permanecem estáveis. Distribuições de tamanhos dos poros que permitem às partículas dos agregados ficarem saturados por umedecimento (ou descongelamento no caso de ataque por gelo), mas impedem a drenagem fácil na secagem (ou congelamento), são capazes de causar altas pressões hidráulicas dentro das partículas. No Brasil, existem três normas para avaliação da estabilidade de agregado por ensaios de ciclagem, quais sejam a NBR 12695:1992 (com ciclagem natural), a NBR 12696:1992 (com ciclagem artificial água-estufa) e a NBR 12697:1992 (com ciclagem acelerada pelo etileno glicol). Infelizmente, não existem ensaios que permitam prever, satisfatoriamente, a durabilidade do agregado no concreto sob condições congelamento e degelo. O principal motivo é que o comportamento do agregado é influenciado pela presença da pasta de cimento que o envolve, de modo que somente observações do concreto em serviço podem comprovar, de forma eficiente, a durabilidade do agregado.

Os agregados devem estar isentos de substâncias prejudiciais, como argila, matéria orgânica e outros, que diminuam sua aderência à pasta de cimento ou que prejudiquem as reações de pega e endurecimento do concreto. Os limites dessas substâncias encontram-se indicadas na tabela 2.13.

Além das limitações citadas na tabela 2.13, os agregados não deverão apresentar reatividade potencial com os álcalis do cimento, de tal forma que ao serem determinados, por análise

química, a concentração do SiO_2 e a redução da alcalinidade R, o agregado será considerado potencialmente reativo se

$\text{SiO}_2 > R$, quando $R \geq 70$ ou

$\text{SiO}_2 > 35 + 0,5 R$, quando $R < 70$

Em geral, os agregados usados não costumam ser reativos com os álcalis do cimento. No entanto, para obras em que se utilizem agregados ainda não experimentados, convém fazer seu exame. Entre os agregados considerados nocivos, quanto à potencialidade reativa, encontram-se algumas variedades de quartzo amorfo, tais como opalas, cristobalitas, andesitas, trimiditas etc., que, ao se combinarem com os álcalis do cimento, dão produtos expansivos que destroem o concreto. Felizmente, esses agregados não são freqüentes no Brasil.

Outro tipo de reação prejudicial com o agregado é a que ocorre entre agregados calcários dolomíticos e os álcalis do cimento. Em ambiente úmido, manifesta-se uma expansão do concreto semelhante à que resulta da reação álcali-sílica. Convém observar que somente alguns calcários dolomíticos causam reação expansiva no concreto. Deve-se ainda ressaltar uma diferença entre as reações álcali-sílica e álcali-carbonato; nesta última, o álcali é regenerado.

Em terrenos gessíferos, os sulfatos podem reagir com o cimento. Na fabricação deste, acrescenta-se gesso ao clínquer no moinho. Esse gesso adicionado reage, antes de vinte e quatro horas, com parte do aluminato tricálcico formando etringita; a outra parte do aluminato fica livre para reagir caso, posteriormente, encontre sulfatos, seja nos agregados ou nas águas com as quais o concreto vai entrar em contato, produzindo mais etringita, em uma reação expansiva, mas numa fase em que o concreto já está endurecido, logo, provocando efeitos patológicos que aparecerão na forma de rachaduras, fissuras e, posterior desintegração do concreto.

As piritas e outros sulfetos em contato com a atmosfera podem oxidar-se originando sulfatos que também reagirão com o aluminato tricálcico do cimento, produzindo etringita expansiva e ocasionando os efeitos patológicos já assinalados.

As piritas foram empregadas como agregados em muitas ocasiões, mas, em geral, deram muito maus resultados. Na década de 80, na Austrália, foi utilizada uma quartzita com piritas na

construção de uma barragem. A desintegração do concreto de um túnel de desvio da referida barragem foi atribuída à oxidação da pirita provocada pela ação de bactérias. [...] Numa canalização do Tamisa, foram empregadas piritas como agregados, o que provocou o aparecimento de feitos patológicos na forma de manchas pardacentes de óxido de ferro e posteriormente micro expansões no concreto devidas à oxidação das piritas (CÁNOVAS, 1988, p. 37-38).

Casos de falha na pega do concreto foram relatados na produção de dois blocos de fundação em usina do sul da Irlanda. O problema foi atribuído à presença de quantidades significativas de chumbo e zinco (a maior parte na forma de sulfetos), no agregado calcítico. Aqueles blocos que tiveram problema de pega, continham 0,11% ou mais de compostos de chumbo ou 0,15% ou mais de compostos de zinco, em massa de concreto. Sais solúveis de zinco ou de chumbo são retardadores da hidratação do cimento Portland, de tal potência, que concretos experimentais feitos com amostras de agregado contaminado não desenvolveram qualquer resistência após 03 dias de cura (METHA; MONTEIRO, 1994, p. 268).

Na Bahia, na cidade de Santo Amaro da Purificação, quando do encapsulamento de metais pesados, utilizaram-se escórias, constituídas de 8,0% de Zinco e 3,5% de Chumbo, como agregados em concretos. Em função do retardamento da pega, os corpos-de-prova somente puderam ser desformados com 28 dias de idade (MACHADO, 2002).

No Brasil, na bacia do Paraná, é freqüente a reação dos agregados com os álcalis dos cimentos. O agregado do rio Sucuri, a montante da barragem de Urubupungá possui 0,6% de álcalis. Pontes construídas na região terminaram por apresentar problemas. Segundo Andrade (1997, p.17.2-17.4), várias obras no nosso país apresentaram danos decorrentes da reação álcali-agregado, dentre as quais se destacam as seguintes barragens: Joanes II, localizada na Bahia, Furnas em Minas Gerais e Ilha dos Pombos no Rio de Janeiro. Caso sejam empregadas escórias siderúrgicas como agregados, deve-se comprovar se são estáveis, isto é, se não contém silicatos instáveis nem compostos ferrosos.

O coeficiente de dilatação térmica dos agregados influencia o valor do coeficiente correspondente ao do concreto; quanto maior o primeiro, maior será o segundo, mas este parâmetro depende também do teor de agregado no concreto e das proporções da mistura em geral. Quando os dois coeficientes diferirem em mais de $5,5 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, pode ser comprometida a durabilidade do concreto submetido ao congelamento e degelo (NEVILLE, 1982, p. 155).

Caso sejam previstas temperaturas extremas, devem-se conhecer previamente, com detalhe, as propriedades dos agregados as quais se pretende usar. Como exemplo, a 574 °C o quartzo sofre inversão e expande-se bruscamente em 0,85%. Isto provocaria a ruptura do concreto e, por esta razão, nunca devem ser usados agregados quartzosos em concreto resistentes a fogo.

Tabela 2.13 - Limites de substâncias deletérias nos agregados para concreto

Substância	Efeitos deletérios possíveis no concreto	Teor máximo permitido (% em massa)			
		ASTM C 33		NBR 7211/1983	
		Agregado miúdo	Agregado graúdo	Agregado miúdo	Agregado graúdo
Material passante na peneira de 75µm de abertura (Nº 200) Concreto sujeito à abrasão Demais concretos	Afeta a trabalhabilidade e aumenta o consumo de água	3,0	1,0	3,0*	1,0
		5,0	1,0	5,0*	1,0
Torrões de argila e partículas friáveis Concreto aparente Concreto sujeito à abrasão Demais concretos	Afeta a trabalhabilidade e a resistência à abrasão	3,0	5,0	1,5	1,0
		3,0	5,0	1,5	2,0
		3,0	5,0	1,5	3,0
Carvão e linhito Concreto aparente Demais concretos	Afeta a durabilidade e causa manchas	0,5	0,5	0,5	0,5
		1,0	0,5	1,0	1,0
“Chert” (massa específica menor do que 2440 kg/m ³)	Afeta a durabilidade	-	5	-	-

Fonte: METHA; MONTEIRO, 1994, p. 267

(*) Estes limites podem ser aumentados para 5% e 7% em massa, respectivamente, quando o material que passa pela peneira ABNT-0,075 for constituído totalmente de grãos gerados durante o britamento da rocha.

2.4.3 Água

O emprego no amassamento do concreto de águas não potáveis e não recomendadas pela prática pode criar problemas a curto e longo prazo. A presença de cloretos na água num teor acima do limite pode provocar corrosões importantes de armaduras, além de manchas e eflorescências superficiais. O uso de águas inadequadas na operação de cura dos concretos acarreta maiores problemas do que no amassamento, em virtude de sua maior ou menor renovação constante.

As águas devem ser analisadas quando não se conheçam os antecedentes de sua utilização e no caso de haver dúvidas quanto ao seu desempenho. No item 8.1.3 da NBR 6118:1982 há prescrição que a água destinada ao amassamento do concreto deverá ser isenta de teores prejudiciais de substâncias estranhas, sendo presumidas como satisfatórias as águas potáveis, bem como aquelas que tenham pH entre 5,8 e 8,0 e respeitem os seguintes limites da tabela 2.14.

Tabela 2.14 – Requisitos da NBR 6118:1982 relativos a água de amassamento

Substância	Limites
Matéria orgânica	≤ 3 mg/l
Resíduo sólido	≤ 5000 mg/l
Sulfatos (expresso em íons SO_4^{2-})	≤ 300 mg/l
Cloretos (expresso em íons Cl^-)	≤ 500 mg/l
Açúcar	≤ 5 mg/l

Convém observar que os limites mencionados anteriormente já incluem as substâncias trazidas ao concreto pelo agregado. Segundo a referida norma, quando qualquer dos limites não for atendido, o emprego da água estará condicionado ao atendimento de recomendações e limitações decorrentes de estudo em laboratório nacional idôneo.

A NBR 14931:2003 prescreve, através do item 5.3.1, que para o controle da qualidade dos materiais componentes do concreto deve ser obedecido o disposto na NBR 12654:1992.

Segundo a NBR 12654:1992, a água destinada ao amassamento e cura do concreto deve atender aos requisitos exigidos pela NBR 6118:1982. Para qualificação das fontes de água, deve-se efetuar ensaios para determinar o potencial hidrogeniônico (pH), os tempos de início e fim de pega, a resistência à compressão de argamassas, bem como, os teores das seguintes substâncias: sulfetos, cloretos, matéria orgânica (expressa em oxigênio consumido), sólidos dissolvidos, sólidos totais e sólidos em suspensão.

A limitação de sulfatos na água é devida à reação que se produzirá entre eles e o aluminato tricálcico do cimento, resultando na etringita expansiva e, como conseqüência, fissuração, aumento de volume e desagregação progressiva do concreto.

Nas substâncias orgânicas solúveis em éter, estão incluídos os óleos, as gorduras e qualquer outra que possa afetar desfavoravelmente a pega e o endurecimento. Os hidratos de carbono, mesmo em pequena proporção, podem impedir a pega do concreto e por isso não devem ser empregadas águas procedentes de engenhos ou que tenham estado em contato com açúcares, glicoses ou outros hidratos de carbono.

A qualidade da água de amassamento tem o seu papel: impurezas contidas na água podem interferir na pega do cimento, comprometer a resistência do concreto ou provocar o aparecimento de manchas na superfície, como também, resultar em corrosão de armadura. Por esses motivos, deve-se considerar a adequação da água usada no amassamento e na cura do concreto. Devem ser bem diferenciados os efeitos da água de amassamento em relação àqueles causados por águas agressivas. Algumas águas agressivas podem ser inofensivas, ou mesmo benéficas quando usadas no amassamento.

Em muitas especificações, a qualidade da água está contida na cláusula que assegura que a água deve ser potável. As águas potáveis raramente contêm sólidos dissolvidos em concentrações maiores que 2.000 partes por milhão (ppm) e, como regra geral, contêm menos que 1.000 ppm. Para uma relação água-cimento igual a 0,50, este último teor corresponde a 0,05% em relação à massa de cimento, e assim, seria pequeno qualquer efeito dos sólidos comuns. “No entanto, há um caso em que água potável não é adequada para amassamento: é quando existe o perigo da reação álcali-agregado e a água contém teor elevado de sódio ou potássio” (NEVILLE, 1992, p. 329). Se, por um lado, o uso de água potável é em geral, seguro, águas não potáveis, muitas vezes, também podem ser satisfatórias para concreto. Como regra geral, as águas com pH entre 6,0 e 8,0 que não tenham sabor salino servem para

concreto, mas o gosto desagradável ou a coloração escura não significam, necessariamente, presença de substâncias deletérias. Uma maneira simples de determinar se uma água serve para concreto, consiste em comparar o tempo de pega e a resistência da argamassa preparada com água suspeita e com água conhecida como boa ou destilada; não existe diferença apreciável entre o comportamento da água destilada e o da água potável comum. Nos testes comparativos, admite-se uma diferença de cerca de 10% na resistência entre seus corpos-de-prova. Esses ensaios são recomendáveis quando uma água, cujo comportamento em relação ao cimento ainda não for conhecido, contiver sólidos dissolvidos em concentrações superiores a 2.000 ppm, ou, no caso de carbonatos ou bicarbonatos alcalinos, superiores a 1.000 ppm. Também se recomenda esse ensaio no caso da presença de sólidos não encontrados comumente.

As águas com teores elevados de cloretos tendem a causar uma umidade persistente e eflorescências na superfície do concreto. As águas naturais, ligeiramente ácidas, não são prejudiciais, mas as que contêm ácidos húmicos ou outros ácidos orgânicos podem afetar de modo desfavorável o endurecimento do concreto; essas águas, bem como as fortemente alcalinas, devem ser ensaiadas previamente.

Pode ser interessante notar que a presença de algas na água de amassamento resulta em incorporação de ar com uma conseqüente perda de resistência. No que diz respeito à cura do concreto, as águas satisfatórias para o amassamento também são boas para a cura. No entanto, o ferro e a matéria orgânica podem causar manchas, particularmente, se água fluir lentamente sobre o concreto e evaporar-se rapidamente. Pode-se constatar se vão aparecer manchas ou não a partir de uma análise química e pode ser feita uma verificação por meio de ensaios de desempenho (NEVILLE, 1992, p. 332).

É fundamental que a água de cura esteja isenta de substâncias que ataquem o concreto endurecido.

2.4.4 Aditivos

O entendimento de que as propriedades do concreto, tanto no estado fresco como no endurecido, podem ser modificadas pela adição de certos materiais na sua composição é responsável pelo enorme crescimento da indústria de aditivos durante as quatro últimas

décadas. Centenas de produtos estão sendo comercializados hoje e, em alguns países, não é incomum o fato de que 70 a 80% de todo concreto produzido contenha um ou mais aditivos; assim, é absolutamente importante que os engenheiros civis estejam familiarizados com os aditivos comumente empregados, juntamente com suas aplicações e limitações características. (METHA; MONTEIRO, 1994, p. 273).

A classificação dos aditivos é dificultada pela multiplicidade de efeitos produzidos por apenas um produto, motivo pelo qual é necessário determinar ou atribuir-lhe uma ação principal. A classificação mais prática baseia-se na ação fundamental sobre as propriedades tecnológicas do concreto, uma vez que caberá ao engenheiro civil aplicar e escolher os produtos. De maneira geral, pode-se dizer que os efeitos que se procura alcançar com os aditivos são:

- a) melhorar a trabalhabilidade;
- b) acelerar ou retardar a pega;
- c) acelerar o endurecimento nas primeiras idades;
- d) aumentar as resistências após a primeira semana;
- e) aumentar a resistência aos ciclos de congelamento e descongelamento;
- f) diminuir a permeabilidade aos líquidos;
- g) impedir a segregação e a sedimentação do cimento nas caldas de injeção;
- h) criar uma pequena expansão no concreto ou argamassa – utilizados, por exemplo, nas injeções, nos enchimentos dos cabos de concreto protendidos por ancoragem, nos vazios dos agregados pré-colocados (concreto injetados) ou ainda no preenchimento de cavidades;
- i) aumentar a aderência ao agregado e às argamassas e concretos endurecidos;
- j) produzir concreto ou argamassas coloridos e
- l) inibir a corrosão das armaduras.

Dada a enorme diversidade de produtos vendidos como aditivos para concreto, é necessário um conhecimento aprofundado do seu potencial, antes de decidir a sua aplicação, e uma fiscalização severa da qualidade, logo que, num dado canteiro, faça-se a opção pelo uso de tal aditivo. É, efetivamente, necessário assegurar-se de que, no canteiro, as diferentes remessas de aditivos que se recebem são rigorosamente iguais àquelas com que foi feito o estudo inicial, ocasião em que se buscou conhecer as propriedades do produto.

Muitos aditivos, consagrados nacional e internacionalmente, são produtos que, antes de entrarem no mercado, foram submetidos a um processo de pesquisa abrangente; outros, pelo

contrário, são sub-produtos industriais que não foram estudados adequadamente e cujas características não tiveram a sua repetibilidade assegurada.

A uniformidade dos aditivos e do controle de qualidade em sua fabricação é essencial, mas, há produtos que não recebem os cuidados mínimos indispensáveis e, assim, existem aditivos que, empregados no mesmo concreto e nas mesmas doses, produzem efeitos totalmente diferentes devido à falta de um padrão de qualidade que os caracterize.

Existe outro inconveniente no emprego dos aditivos que não se pode atribuir ao produto em si, mas à sua má utilização, ao emprego de doses inadequadas, como por exemplo, esperando que uma dose dupla corresponda a uma dupla ação ou efeito, ou simples ação na metade do tempo. Esse é um grave erro que pode surtir efeitos totalmente indesejáveis e patológicos no concreto, uma vez que existem aditivos que não apenas atendem a essa extrapolação, mas que, empregados em uma outra proporção, produzem efeitos contrários. Dessa forma, antes de se utilizar um determinado aditivo, é preciso considerar seu quadro de indicações, mas também é necessário conhecer o quadro de contra-indicações, o qual é tão importante quanto o primeiro, tendo em vista que os efeitos secundários podem converter-se em efeitos principais, e estes serem indesejáveis na aplicação estudada.

Os aditivos, conseqüentemente, não podem ser usados de forma indiscriminada. O emprego desses materiais deve estar condicionado aos resultados dos ensaios prévios realizados com as doses recomendadas, para o caso específico do concreto a ser utilizado.

De maneira geral, adotam-se as seguintes recomendações no emprego de aditivos ao concreto:

- sempre que possível, deve-se evitar o uso de aditivos, recorrendo-se à execução correta das seguintes etapas: escolha de materiais, dosagem, fabricação e cura, a fim de se obter concretos com propriedades desejadas;
- quando for necessário empregar aditivos por motivos particulares, nunca utilizá-los sem realizar ensaios prévios e sem um controle rigoroso de sua dosagem e das características dos demais materiais componentes do concreto;
- é preciso procurar aditivos de boa qualidade e dos quais se tenham referências, ou seja, que estejam testados e aprovados na prática;
- os aditivos escolhidos devem ser armazenados adequadamente. O produto em pó deve ser conservado em lugares secos, evitando-se a possível formação de torrões por efeito de umidade, bem com alterações de suas propriedades; quando em estado líquido, o material

deve ser protegido do calor e agitado antes de usar para evitar que as sedimentações produzidas tirem a sua uniformidade;

- é preciso tomar precauções indicadas pelo fabricante no caso, pouco freqüente, de serem tóxicos;

- é preciso, ao empregá-los, assegurar-se de que estão dentro de seu prazo de validade;

- é necessário evitar os erros que possam ter origem na confusão entre unidades ou dosagens recomendadas, como por exemplo: cc e cl ou entre tanto por cento e tanto por mil;

- devem-se tomar precauções na colocação e mistura do aditivo no concreto, a fim de que sua repartição seja uniforme e homogênea em toda a massa, visando evitar efeitos indesejáveis;

- pode-se existir incompatibilidade de alguns tipos de aditivo com o aglomerante empregado; assim, um aditivo que dá bom resultado com um determinado tipo de cimento, não o dá com outro. Isso reforça a necessidade de realizar ensaios prévios em laboratório antes de se optar pelo emprego de um determinado produto;

- é importante não se esquecer de que um mau concreto não se pode converter em bom, pelo emprego de aditivos;

- o uso de vários aditivos num mesmo concreto pode provocar grandes problemas face às incompatibilidades em sua mistura;

- a inspeção do aditivo consiste em verificar a sua conformidade com as especificações, tanto quanto possa ser determinado no canteiro; em observar se está armazenado sem contaminação ou deterioração; se é corretamente medido e introduzido na betoneira e se o seu comportamento está de acordo com o que era esperado; e

- é essencial que, para se comparar a ação de um determinado aditivo sobre as propriedades de um concreto padrão, haja, no laboratório, quantidades suficientes dos componentes (cimento, areia, agregados e água), com características rigorosamente constantes durante todo o período de recebimento do aditivo.

Os problemas associados ao mau uso dos aditivos continuam crescendo. A origem da maior parte dos problemas parece estar na incompatibilidade entre um dado aditivo e uma composição do cimento ou entre dois ou mais aditivos que podem estar presentes na mistura. Os tensoativos, tais como lignossulfonatos e os superplastificantes são especialmente sensíveis a efeitos de interação dos íons aluminato, sulfato e álcalis presentes na fase aquosa no início da hidratação do cimento. Perda de ar ou espaçamento adequado entre bolhas de ar, em concreto, contendo superplastificante ou um aditivo mineral excessivamente fino, é um assunto de grande preocupação na indústria de concreto.

Objetivando uma referência fácil, está apresentado na tabela 2.15 a seguir um sumário dos aditivos comumente empregados, sua função principal, substâncias ativas principais, especificação ASTM aplicável e efeitos colaterais possíveis.

Tabela 2.15 – Aditivos comumente empregados em concretos

Função principal	Efeitos colaterais	Denominação Brasileira
<p>Redutor de água Normal</p> <p>Alta Eficiência</p>	<p>Os lignossulfonatos podem incorporar ar e baixar a resistência; os aditivos tipo A (ASTM C 494) tendem a retardar a pega quando empregados em dosagem elevada.</p> <p>Perda de abatimento inicial; dificuldade em controlar o índice de vazios quando é também requerida a incorporação de ar.</p>	<p>P</p> <p>SP</p>
<p>Modificadores de pega Aceleradores</p> <p>Retardadores</p>	<p>Os aceleradores que contêm cloreto aumentam o risco de corrosão de metais embutidos.</p>	<p>A</p> <p>R</p>
<p>Redutores de água e modificadores de pega Redutor de água e retardador Redutor de água e acelerador Redutor de água de alta eficiência e retardador</p>	<p>Ver Tipo P acima Ver Tipo A acima Ver Tipo SP acima</p>	<p>PR PA SPR</p>
<p>Melhoria da trabalhabilidade Diminuição da consistência Redução de segregação</p>	<p>Ver Tipo P acima Perda de resistência inicial quando substitui o cimento. Perda de resistência</p>	<p>P Materiais pozolânicos (NBR 12653) IAR</p>

Tabela 2.15 - Aditivos comumente empregados em concretos (continuação)

Função principal	Efeitos colaterais	Denominação Brasileira
<p>Aumento de resistência</p> <p>Por aditivos redutores de água</p> <p>Por aditivos pozolânicos cimentícios</p>	<p>Ver Tipos P e SP acima</p> <p>Podem melhorar a trabalhabilidade e a durabilidade.</p>	<p>P, SP, PR, SPR</p> <p>Os indicados na NBR 12653 e EB- 208.</p>
<p>Melhoria da durabilidade</p> <p>Ação do gelo</p> <p>Fissuração térmica. Expansão álcali-agregado</p> <p>Soluções ácidas</p> <p>Soluções de sulfatos</p>	<p>Perda de resistência.</p> <p>Perda de resistência nas primeiras idades, exceto quando são empregados aditivos altamente pozolânicos juntamente com redutores de água.</p>	

Fonte: METHA; MONTEIRO, 1994, p. 306.

A especificação brasileira que trata de aditivos é a EB-1763:1992 (Aditivos para concreto de cimento Portland). Há abordagem sobre os tipos de aditivos, as informações mínimas que devem ser apresentadas pelo fabricante, requisitos de desempenho, recomendações sobre inspeção, aceitação e rejeição dos aditivos. Esta especificação estabelece que as propriedades do concreto contendo o aditivo em exame devem ser analisadas comparativamente ao concreto de referência, quanto aos seguintes requisitos: redução de água, tempo de pega, exsudação, resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral ou tração por flexão e mudanças de comprimento. Os ensaios são realizados de acordo com a norma NB-1401:1992 - Verificação de desempenho de aditivos para concreto.

Os ensaios para verificação do desempenho de materiais a serem utilizados como aditivos para concreto são realizados por processo comparativo. Fixa-se uma dosagem de concreto sem aditivo, e realizam-se os ensaios nos concretos frescos e endurecidos estabelecidos na NB-1401:1992. Esta dosagem é denominada dosagem de referência (ou de controle). Prepara-se outra dosagem com aditivos de características semelhantes à primeira e repetem-se os ensaios. Em ambas dosagens, são mantidas as quantidades de cimento e agregados. A quantidade de água deve ser ajustada de modo que a consistência do concreto, determinada pelo abatimento do tronco de cone, seja 50 ± 10 mm.

A NBR 10908 (Aditivos para argamassa e concreto – Ensaio de uniformidade) prescreve métodos para determinação do pH, do teor de sólidos, massa específica e teor de cloretos, que orientam o consumidor na verificação da uniformidade de aditivos de um lote ou diferentes lotes de uma mesma procedência.

Encontram-se resumidamente na tabela 2.16 as principais prescrições das normas brasileiras relativas ao uso de aditivos com cloretos no concreto.

Tabela 2.16 – Teores limites de cloretos, propostos por normas brasileiras

TIPO DE CONCRETO/ NORMAS	CONCRETO ARMADO	CONCRETO PROTENDIDO
EB-1763:1992 Aditivos para concreto de cimento Portland	O fabricante deve indicar o teor de cloretos. A tolerância é de $\pm 10\%$, no caso em que o aditivo contenha mais de 0,1% desta substância.	
NBR 6118:2003 Projeto de estruturas de concreto	Não é permitido o uso de aditivos contendo cloreto na sua composição em estruturas de concreto armado ou protendido.	
NBR 9062: 2001 Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado	Podem ser adicionados ao concreto aditivos com o objetivo de acelerar ou retardar a pega e o desenvolvimento da resistência nas idades iniciais, reduzir o calor de hidratação, melhorar a trabalhabilidade, reduzir a relação água-cimento, aumentar a compacidade e impermeabilidade ou incrementar a resistência aos agentes agressivos e às variações climáticas, desde que atendam às especificações de Normas Brasileiras ou, na falta destas, se as propriedades tiverem sido verificadas experimentalmente em laboratório nacional especializado.	Os aditivos empregados, seja no concreto, como na argamassa em contato com a armadura de protensão, inclusive a argamassa de injeção, não devem conter ingredientes que possam provocar corrosão do aço, em particular a corrosão sob tensão, sendo rigorosamente proibidos aditivos que contenham cloreto de cálcio ou quaisquer outros halogenetos.

2.5 INFLUÊNCIA DAS ETAPAS DE FABRICAÇÃO DO CONCRETO

2.5.1 Transporte e Armazenamento dos Agregados

Quando do transporte dos agregados ao canteiro, deve-se adotar cuidados que impeçam a contaminação dos materiais com os recipientes sujos do veículo ou com outras partículas presentes no meio ambiente.

No canteiro, o agregado pode ser armazenado em silos especialmente construídos para este efeito, ou, mais simplesmente, em baias ou pilhas. Para garantir a sua homogeneidade, recomenda-se adotar os seguintes cuidados:

- evitar a segregação;
- impedir a contaminação com substâncias estranhas;
- evitar a ruptura das partículas de modo a não alterar a granulometria;
- uniformizar a umidade.

Cuidados devem ser dispensados no descarregamento do agregado graúdo, a fim de evitar a sua segregação, motivo pelo qual o descarregamento não deve ser feito em grandes alturas e nem propiciar o rolamento dos grãos.

O local de armazenamento dos agregados deve possuir fácil drenagem, principalmente se não for coberto. A depender do local, pode existir possibilidade de contaminação dos agregados com substâncias estranhas (folhas de árvores, açúcares, etc.), as quais afetam a pega e endurecimento do cimento, podendo provocar pontos fracos no concreto.

Durante as operações de transporte e armazenamento não se deve permitir que se desloquem quaisquer cargas sobre os agregados, como dispositivos de transportes (caçambas, retroescavadeira, etc.) ou de regularização, que podem quebrar suas partículas, alterando a granulometria e gerando grandes quantidades de pó.

2.5.2 Amassamento

Como a finalidade principal da operação de mistura dos materiais consiste em revestir todas as partículas dos agregados com a pasta de cimento, formando um todo homogêneo, atenção

deve ser dada para que esta homogeneidade não seja afetada no descarregamento do concreto da betoneira. A eficiência dos misturadores está relacionada aos seguintes critérios:

- homogeneidade do concreto fabricado, em especial da dosagem de cimento por unidade de volume;
- resistência do concreto amassado e sua dispersão;
- percentagem de materiais que ficam aderentes às diferentes peças do tambor após a descarga;
- velocidade de descarga.

Quanto a ordem de introdução dos componentes na betoneira, convém assinalar que não há regras para a melhor ordem, pois esta ordem depende também do tipo de betoneira e da natureza do concreto. Uma boa prática, consiste em não colocar o cimento em primeiro lugar, pois se a betoneira estiver seca, perde-se grande parte dele, e se estiver úmida haverá muito cimento a revesti-la. Em geral, o melhor sistema consiste em lançar primeiro uma parte da água e logo a seguir todos os sólidos, simultaneamente, e por fim o resto da água. Para o uso de aditivos, microssilica e demais adições, recomenda-se, em princípio, seguir as orientações dos fabricantes. Contudo, caberá ao tecnologista identificar o melhor procedimento.

O tempo de amassamento varia com o tipo de equipamento e com a sua capacidade. Cuidados devem ser dispensados, a fim de que o concreto obtenha a uniformidade desejada. Convém lembrar que há sempre tendência para amassar o concreto o mais rápido possível, com o fim de aumentar o rendimento, motivo pelo qual é imprescindível conhecer o tempo mínimo necessário de mistura. Joisel (apud COUTINHO, 1973, p. 455-456) considera o número de rotações do tambor como o mais importante fator para garantir a homogeneidade do concreto, e não o tempo mínimo de amassamento. O prolongamento do amassamento, além dos limites indicados, provoca uma alteração na granulometria e um aumento nos elementos finos, especialmente se o inerte é muito abrasivo; recomenda-se por isso que o tempo de amassamento não exceda três vezes o tempo, ou o número de rotações indicados.

A tabela 2.17 apresenta os tempos mínimos de mistura recomendados pelo Bureau of Reclamation e pelo American Concrete Institute.

Tabela 2.17 – Tempos mínimos de mistura propostos por normas americanas

Capacidade da betoneira (litros)	Tempo mínimo de amassamento (minutos : segundos)	
	Bureau of Reclamation	American Concrete Institute
≤ 750	1:30	1:00
1500	1:30	1:15
2250	2:00	1:30
3000	2:30	1:45
3750	2:45	2:00
4500	3:00	2:15

Fonte: COUTINHO, 1973, p. 455

De um modo geral, pode-se dizer que, nos casos correntes, o número de rotações do tambor por minuto é 8 nas betoneiras misturadoras, de 30 nos equipamentos de eixo horizontal e 40 nos de eixo inclinado. Como há, para cada betoneira, uma velocidade ótima do tambor, acima da qual se corre o risco de centrifugar os materiais, o tempo de amassamento e o número de rotações estão interligados. Em geral, admite-se como equação da velocidade ótima de rotação o seguinte:

$$V = \frac{20}{\sqrt{D}}; \quad (2.20)$$

Onde V é a velocidade, em rotações do tambor por minuto e D é o diâmetro do tambor em metros.

A duração do amassamento, t , é, portanto, função do número de rotações do tambor, n , e, em segundos, vale: $t = 3n\sqrt{D}$. Os valores deste parâmetro, em função do tipo de betoneira, são iguais a $25\sqrt{D}$, $90\sqrt{D}$, $120\sqrt{D}$, correspondentes às misturadoras de eixos vertical, horizontal e inclinado, respectivamente.

Segundo a NBR 6118:1982, o tempo mínimo, em segundos, será $120\sqrt{D}$, $60\sqrt{D}$, ou $30\sqrt{D}$, conforme o eixo da misturadora seja inclinado, horizontal ou vertical, respectivamente, sendo D o diâmetro da misturadora, em metros.

A NBR 7212:1984, através do item 4.4.5, prescreve que devem ser obedecidas as especificações dos equipamentos no que diz respeito ao tempo de mistura, velocidade e número de rotações.

No caso do concreto pré-misturado, a operação de mistura é agravada com o transporte, uma vez que a distância de transporte pode influenciar na qualidade do concreto. A principal condição a ponderar é a possível perda de trabalhabilidade entre o início do amassamento e o lançamento do concreto. Deve-se tomar precauções para minimizar a diminuição do índice de consistência, adotando-se algumas das medidas:

- empregando aditivo retardador;
- diminuindo a temperatura do concreto fresco;
- evitando cimento e agregados quentes.

Como conclusão do que se descreve, pode-se apresentar o seguinte resumo sobre a operação de mistura:

- O amassamento deve ser realizado até que o concreto tenha uma consistência e cor uniformes. É imprescindível que o operador possa observar o concreto, de modo a notar a sua consistência, fazendo qualquer pequena correção com colocação de água, que não deve exceder a quantidade total prevista.
- A betoneira não deve ser carregada além de sua capacidade, o que acarretaria em concreto pouco uniforme, impondo ainda tensões e deformações excessivas ao equipamento.
- A instalação do equipamento deve ser feita de modo que o seu eixo de rotação fique na posição correta. Uma instalação inadequada produz misturas defeituosas, acarretando também maiores esforços às partes mecânicas do equipamento.
- A betoneira deve ser capaz de produzir concreto uniforme, de modo que a percentagem das partículas maiores do agregado graúdo, no fim da descarga, não difira mais de 20% das que saíram no princípio da descarga. Para minimizar o risco de ninhos de pedras, devido ao excesso de agregado graúdo na parte da mistura, é conveniente descarregá-la toda num depósito próprio e não em pequenas porções, para carrinhos de mão.
- É necessário que a betoneira funcione com a velocidade indicada pelo fabricante, a qual deve ser verificada com freqüência.
- Parte da argamassa da primeira amassada pode ficar aderente à superfície interna do tambor. Para corrigir este problema, recomenda-se utilizar previamente uma amassada sem o agregado graúdo, descartando-a em seguida.
- A eficiência da betoneira é reduzida quando as pás e a superfície interna do tambor contêm quantidades consideráveis de concreto aderente. É, portanto, necessário proceder à limpeza regular no fim de cada dia de trabalho, para impedir que o concreto endureça.

- O desgaste das pás e a sua deformação reduzem a eficiência. O desgaste do sistema de descarga também resulta, eventualmente, na perda de componentes. Atenção deve ser dada à manutenção destas peças.

2.5.3 Transporte

A condição fundamental a que o sistema de transporte deve obedecer é a de não provocar a segregação, não permitindo a perda de argamassa ou pasta de cimento, nem promovendo a separação entre o agregado graúdo e a argamassa.

A segregação do concreto dá-se porque este não é uma combinação homogênea, mas uma mistura de materiais com partículas de diferentes dimensões e massas específicas. Em consequência, logo que se descarrega o concreto da betoneira, há forças internas e externas que atuam para separar os constituintes não semelhantes. Ocorrendo a segregação dos componentes durante o transporte, esta dificilmente será eliminada nas operações subseqüentes, motivo pelo qual tem que ser evitada, e nunca corrigida após sua ocorrência. É necessário que o sistema de transporte seja suficientemente rápido para que não haja perda de trabalhabilidade e organizado de tal forma que, durante a colocação de qualquer camada, não haja interrupções que conduzam à formação de planos de fraqueza ou de junta de trabalho fora dos locais previstos.

O sistema de transporte do concreto desde que é descarregado da betoneira até ao local de sua colocação depende do tipo da obra e impõe muitas vezes a trabalhabilidade que tem de ser obtida.

Os cuidados indicados, a seguir, visam minimizar as dificuldades enfrentadas pelo construtor quanto a operação de transporte.

Deve-se evitar a vibração no transporte descontínuo de pequenas porções, em carros de mão ou veículos motorizados, para que o concreto não chegue compactado ao seu destino, dificultando a sua descarga, motivo pelo qual o caminho deve ser o mais regular possível.

Quando o transporte é feito por equipamentos dotados de locais de armazenamento com superfície específica elevada (carros, basculantes ou não, caminhões, etc.) e em clima quente

e seco, a evaporação pode ser importante, tornando-se necessário cobrir o equipamento ou utilizar caminhões munidos de tambores com movimento de rotação (agitadores).

O uso de caminhões sem agitação promove quase sempre o fenômeno da exsudação da água nos concretos úmidos e a compactação dos concretos secos. Para evitar estas dificuldades, recomenda-se analisar a possibilidade do emprego de aditivos incorporadores de ar e adotar índice de consistência entre 20 e 80mm.

A queda livre, principalmente se for longa, tem a desvantagem de produzir a segregação e a secagem do concreto, constituindo-se em um método bastante crítico de transporte. Quando se emprega este procedimento, o concreto deve ser remisturado na parte inferior do percurso, passando, por exemplo, através de um tubo em forma de funil ou caindo só depois de ser ter acumulado uma certa porção. Descarrega-se, por exemplo, num silo tremonha de onde se transporta até o local de colocação em carrinhos de mão ou outros meios. Quando tiver de correr livremente através de um plano inclinado, o concreto deve possuir a trabalhabilidade e coesão necessárias.

A segregação da argamassa e do agregado graúdo na tremonha das bombas pode provocar o entupimento dos tubos, mesmo curtos. Para eliminar a segregação e os seus efeitos perniciosos, todos os equipamentos de bombeamento devem possuir um remisturador. Este dispositivo aumenta a velocidade do bombeamento, porquanto tende a tornar mais plástico o concreto da tubulação. Ao começar a operação de bombeamento, é conveniente utilizar apenas a argamassa do concreto (cerca de 2,5 litros por cada metro de tubulação). Recomenda-se limpar a bomba e a tubulação no fim do trabalho diário.

A utilização de bombas garante a homogeneidade do concreto, visto que não há possibilidade de passar o menor ninho de pedras. Como são os elementos mais finos do concreto que contêm a maior parte da água, devido ao efeito parede, estes ficam em contato com a superfície interna do tubo, sendo, portanto, os elementos mais finos da argamassa que promovem a lubrificação dos tubos. As dificuldades para o bombeamento nascem quando tal camada desaparece, o que se pode dar de dois diferentes modos: entrada de ninhos de pedras e concretos demasiadamente úmidos, sem coesão, com exsudação excessiva ou com pouca quantidade de areia.

Na dosagem do concreto bombeável deve-se levar em conta os seguintes parâmetros: natureza do agregado (textura superficial, forma e absorção), granulometria, dosagem de cimento,

dosagem de água, teor de ar e trabalhabilidade (considerando segregação e exsudação). Além destes parâmetros, característicos da composição, há outros fatores externos, de natureza mecânica, que também influem na menor ou maior facilidade da operação de bombeamento e não podem ser avaliados em ensaios de laboratório. Tais fatores são: tipo e estado do equipamento, distância de bombeamento, altura de bombeamento, diâmetro da tubulação, número de curvas, frequência e duração das interrupções.

A NBR 14931:2003 estabelece através do item 9.4 prescrições relativas ao transporte do concreto na obra, onde há citações concernentes à mencionada operação, bem como, referentes ao intervalo máximo entre o instante em que a água de amassamento entra em contato com o cimento e o final da concretagem.

2.5.4 Lançamento

O lançamento do concreto compreende três etapas fundamentais: a preparação da superfície para o receber, o lançamento propriamente dito e a maneira como deve ficar depositado, de modo a receber eficazmente o método de compactação. É necessário exercer uma vigilância muita cuidadosa nesta operação, porquanto, se é mal executada, resulta um trabalho de má qualidade, mesmo que o concreto produzido tenha um elevado grau de perfeição. Nesta operação, a mão-de-obra desempenha um papel fundamental, e deve ser, por conseguinte, convenientemente esclarecida e rigorosamente fiscalizada.

A preparação do local onde se vai colocar o concreto para o início ou prosseguimento da concretagem depende essencialmente do tipo de trabalho. Há, contudo, quatro recomendações de caráter geral que é necessário ter sempre em consideração:

- evitar a contaminação do concreto com substâncias estranhas;
- a superfície de encontro à qual se vai lançar não deve absorver a água do concreto e por isso convém estar saturada;
- deve-se evitar a presença de água livre na superfície, motivo pelo qual esta deve ser limpa de modo a fazer desaparecer todas as poças e locais onde se acumula;
- o concreto deve ser dosado para suportar o efeito parede produzido pela superfície de encontro à qual se vai concretar.

O lançamento do concreto sobre uma camada já endurecida exige adoção de cuidados especiais quanto à remoção de todas as substâncias estranhas. Caso o concreto da última

camada possua muita água e tenha sido muito trabalhado durante ou após a colocação, é provável que apresente porosidade e baixa resistência em sua parte externa, motivo pelo qual recomenda-se remover a pasta de cimento superficial para se obter uma boa ligação. Caso contrário, se o concreto é duro e consistente e tiver sido pouco trabalhado, obter-se-á uma superfície com condições para permitir uma ligação melhor.

A localização das juntas de trabalho é muito importante para qualidade do concreto armado, devendo ser evitada a execução de juntas em locais em que as tensões tangenciais sejam elevadas.

Antes do lançamento do concreto, as armaduras devem estar isentas de impurezas, pinturas ou revestimento de óleo, lama, argamassa seca, etc., devendo-se, então, limpá-las com escova de aço, jatos de areia ou outros meios. Urge serem firmemente colocadas na sua correta posição, distanciadas da superfície, conforme projeto, através de espaçadores especialmente fabricados para este fim. É necessário que se inspecionem cuidadosamente as dimensões, linearidade, espaçamento e localização das armaduras. Todas as peças que vão ficar inseridas no concreto deverão ser também firmemente colocadas na posição prevista, antes do lançamento do concreto, como buchas, tubulações, condutos, etc. Tais peças não podem afetar a posição das armaduras, nem serem colocadas de modo a reduzir apreciavelmente a resistência da construção. Antes de cada concretagem é preciso, portanto, realizar uma inspeção final para verificar se todas as substâncias estranhas foram removidas, se as formas estão na posição prevista e se mantêm estanques e as armaduras estão corretamente colocadas, fixas e limpas.

Quando o concreto sai do sistema de transporte que o conduziu até ao local de aplicação, é necessário adotar as precauções convenientes para evitar as segregações e o deslocamento ou deformações dos moldes e das armaduras. Muitos dos defeitos que aparecem na estrutura resultam da falta de cuidados no lançamento do concreto nas formas.

Cuidados especiais urgem ser adotados quanto à altura de queda do concreto. Quando esta é grande, provavelmente resultará em segregação do concreto e danificação das formas e das peças que lhe estejam ligadas; as armaduras são susceptíveis de deslocamento e tanto elas como as paredes da forma, acima do nível de colocação, ficam revestidas por argamassa, que pode secar antes do concreto atingir o nível superior. Os ninhos de pedras que muitas vezes aparecem na base dos pilares são o caso mais freqüente de acidentes devidos a esta causa.

Caso a altura não seja grande, uma tremonha que alimente um tubo vertical evita a segregação e conserva as armaduras limpas. Uma boa prática no enchimento de fôrmas estreitas e profundas é utilização gradual de concreto mais consistente à medida que as camadas superiores são atingidas. Este procedimento evitará a demasiada exsudação da água nas camadas superiores, a qual prejudicaria a qualidade do concreto.

Muitas vezes, o espaço entre as armaduras, em paredes delgadas e em pilares, é insuficiente para permitir a inserção de calhas ou tubos de queda, ou de qualquer outro dispositivo que amortea a queda livre do concreto. Um outro aspecto é que a visibilidade fica limitada a 1 ou 1,5m da parte superior, de modo que a compactação do concreto a partir do topo do molde é feita sem a observação conveniente. Por isso, é de boa prática construir a forma de modo que um lado seja feito por painéis, com 1 a 1,5m de altura, que se colocam uns após outros, à medida que o concreto vai subindo. Também podem ser deixadas aberturas nas formas, por exemplo, de metro a metro, através das quais se fazem o lançamento e adensamento. Caso as formas estiverem convenientemente projetadas, é fácil tamponar estas aberturas com painéis.

A massa do concreto deve ser colocada tão próximo quanto possível da sua posição final, em camadas horizontais, sendo cada uma delas completamente compactada antes de se colocar a camada seguinte. Tanto quanto possível, cada camada deve ser colocada numa só operação, dependendo da espessura, dimensão e forma da secção, da consistência, do espaçamento das armaduras, do método de adensamento e da necessidade de lançar a camada seguinte antes da anterior ter iniciado a pega. O lançamento do concreto em volumes de muita espessura apresenta o perigo de produzir zonas horizontais entre volumes, cheias de vazios, os quais são portas abertas aos agentes externos e zonas de baixas resistências mecânicas.

No concreto armado, as camadas, em geral, têm de 15 a 30 cm de espessura e necessitam ser lançadas com velocidade suficiente para formarem uma única peça, evitando-se as juntas frias, juntas de concretagem e planos de fratura, que resultam quando o concreto fresco é lançado sobre o concreto com a pega iniciada. A velocidade de colocação não deve ser tão rápida que os operadores não possam compactar apropriadamente, em especial, ao redor das armaduras. Contudo, quanto mais depressa puder ser lançado sem prejudicar as formas e o adensamento, melhores serão os resultados obtidos. O espalhamento pode ser realizado manualmente, com auxílio de uma pá, até se obterem as espessuras indicadas.

A NBR 14931:2003 estabelece, dentre outros, através do seu item 9.5 cuidados quanto à remoção de detritos, posicionamento das armaduras, contaminação do concreto, procedimento para o lançamento, inclinação para o lançamento, segregação dos componentes, adequação da consistência do concreto à geometria da peça e relação entre lançamento, adensamento e acabamento do concreto.

2.5.5 Adensamento

O processo de vibração consiste numa distribuição de energia mecânica na massa do concreto, que se opõe às ligações de contacto, suprimindo o atrito interno correspondente, o que facilita o adensamento dos componentes do concreto, permitindo assim a expulsão do ar aprisionado no seu interior. A vibração é normalmente horizontal; ao utilizar-se a vibração vertical, muito comum na fabricação de pré-moldados, há vantagem em se exercer forças de vibração na direção em que se faz a compactação, auxiliando com isso a ação da gravidade no adensamento e o rearranjo das partículas sólidas.

Quando se utiliza a vibração do concreto, os seus componentes ficam sujeitos a movimentos oscilatórios que lhes são comunicados pelo equipamento empregado. A vibração confere diferentes acelerações às partículas adjacentes, rompendo momentaneamente o contato entre elas, o que permite a ação da gravidade, arrumando as partículas em uma posição de equilíbrio mais estável.

A massa de concreto em vibração põe em jogo forças de duas categorias: as forças de vibração e as de viscosidade, que são, aliás, uma consequência das primeiras. Logo que se estabelece o equilíbrio entre estas duas forças, o concreto atinge o máximo da compactidade correspondente. Esta condição depende, portanto, da intensidade destas forças; as primeiras são função das características da vibração (frequência e amplitude) e as segundas da composição (granulometria, dosagens de água e cimento, aditivos, etc.) e da natureza dos componentes. Para modificar a compactidade é imprescindível alterar ambas ou qualquer das duas características.

Efetivamente, as partículas que compõem o concreto não vibram todas em fase, como as partículas de um sólido indeformável, assim como também possuem amplitudes diferentes; tanto a defasagem como a amplitude dependem das dimensões das partículas. Na tabela 2.18 indicam-se valores de frequências de vibrações efetivas para diferentes diâmetros, onde se

evidencia o interesse de um regime vibratório, com diversas freqüências sobrepostas que permita estender o efeito da agitação a uma extensa gama de grãos.

Tabela 2.18- Maiores dimensões das partículas susceptíveis de entrarem em vibração em função da freqüência com que são solicitadas.

Freqüência (períodos por minuto)	d (mm)
600	300
1500	60
3000	15
6000	4
12000	1

Fonte: COUTINHO, 1973, p. 501

Teoricamente, há também vantagem em aumentar a freqüência e diminuir a amplitude à medida que a consolidação progride, visto que o espaço disponível para o movimento oscilatório das partículas é cada vez menor. Mas deve-se notar que, sob uma vibração de baixa freqüência, todo o conjunto sofre um movimento tal que a argamassa e os inertes de maiores dimensões têm a mesma amplitude; pode até acontecer que estes tenham, por ressonância, uma amplitude maior que a argamassa e haverá então uma agitação do esqueleto dos inertes sem que por isso se produza uma liquefação da argamassa, não se dando, portanto a consolidação. Mas, se aumentar a freqüência, os inertes de maiores dimensões passam a ter uma amplitude muito pequena, ficam quase imóveis, e toda a energia cinética se acumula na argamassa (COUTINHO, 1973, p. 501-502).

Uma vibração mal feita pode ocasionar problemas no concreto, os quais aparecerão com sintomas patológicos diferentes, embora os mais freqüentes sejam ninhos de pedras e bolhas.

O vibrador empregado no adensamento do concreto deve ser adequado às suas características. As recomendações do fabricante relativas à freqüência, amplitude e potência devem ser atendidas. É preciso considerar que as freqüências altas atuam sobre os grãos finos, enquanto as baixas atuam sobre os agregados graúdos, motivo pelo qual atenção especial deve-se ter quando da escolha de uma ou outra freqüência. Em geral, para os agregados usados em

elementos estruturais, as frequências podem oscilar entre 3000 e 12000 rotações por minuto. A amplitude e a potência dependem do volume dos elementos a serem vibrados; os vibradores de agulhas de pequena potência são adequados para vigas, pilares, lajes, placas etc., mas exigem várias introduções do vibrador e, conseqüentemente, seu rendimento é pequeno na concretagem de grandes maciços.

Quando o vibrador não é capaz de unir as camadas subjacentes, cria-se uma interfase entre camadas de características pouco uniformes e, em geral, fraca, por ser formada pela argamassa, originada da vibração da camada inferior e o agregado segregado da camada superior que está sendo lançada.

Outro efeito indesejável que também pode acontecer durante a vibração mal efetuada é a perda de aderência do concreto com as armaduras; esse fenômeno ocorre facilmente em concretos secos, caso, por descuido, tenham sido vibradas as armaduras.

Um erro também freqüente consiste em colocar água no concreto, pensando que, embora o concreto piore com água, possa melhorar com a vibração. Os que assim atuam conseguem concretos muito estratificados, de má qualidade e com excesso de pasta na superfície.

Em resumo, o trabalho com vibradores faz-se observando-se as seguintes recomendações:

- O espaçamento de vibradores aplicados aos moldes depende da peça e da espessura do concreto a vibrar. Tal processo exige moldes resistentes, geralmente metálicos, bem estanques, pois grande parte do trabalho realizado destina-se a vibrá-los. A posição dos vibradores muitas vezes tem de ser alterada durante a colocação do concreto. Os últimos 50 cm precisam ser adensados por outro processo, porque facilmente se obtêm bolhas de ar com este tipo de vibração, particularmente próximo do topo da camada.
- O emprego de vibradores de superfície, quando mal aplicado, durante intervalos de tempo demasiadamente longos, pode trazer à superfície excesso de elementos finos, resultando uma camada superficial de qualidade inferior.
- O uso de vibradores de imersão requer a determinação prévia do raio de ação do equipamento. Este procedimento consiste em colocar o vibrador no centro da massa e introduzir barras de aço com 20 mm de diâmetro e comprimento igual ao da agulha, a diferentes distâncias do vibrador. Quando este entra em ação, as barras penetram-se no concreto tanto mais profundamente quanto mais próximos estiverem do vibrador. O raio de ação, R , é considerado como igual à distância a que a barra se insere totalmente em 60

segundos. Para trabalhar corretamente com o equipamento bastará portanto colocá-lo a distâncias de 2R. Quando se desconhece o raio de ação, recomenda-se que a agulha seja aplicada a distâncias de 0,5 a 1,0 m.

- A agulha não deve ser deslocada horizontalmente.
- A agulha deve ser introduzida e retirada verticalmente a velocidade constante. A agulha deve ser retirada com velocidade entre 5 e 8 cm/s, de modo que a cavidade formada pelo vibrador feche-se naturalmente. Caso a cavidade não se feche com esta velocidade, isto significa que o concreto não possui trabalhabilidade própria para ser vibrado por este processo.
- A espessura da camada a ser vibrada não poderá ser superior ao comprimento da agulha. Esta deve ser imersa em toda espessura do concreto colocado, penetrando também 2 a 5 cm na camada inferior, se o concreto ainda estiver plástico ou possa ser levado a este estado, evitando-se assim um plano com resistência inferior, na junção das duas camadas, como se fosse uma junta de concretagem. Convém evitar o emprego de camadas com espessura superior a 50 cm, porque o equipamento não tem, normalmente, capacidade para expelir o ar da parte inferior, obtendo-se uma zona não adensada, com ninhos de pedras e outros defeitos.
- A agulha não deve ser introduzida a uma distância muito próxima do molde, para não deformá-lo e evitar formação de bolhas e de calda de cimento ao longo das formas.
- O tempo de vibração, em geral, deve ser de 5 a 30 s, dependendo da trabalhabilidade do concreto. Caso apareça calda de cimento com mais de 2 mm de espessura, é sinal de que se começa a obter segregação. O término da operação ocorrerá quando a superfície apresenta-se lisa, brilhante, sem excesso de argamassa e no instante em que desaparece ou diminui sensivelmente a saída de bolhas de ar.

A NBR 14931:2003 prescreve, através do seu item 9.6, requisitos relativos à escolha do vibrador, aos de cuidados durante o adensamento, ao limite máximo da espessura da camada, a distribuição do concreto, a segregação dos componentes do concreto e a colocação, posicionamento e retirada do vibrador.

2.5.6 Cura

Sabe-se que a resistência do concreto é afetada pelas condições do ambiente. O concreto após a pega do cimento, continua a ganhar resistência, desde que não falte a água necessária para a continuação das reações de hidratação. Portanto, a cura é a última de todas as operações

importantes da construção. Caso o concreto não esteja protegido da ação do sol e do vento e das baixas umidades do ar, a água evapora-se tanto mais facilmente quanto mais jovem for o concreto. Para impedir a evaporação da água de amassamento, é prudente empregar o método mais adequado e compatível com as características e funcionalidade das peças. Quanto maior o período de cura do concreto tanto maior será a sua resistência mecânica, a impermeabilidade, a resistência o desgaste e aos ataques químicos. O tempo de cura varia de acordo com o tipo de cimento empregado e as condições ambientais em que se encontra (CÁNOVAS, 1988, p. 61). Na prática, contudo, é necessário conciliar os requisitos da qualidade com os da economia. Na tabela 2.19 encontram-se os tempos mínimos de cura, em ambientes marinhos, recomendados pelo CEB.

Tabela 2.19- Tempos mínimos de cura, em ambientes marinhos, para os diferentes tipos de cimento.

Tipo de cimento	Tempo de cura (dias)	
	Protegido	Desprotegido
Portland Comum	07	10
Siderúrgico	10	15
Pozolânico	20	30

Fonte: CÁNOVAS, 1988, p.61

Entende-se como concreto não protegido aquele que está exposto à ação do vento e do sol.

A NBR 14931: 2003 (Execução de estruturas de concreto), através do item 10.1, prescreve que o concreto deve ser curado e protegido contra agentes prejudiciais enquanto não atingir o endurecimento satisfatório, objetivando evitar a perda de água pela superfície exposta, obter uma superfície com resistência adequada e assegurar a formação de uma capa superficial durável.

A referida norma menciona que os agentes deletérios mais comuns ao concreto em seu início de vida são mudanças bruscas de temperatura, secagem, chuva forte, água torrencial, congelamento, agentes químicos, bem como choque e vibrações de intensidade tal que possam produzir fissuras na massa de concreto ou prejudicar a sua aderência à armadura. Prescreve que o endurecimento do concreto pode ser acelerado por meio de tratamento térmico ou pelo uso de aditivos que não contenham cloreto de cálcio em sua composição,

devendo ser devidamente controlado, não se dispensando as medidas de proteção contra a secagem. Estabelece, também, que os elementos estruturais de superfície necessitam ser curados até que atinjam resistência característica à compressão (f_{ck}), de acordo com a NBR 12655, igual ou maior que 15 MPa. Finalmente, exige que a água de cura seja potável ou satisfaça as prescrições da NBR 12654.

A seguir, são listados alguns cuidados adotados quando do emprego de diferentes métodos de cura:

- o método de conservação (ou não retirada) dos moldes só é recomendável quando as formas impedem a secagem através da maior parte da superfície; não se aplica a peças com grandes áreas expostas, como pavimentos, etc.;
- a cobertura das superfícies expostas com água, areia, serragem ou qualquer outra substância que retenha água, só é aplicável após a pega do cimento;
- a aspersão com água em intervalos freqüentes é um procedimento que se usa com precaução, evitando secagens demasiadamente profundas, para não haver fadiga superficial devida às retrações e expansões freqüentes e intensas, o que aumentaria a fissuração superficial e diminuiria a resistência da camada externa;
- a cobertura das superfícies com substâncias impermeáveis requer que as extremidades fiquem bem presas, evitando a secagem através delas;
- a aplicação de membranas de cura pode ocorrer antes ou depois da pega, contudo o melhor instante é aquele em que desaparece a água livre da superfície, isto é, quando desaparece o brilho característico da água livre e a superfície se torna ofuscada. A película a ser criada não pode ser incolor, para que se possa identificar, à vista, os locais em que está aplicada. A cor clara é conveniente para não absorver a radiação solar, o que impedirá a subida da temperatura do concreto e a evaporação da água de amassamento. As membranas não devem criar dificuldades para as ligações posteriores do novo concreto ou argamassa, caso necessário.

O teor de água do concreto fresco é consideravelmente superior ao mínimo necessário para se combinar quimicamente com o cimento. Entretanto, uma apreciável perda de água de mistura, devido à evaporação, por exemplo, pode reduzir, ou mesmo impedir, uma completa hidratação do cimento. Recomenda-se o controle da evaporação por adequada proteção e cura. É importante impedir a redução do teor de umidade da pasta tão logo o concreto seja lançado.

Tal redução tende a reduzir a hidratação. A perda de umidade, nesse estágio, poderá causar também retração por secagem e o aparecimento de fissuras.

A retração do concreto depende de muitos fatores, e um deles é a dosagem do próprio concreto. Caso o concreto esteja corretamente dosado, os fatores climáticos são os que poderão influir na retração fazendo com que esta alcance valores variáveis de 0,1 a 1 mm por metro. Além da dosagem do concreto, os fatores que intervêm na retração, tanto na hidráulica como térmica, são a umidade relativa do ar e sua temperatura; a velocidade do vento; a ação direta do sol; a exsudação do concreto e sua temperatura; a relação superfície/volume dos elementos e outros.

O ábaco da figura 2.9 permite, dadas as condições de vento, temperatura ambiente e do concreto e umidade relativa, calcular a velocidade de evaporação por metro quadrado de superfície. No quadro ao lado do ábaco, na mesma figura, pode-se perceber que o aparecimento de fissuras superficiais inicia-se numa velocidade de evaporação de 0,5 a 1,4 $\ell/m^2/h$, devendo ser tomadas as devidas precauções para uma cura adequada, que impeça as deformações e a formação das conseqüentes fissuras, das quais é muito difícil interromper a evolução (CÁNOVAS, 1988, p. 167).

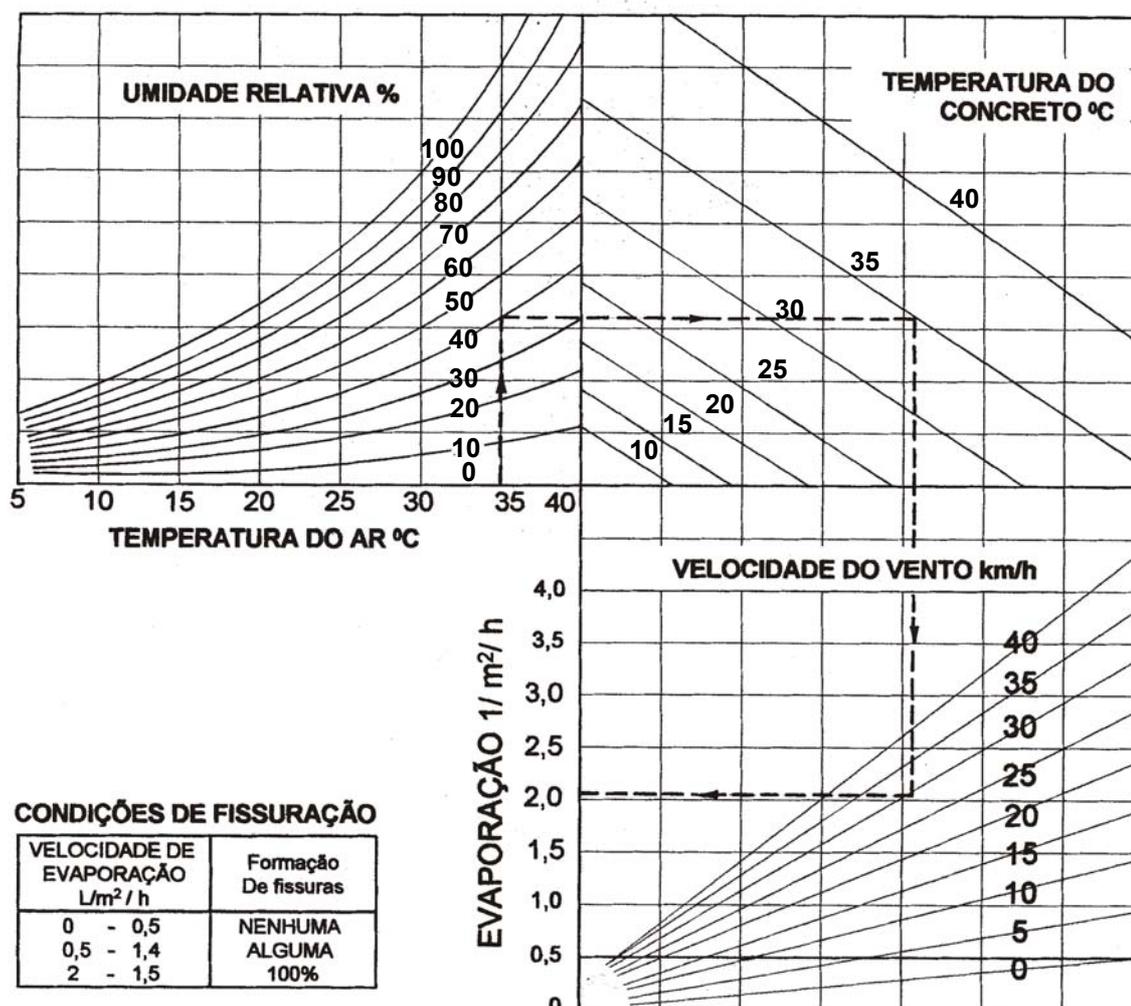


Figura 2.9 Influência da velocidade e temperatura do ar e do concreto sobre a evaporação da água do concreto

Fonte: CÁNOVAS, 1988, p.168

Com uma velocidade de evaporação de $1,5 \text{ l/m}^2/\text{h}$, existe uma possibilidade de 100% de aparecimento de fissuras, o que exige que o procedimento de cura adotado impeça a brusca evaporação da água, bem como o depósito de sais sobre as superfícies dos elementos que, atuando como eletrólitos, facilitam os processos corrosivos que teriam lugar pela ocorrência de fissuras.

Considerando o ábaco da figura 2.9, observa-se que para uma temperatura ambiente de 35°C , com uma umidade relativa do ar de 40%, temperatura do concreto de 35°C e velocidade do vento de 30 km/h , a velocidade de evaporação será de $2 \text{ l/m}^2/\text{h}$, o que equivale à

probabilidade de 100% de formação de fissuras; por conseguinte, devem ser extremadas as precauções para uma cura eficaz.

Na figura 2.10, indica-se a duração aproximada do tratamento de cura de concretos fabricados com cimento Portland comum, em função da temperatura ambiente e a umidade relativa do ar. O vento seco e o aumento de temperatura influenciam, significativamente, na rápida secagem do concreto, acarretando uma série de efeitos patológicos mais ou menos intensos, pelos seguintes motivos:

- quando a evaporação da água é mais rápida que o aumento de resistência, a retração ocasionará, como já mencionado, a fissuração;
- caso a secagem seja grande, é possível que não exista água suficiente para a hidratação do cimento, propiciando desagregação mais ou menos superficial e afetando a resistência do concreto.

Vale salientar que o problema ocorrerá com maior intensidade em peças nas quais a relação superfície/volume é grande.

Considerando as condições climáticas de Salvador (umidade relativa do ar mínima de 70% e temperatura ambiente entre 24 e 32°C), de acordo com a figura 2.10, a cura do concreto, nesta capital, deve ocorrer durante 3 ou 4 dias, no mínimo. Este período poderá ser reduzido, caso a velocidade do vento seja inferior a 5km/h e a temperatura do concreto não ultrapasse a 35°C, conforme figura 2.9.

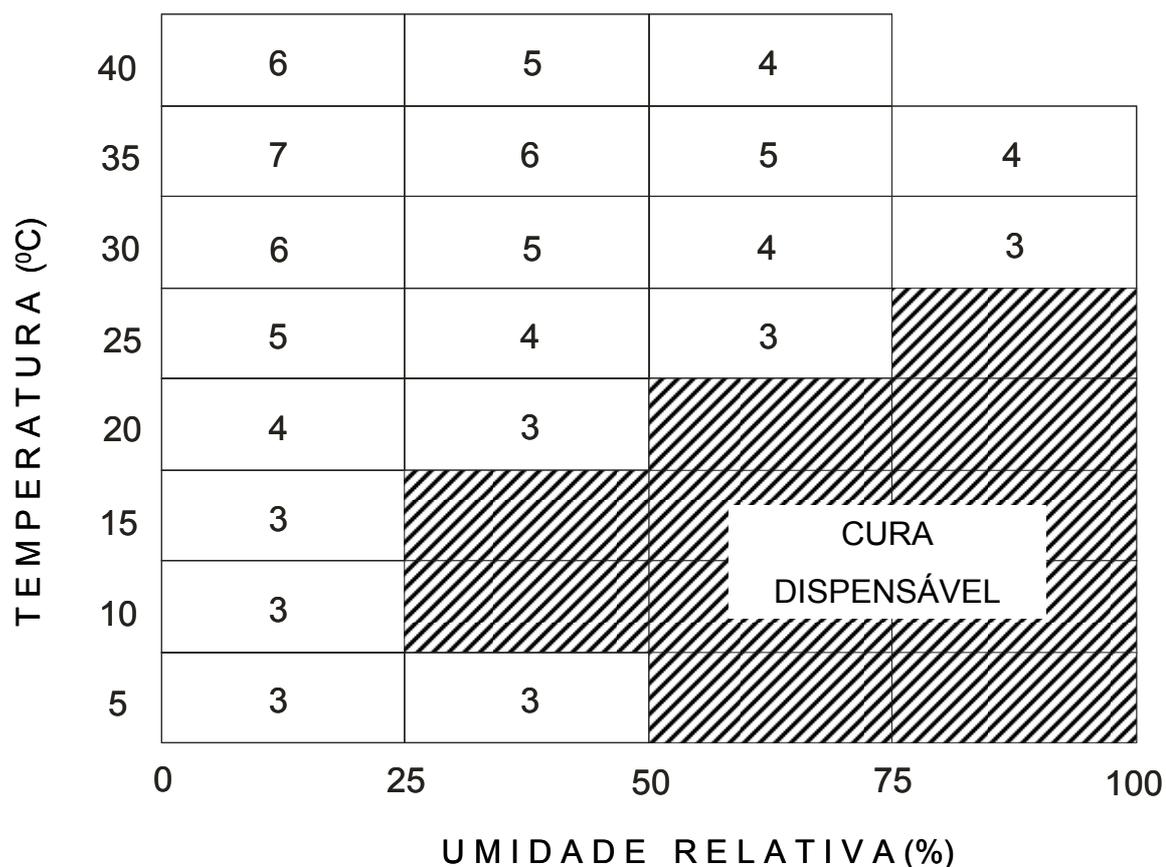


Figura 2.10 Duração mínima em dias do tratamento de cura segundo a temperatura e umidade relativa do ar.

Fonte: CÁNOVAS, 1988, p.167.

2.5.7 Formas

Antes do lançamento do concreto devem ser conferidas as dimensões e a posição (nivelamento e prumo) das formas, visando garantir a geometria dos elementos estruturais projetados, com as tolerâncias estabelecidas no item 9.2.4 da NBR 14931:2003, além das demais normas brasileiras que tratam do assunto.

Segundo a NBR 14931:2003, a superfície interna das formas deve ser limpa e deve-se verificar a condição de estanqueidade das juntas, de maneira a evitar a perda de pasta ou argamassa. Nas formas de paredes, pilares e vigas estreitas e altas, devem ser deixadas aberturas provisórias, próximas ao fundo, para limpeza. Ainda está prescrito no referido procedimento que formas construídas com materiais que absorvem umidade ou facilitem a evaporação devem ser molhadas até a saturação, para minimizar a perda de água do concreto,

fazendo-se furos para escoamento da água em excesso, salvo especificação contrária em projeto. Caso a forma seja utilizada para concreto aparente, há recomendação que o tratamento das superfícies da forma deva ser feito de maneira que o acabamento requerido seja alcançado. Os agentes desmoldantes devem ser aplicados de acordo com as especificações dos fabricantes e normas nacionais, devendo ser evitados excesso ou falta do produto.

As formas podem ocasionar efeitos nocivos ao concreto, que podem afetar sua própria estrutura produzindo vazios, alvéolos, ondulações, deformações, ou efeitos que prejudiquem a estética, acarretando mudança de coloração aos concretos aparentes. Esses efeitos indesejáveis podem ser resumidos em variações de cor de superfície e irregularidades superficiais (cavidades devidas a saliências ou ondulações da forma). Os primeiros são ocasionados por contaminação das impurezas das formas (madeiras verdes ou com muito tanino e má qualidade dos desmoldantes), por diferença de absorção das superfícies das formas, por perdas de argamassa através das juntas da forma e pelo efeito parede da forma, efeito que deverá ser considerado ao se dosar o concreto. Já as irregularidades superficiais são ocasionadas por alvéolos devidos a bolhas de ar, grupos de cavidades em forma de ninhos de pedras (devidos à segregação, má compactação ou fugas de nata através das juntas da forma), ondulações devidas a cavidades na superfície da forma, destacamentos por aderência do concreto à forma, ataques por desmoldantes não adequados, oxidação das armaduras superficiais que podem degenerar em destacamentos, deformações por deficiência no alinhamento da forma, falta de verticalidade ou prumo das formas em suportes e deformação da forma sob a carga do concreto fresco, etc.

Além das causas de patologia mencionadas anteriormente, existem outras decorrentes de execução e que podem ser consideradas como conseqüência de falta de fiscalização na limpeza; emprego de formas sujas e com restos de argamassa ou pasta de usos anteriores; a não verificação da existência de sujeira quando se vai concretar, colocando janelas na parte inferior das formas de pilares; o não umedecimento ou falta de desmoldantes nas superfícies das formas, etc.

O item 7 da NBR 14931:2003, relativo ao sistema de fôrmas, contém a descrição dos requisitos básicos e da execução, contemplando as propriedades dos materiais, projeto, precauções contra incêndios, componentes embutidos e reduções de seção, aberturas temporárias, formas perdidas e uso de agentes desmoldantes.

As operações de retiradas das formas e do escoramento estão descritas no item 10.2 da mencionada norma. São muito freqüentes as falhas produzidas como consequência do descimbramento com cargas superiores às estimadas ou quando o concreto ainda não atingiu o endurecimento e resistência adequados nas datas previstas, devido à influência de baixas temperaturas ou empregos de cimentos inadequados (CÁNOVAS, 1988, p. 136). A seguir, são citadas algumas recomendações que devem ser obedecidas na execução dessa fase:

- a) nas estruturas que têm balanços, é preciso planejar muito bem o descimbramento e tomar precauções nos vãos próximos aos mesmos; assim, é fundamental proceder à eliminação dos pontaletes nos vãos internos e posteriormente ir tirando os pontaletes de fora para dentro, evitando assim fortes rotações no balanço e possíveis fissuras junto à seção de engastamento do mesmo;
- b) no escoramento das lajes, especialmente se essas são semi-resistentes, é preciso extremar os cuidados e não eliminar pontaletes enquanto não se tenha segurança de que o concreto endureceu o suficiente, já que as vigotas, pela ação do peso próprio do concreto fresco, flexionarão excessivamente, dando lugar a lajes muito deformadas, chegando, às vezes, a criar torções nas vigas sobre as quais estão engastadas as vigotas;
- c) é muito importante não eliminar prematuramente os pontaletes nas formas de escadas, especialmente quando são circulares e estão fixadas unicamente no início e no fim. Os movimentos que se podem produzir são consideráveis e os riscos de fissuras tão graves que, em muitas ocasiões, é necessário demolir a escada e construí-la de novo.

Atualmente, as obras possuem um ritmo de construção muito rápido e os meios de escoramento, em alguns casos, não são suficientemente capazes para acompanhar este ritmo construtivo. Essa falta de meios auxiliares pode ser objeto de falhas importantes, uma vez que, para continuar concretando, é preciso começar a eliminar elementos dos andares inferiores e é possível que o concreto não esteja em condições de suportar sozinho o seu peso próprio.

2.5.8 Armaduras

Grande parte dos defeitos que aparecem na obra, como consequência de uma deficiente execução, deve-se à armação das peças e as falhas devido ao próprio concreto. As causas principais dos defeitos nos elementos estruturais, atribuíveis à armação, encontram-se resumidas a seguir:

- defeitos nas plantas de armação, com o emprego de escalas insuficientes ou como consequência de substituição de plantas claras por listas de armações confusas, realizadas em obra e, em geral, deficientes;
- falta de verificação da possibilidade real para colocar as barras nas posições previstas;
- falta de previsão das dificuldades que aparecerão na concretagem de elementos muito armados, especialmente nas zonas de cruzamento e ancoragem;
- falta de detalhes ou especificações pouco claras ao atribuir às barras lisas as garantias que só são asseguradas pelas barras de alta aderência;
- erros de conceito sobre a forma em que vai ser transmitido um esforço, podendo não existir armaduras para absorvê-lo;
- erros originados pelo deslocamento das armaduras durante a concretagem e como consequência de falta de fixação por pisotamento, por operários, das barras horizontais, golpes com o vibrador, deslocamento de estribos etc;
- concentração de armaduras em nós ou outros pontos singulares, o que impede não apenas que sejam corretamente posicionadas, mas que seja realizada a concretagem de maneira correta nessas zonas;
- falhas ocasionadas pela falta de seção de aço e/ou deficiências de comprimento de ancoragem para transmitir os esforços, decorrentes, na maioria das vezes, pelo não cumprimento às instruções existentes e normas;
- erros nos resultados fornecidos pelos computadores, os quais não são detectados preliminarmente por falta de revisão.

Os defeitos devidos a erros de execução se traduzem, normalmente, em fissuração, corrosão da armadura e destruição do concreto e, na maior parte dos casos, exercem um efeito indesejável sobre as condições resistentes dos elementos estruturais.

As quantidades mínimas de aço em muros armados, a verificação quanto à fissuração de depósitos, a correta disposição das armaduras nos encontros entre vigas e pilares, a colocação da armadura adequada contra punção em placas ou lajes, a disposição de estribos nos consolos etc., são pontos de importância fundamental para evitar falhas e defeitos estruturais.

A NBR 14931:2003 discorre sobre as armaduras conforme a seguir:

- item 6.3.2 - recomenda como armazenar o material no canteiro de obra;

- item 8.1 – refere-se à armadura passiva (generalidades, materiais, transporte e estocagem, limpeza, preparo, montagem e proteções);
- item 8.2 – trata da armadura ativa (generalidades e sistema de protensão);
- item 9.2.3 – há considerações sobre cuidados preliminares.

2.5.9 Dispositivos ou Espaçadores

Segundo o item 8.1.5.5 da NBR 14931: 2003, o cobrimento especificado para a armadura no projeto deve ser mantido por dispositivos adequados ou espaçadores e sempre se referindo à armadura mais exposta. Há permissão do uso de espaçadores de concreto ou argamassa, desde que apresente relação água-cimento menor ou igual a 0,50, e espaçadores plásticos, ou metálicos com as partes em contato com a forma revestidas com material plástico ou outro material similar. É proibida a utilização de calços de aço cujo cobrimento, depois de lançado o concreto, tenha espessura menor do que o estabelecido no projeto.

Cuidados especiais, em relação à posição vertical, convém ser adotados no posicionamento das armaduras negativas. Para tanto, é necessário o emprego de suportes rígidos e suficientemente espaçados para garantir o seu posicionamento. Nos trechos em que existam orifícios de pequenas dimensões, urge ter atenção à armadura e ao seu cobrimento.

2.6 INFLUÊNCIA DA CAPILARIDADE E IMPERMEABILIDADE DO CONCRETO

É fácil compreender que o principal fator que irá influenciar na durabilidade do concreto quando exposto à água e eventuais compostos dissolvidos, é a maior ou menor facilidade com que se deixa atravessar por ela. Essa facilidade de penetração da água depende da capilaridade e do coeficiente de permeabilidade do concreto; ambos, por sua vez, são função da sua compacidade.

O concreto é um material poroso, porque nem todo o seu volume está preenchido pela fase sólida. Além dos casos em que a sua composição não é correta, por deficiências de cálculo ou de fabricação, os vazios ou poros resultam, normalmente, das quatro causas seguintes:

- por razões de fabricação, lançamento e adensamento, o excesso da água empregado no amassamento, com relação a água necessária para a hidratação do cimento, permanece livre após essas operações e ao sair por evaporação deixa vazios em seu lugar;
- parte do ar incorporado com os componentes durante o amassamento fica retido no interior do concreto durante o adensamento, ocupando volumes que podem variar de 10 a 50 litros por metro cúbico (1 a 5%).
- os agregados, por si só, são materiais porosos;
- como o volume absoluto dos componentes hidratados do cimento é inferior à soma do volume dos componentes anidros com a água, o espaço ocupado pela pasta de cimento hidratado é inferior ao da pasta antes do endurecimento, independente da relação água-cimento.

A formação de poros ou vazios é, em consequência, influenciada pela granulometria dos agregados e ocorre durante o adensamento, pega e cura subsequentes. Antes da pega, a exsudação e o assentamento dos sólidos são os principais responsáveis pela formação de canalículos, ou de locais onde a água se concentra, o que ocorre geralmente na parte inferior das partículas dos agregados.

Quanto ao processo de hidratação, tende-se a pensar que quanto maior o grau de hidratação do cimento, tanto maior a permeabilidade, fato que pode, efetivamente, ocorrer, caso se permita a saída rápida da água do concreto por secagem. Mas, se esta for conservada durante muito tempo, o próprio aumento da quantidade de cimento hidratado provoca a fixação da água livre, por adsorção, às superfícies recentemente formadas, concorrendo para diminuir o volume dos poros.

Da natureza porosa estrutura do concreto, que se manifesta na sua permeabilidade e no fenômeno da capilaridade, resulta outra propriedade fundamental de todo material de construção: a sua durabilidade. Esta propriedade depende da intensidade dos fatores de meteorização a que está sujeito o material, do grau de porosidade que o material possui e da sua reatividade química com o meio.

2.6.1 Movimento da Água no Concreto

O movimento da água através do concreto pode ser provocado pelo simples contato com ela (absorção capilar) ou por gradientes de energia. São dois mecanismos distintos, sendo, no

entanto, influenciados ambos por características como dimensão, distribuição e continuidade dos poros.

A capilaridade do concreto ainda é um assunto que necessita de estudos complementares. A absorção capilar depende da finura do cimento (diminui quando a finura aumenta), da relação água-cimento (aumenta quando A/C aumenta) e da compactidade do concreto.

“Uma elevada percentagem de elementos finos, inertes, sem reatividade pozolânica, aumenta a absorção capilar”. (COUTINHO, 1974, p. 166).

Segundo Duriez (apud COUTINHO, 1974, p. 166) a pasta de cimento não tem, praticamente, capilaridade, visto que é no inerte, e em especial na superfície de contato cimento-agregado (zona de transição), que esta reside.

“A zona de transição é uma película delgada com 10 a 50 μm (1 a $5 \times 10^5 \text{ \AA}$) de espessura, ao redor do agregado graúdo, e, geralmente, apresenta propriedades inferiores às dos agregados e pasta. A zona de transição é, aproximadamente, 50% mais porosa que a pasta de cimento”. (SILVA, 1993, v. 3, n. 8, p. 20).

A dimensão, distribuição e continuidade dos poros, que influenciam na permeabilidade do concreto, irão ser uma função dos seguintes fatores, dentre outros:

- relação água-cimento;
- granulometria do agregado;
- idade do concreto;
- condições de cura;
- adições e aditivos.

A relação água-cimento determina o tamanho, volume e continuidade dos espaços capilares. Este parâmetro define a estrutura da pasta. Quanto menor o seu valor, mais próximos estarão os grãos de cimento uns dos outros e, portanto, menor a porosidade da pasta.

É suficientemente conhecido o papel da relação água-cimento na natureza permeável do concreto. Alguns autores reconhecem a existência de um intervalo de relação água-cimento, compreendido entre 0,40 e 0,60, que resulta no mínimo de permeabilidade. Para pastas com

mesmo grau de hidratação, nota-se uma redução na permeabilidade com a redução deste parâmetro (HELENE, 1986, p. 10-13).

“Uma redução da relação água cimento de 0,7 para 0,3 resulta em redução do coeficiente de permeabilidade em 1000 vezes, redução equivalente a observada em pasta de cimento com idade de 1 ano quando comparada com uma aos 7 dias de idade” (NEVILLE, 1992, p. 416).

Experiências têm demonstrado que, à medida que se aumenta a máxima dimensão do agregado, o coeficiente de permeabilidade cresce, para uma dada relação água-cimento. Este fato deve-se provavelmente aos maiores vazios causados pela acumulação de água na parte inferior das partículas maiores, enfraquecendo assim a zona de transição pasta-agregado.

A hidratação continuada do cimento resulta no desenvolvimento da cristalização, que reduz a dimensão dos vazios e aumenta a impermeabilidade do concreto.

A tabela 2.20 a seguir determina a variação com a idade do coeficiente de permeabilidade de uma pasta de cimento com $A/C = 0,70$.

Tabela 2.20 – Influência da idade no coeficiente de permeabilidade de uma pasta com $A/C = 0,70$

Idade (dias)	Coeficiente de permeabilidade (cm/h)
Antes da pega	0,7
5	$1,4 \times 10^{-4}$
8	$1,4 \times 10^{-5}$
13	$1,8 \times 10^{-6}$
24	$3,6 \times 10^{-7}$
Final	$2,2 \times 10^{-7}$ (calculada)

Fonte: COUTINHO, 1974, p. 176.

Experiências têm demonstrado que a conservação do concreto dentro de água faz expandir o cimento e aumentar a quantidade dos produtos de hidratação, reduzindo o volume dos capilares e diminuindo o acesso da água. A importância da filtração é por isso reduzida e ao mesmo tempo a água não pode dissolver o hidróxido de cálcio senão nas vizinhanças dos

canais percorridos, deixando intactas as zonas mais afastadas. Verifica-se assim como é importante realizar uma cura, em meio úmido, pelo menos nas primeiras idades do concreto, para se reduzir a sua permeabilidade.

As adições que têm a propriedade de se combinar com o cimento (efeito pozolânico) criando ligações sólidas com os produtos hidratados do cimento são eficazes na redução da permeabilidade. As bolhas do ar introduzido alteram a estrutura do material e cortam a rede dos capilares. A capilaridade do concreto com ar introduzido é inferior à daquele que o não tem, porque a existência das bolhas, cortando os capilares, impede a sucção da água.

2.6.2 Recomendações para Diminuir a Capilaridade e a Permeabilidade do Concreto

Duriez (apud COUTINHO, 1974, p. 419-420) estabelece as seguintes condições para que o concreto não seja higroscópico:

- a areia fina, com dimensão inferior a 0,30 mm, não deve entrar na composição do concreto em proporção superior a 10%, uma vez que esta medida evita o contato direto das partículas inertes, responsáveis pela subida capilar, porquanto estas deverão ser envolvidas por pasta de cimento;
- a dosagem de cimento não deve exceder a 400kg/m³. Embora não tenha sido indicada a máxima dimensão do agregado, subentende-se que se trata de concreto corrente, em que a dimensão máxima do agregado graúdo não ultrapasse a 30mm;
- a relação água-cimento não deve exceder a 0,45;
- o aditivo incorporador de ar deve ser empregado na composição do concreto;
- para concretos sujeitos à ação de agentes agressivos é preciso manter a sua superfície úmida durante 2 ou 3 semanas, ou pintá-la com uma membrana de cura, evitando a sua secagem neste intervalo de tempo.

2.7 ASPECTOS NORMATIVOS BRASILEIROS

Da análise dos documentos consultados, destacam-se as considerações assinaladas a seguir, as quais abordam as atribuições normativas das partes envolvidas na construção civil e as diretrizes para a durabilidade das estruturas de concreto, decorrentes das recomendações das normas NBR 6118:2003, NBR 12655:1996 e NBR 14931:2003.

2.7.1 Análise das Atribuições Normativas

A NBR 6118/2003 (Projeto de Estruturas de Concreto), prescreve, no item 6, as seguintes diretrizes relacionadas à durabilidade das estruturas de concreto:

- exigências de durabilidade;
- vida útil;
- mecanismos de envelhecimento e deteriorização;
- agressividade do meio ambiente.

Cita a referida Norma, que a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. Para os projetos das estruturas correntes, exige-se que a agressividade ambiental seja classificada de acordo com o apresentado na tabela 2.21, podendo ser avaliada, simplificadamente, através das condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Tabela 2.21 - Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	fraca	Rural	insignificante
		Submersa	
II	moderada	Urbana 1), 2)	pequeno
III	forte	Marinha 1)	grande
		Industrial 1), 2)	
IV	muito forte	Industrial 1), 3)	elevado
		Respingos de maré	

1) Pode-se admitir um micro clima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

2) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes de estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

É interessante salientar, contudo, que a citada Norma não exige que o projetista avalie a agressividade do meio ambiente utilizando-se apenas dos dados da tabela 2.21, uma vez que

Ihe permite considerar uma classe de agressividade menos branda, desde que possua dados específicos do ambiente em que será construída a estrutura. Este conhecimento é bastante útil para diferenciar as áreas submetidas a uma agressividade moderada daquelas expostas a uma maior agressividade, como ocorre em cidades marítimas.

Salienta-se que a névoa salina contém sulfatos de cálcio e magnésio e cloretos de magnésio e sódio, dentre outros compostos. Essa composição exerce uma ação química e física na superfície do concreto, permitindo a penetração de sais expansivos, que provocam tensões, desagregando-o. Como consequência, as armaduras sofrem o efeito da corrosão, agravado pela presença de cloretos na névoa salina (STORTE, 1991, p. 38-41.)

No item 7.4.2 da NBR 6118/2003, relativo à qualidade do concreto, consta que os parâmetros mínimos, a serem definidos em projeto, devem ser estabelecidos a partir dos ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade frente ao tipo e nível de agressividade. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água-cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos na tabela 2.22. Uma análise dos dados contidos nesta tabela indica que não há citação, em termo de nota, acerca da possibilidade do aumento da relação água-cimento para os casos em que houver emprego de adições como a microssilica.

Tabela 2.22- Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de Agressividade (Tabela 2.21)			
		I	II	III	IV
Relação água-cimento, em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
1) O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR12655. 2) CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. 3) CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

No caso em que o projeto estrutural não estabelece esses parâmetros (relação água-cimento máxima e classe mínima de resistência) e havendo emprego de concreto dosado em central, cabe ao construtor estabelecê-los de modo que o pedido contemple, também, os requisitos de durabilidade.

Consta também nesta Norma, que as influências ambientais necessitam ser previstas e definidas, em conjunto, pelo autor do projeto estrutural e o contratante, antes da elaboração do projeto. Destaca-se que a NBR 6118/1982, apenas exigia a adoção de cuidados especiais visando garantir a boa durabilidade, não definindo a quem cabia essa responsabilidade. Contudo, segundo a NBR 12655/1966, a especificação de requisitos correspondentes à durabilidade da estrutura e propriedades especiais do concreto é atribuição do profissional responsável pelo projeto estrutural, cabendo ao construtor pela execução da obra, a responsabilidade de atendê-los.

Em função da durabilidade das estruturas ser altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura, a NBR 6118/2003 estabelece, na tabela 2.23, apresentada a seguir, uma correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (com tolerância de execução de 10mm).

Tabela 2.23 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental cobrimento nominal (com tolerância de execução de 10mm)

Tipo de Estrutura	Componente ou Elemento	Classe de Agressividade (Tabela 2.21)			
		I	II	III	IV 3)
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje 2)	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido 1)	Todos	30	35	45	55

1) Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

2) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por dados constantes no item 7.4.7.5 da referida norma, respeitando um cobrimento nominal maior ou igual a 15mm.

3) Nas faces inferiores de lajes de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal maior ou igual a 45mm.

Na NBR 6118/1982, (Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado), item 8.2.2, consta que, quando o concreto for usado em ambiente reconhecidamente agressivo, deverão ser tomados cuidados especiais em relação à escolha dos materiais constituintes, respeitando-se o mínimo consumo de cimento e o máximo valor da razão água-cimento compatíveis com a durabilidade do concreto. No item 8.3.1.1 desta norma, relativo ao método de dosagem experimental, consta que a dosagem experimental poderá ser feita por qualquer método baseado na correlação entre as características de resistência e durabilidade do concreto e a relação água-cimento, levando-se em conta a trabalhabilidade desejada e satisfazendo-se às seguintes condições:

- a) a fixação da relação água-cimento decorrerá da resistência de dosagem, obtida aos 28 dias (f_{c28}) ou na idade prevista no plano da obra para que a resistência seja atingida, e das peculiaridades da obra relativas à sua durabilidade (tais como impermeabilidade, resistência ao desgaste, ação de líquidos e gases agressivos, altas temperaturas e variações bruscas de temperatura e umidade) e relativas à prevenção contra a retração exagerada;
- b) a trabalhabilidade será compatível com as características dos materiais componentes, com o equipamento a ser empregado na mistura, transporte, lançamento e adensamento, bem como com as eventuais dificuldades de execução das peças.

2.8 IMPORTÂNCIA OU IMPACTO DO PROBLEMA

A solicitação (pedido do material) feita pelos interessados aos fornecedores não tem, em geral, propiciado ao concreto as propriedades (resistência mecânica e durabilidade) indispensáveis ao seu bom comportamento quando exposto a ambientes agressivos. Por conseguinte, o ciclo de vida das estruturas de concreto industrial tem sofrido alterações e danos que comprometem a segurança e estabilidade da obra, não garantindo, ao longo de sua vida útil, as características estruturais estabelecidas em projeto. O fluxograma apresentado na figura 2.12 demonstra como o não atendimento aos pré-requisitos de durabilidade pode ocorrer.

Conforme se pode observar no fluxograma, para os casos em que a relação água-cimento exigida para atender a durabilidade for inferior à necessária para garantir a resistência mecânica, constata-se que o pedido do concreto, efetuado apenas com base na resistência característica à compressão (f_{ck}), certamente resultará em estruturas que não atenderão à agressividade do meio ambiente.

Em função das especificações normativas e considerando as atribuições pertinentes à contratante dos serviços de concretagem aqui explicitadas, o problema de pesquisa consistiu nas seguintes questões:

Como assegurar que o pedido de concreto dosado em central contenha os requisitos de durabilidade e de resistência mecânica, exigidos para obras executadas em ambientes agressivos, contribuindo dessa forma para a vida útil e a eco-eficiência das estruturas?

Qual o impacto que o não atendimento ao fluxograma da figura 2.11 e as condições de exposição do meio têm causado nas estruturas de concreto construídas na cidade de Salvador e no Pólo Petroquímico de Camaçari?

SITUAÇÃO-PROBLEMA

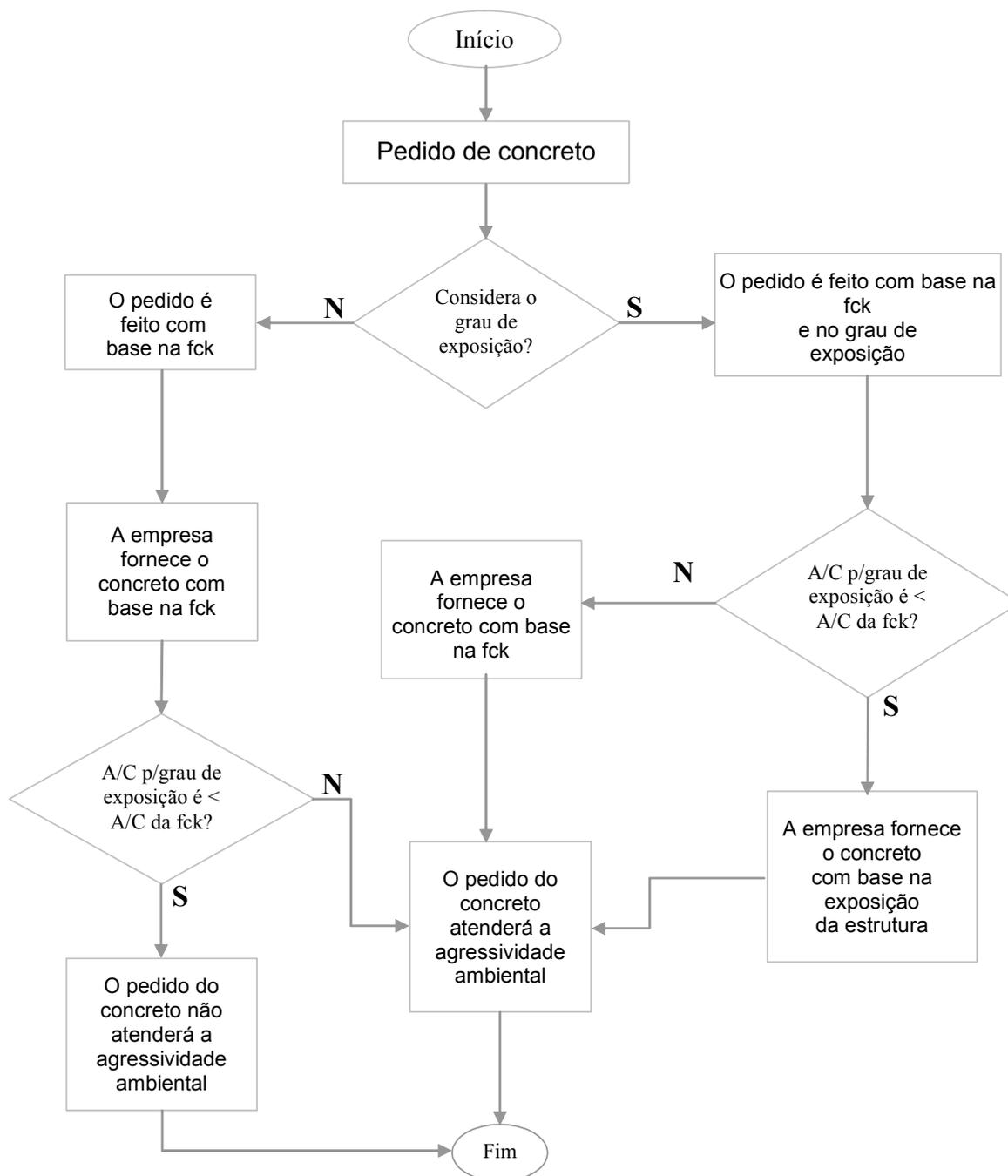


Figura 2.11 - Representação esquemática da situação-problema

A importância do trabalho está associada ao esclarecimento das partes interessadas (construtor, proprietário da obra, fornecedores e usuários) acerca dos requisitos exigidos principalmente pelas normas NBR 6118:2003, NBR 12655:1996 e NBR 14931:2003, referentes à durabilidade do concreto armado, em especial quando submetidos às classes de agressividade ambiental caracterizadas como forte ou muito forte. Além disso, os construtores são alertados sobre os cuidados que devem ser adotados na especificação do pedido do concreto, quando da realização de contrato com os fornecedores do referido material. Dessa forma, espera-se que as obras sejam executadas com qualidade, evitando-se custos com a recuperação das estruturas de concreto armado e com a paralisação de plantas industriais. Em síntese, com a melhoria da especificação do pedido, busca-se garantir as características das estruturas ao longo do período de tempo estabelecido em projeto.

A qualidade potencial do concreto depende preponderantemente da relação água-cimento e do grau de hidratação. Estes dois principais parâmetros regem as propriedades de absorção capilar de água, de permeabilidade, de migração de íons, assim como todas as demais propriedades mecânicas, tais como módulo de elasticidade, resistência à compressão, à tração, fluência, relaxação, abrasão, dentre outras. Pelo exposto, justifica-se a atenção especial que deve ser dada quando da fixação da relação água-cimento máxima no pedido do concreto, e, principalmente, na escolha deste parâmetro na dosagem do mesmo.

Outro aspecto importante concerne aos custos de intervenção na estrutura para atingir um certo nível de durabilidade e proteção aceitável, os quais crescem exponencialmente com o tempo decorrido desde a conclusão da obra. A evolução desse custo pode ser assimilado ao de uma progressão geométrica de razão 5, conhecida por lei dos 5 ou regra de Sitter, representada na figura 2.12 que, consta a representação da evolução dos custos em função da fase da vida da estrutura em que a intervenção é feita

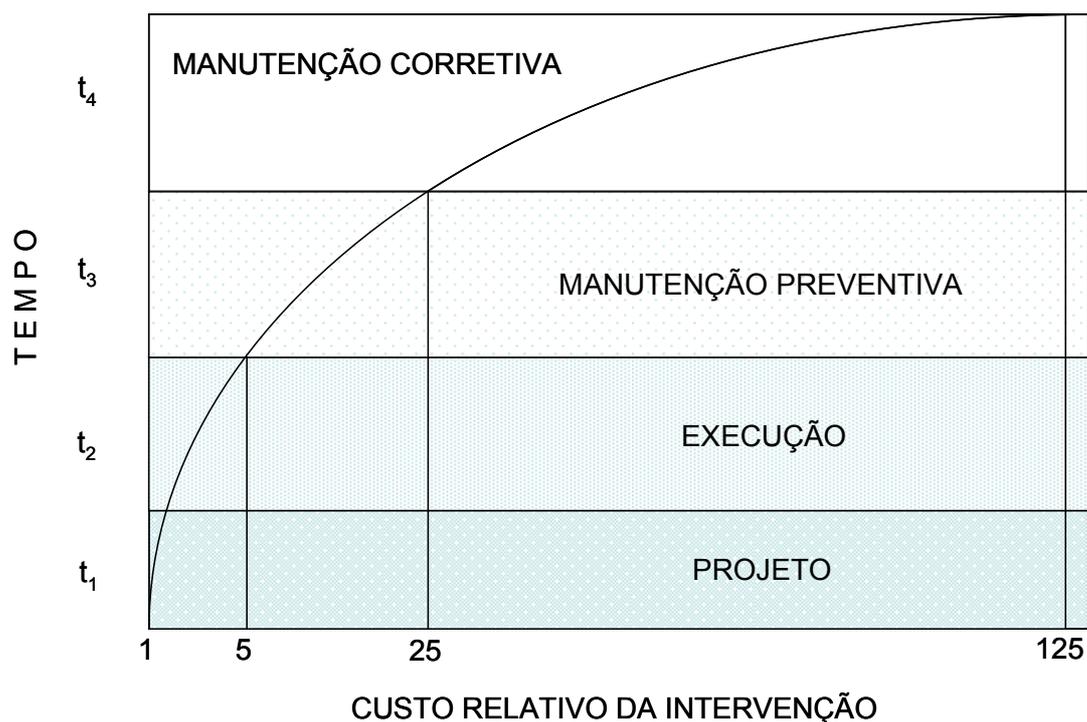


Figura 2.12 – Evolução dos custos de intervenção em função da fase da vida da estrutura

Fonte: COMITÊ CT 301, 2003, p.16

O significado dessa “lei” pode ser assim exposto, segundo a intervenção seja na:

- fase de projeto: toda medida tomada na fase de projeto com o objetivo de aumentar a proteção e a durabilidade da estrutura, como por exemplo, aumentar o cobrimento da armadura, reduzir a relação água-cimento do concreto ou aumentar a f_{ck} , especificar adição de sílica ativa, tratamentos protetores de superfície dentre outras tantas medidas possíveis nesta fase, implicam num custo que pode ser associado ao número 1 (um);
- fase de execução: toda medida extra-projeto, adotada durante a fase de execução propriamente dita, implica 5 (cinco) vezes ao custo que acarretaria tomar uma medida equivalente na fase de projeto, para obter-se o mesmo nível final de durabilidade ou vida útil da estrutura. Um exemplo típico é a decisão em obra de reduzir a relação água cimento para aumentar a durabilidade. A mesma medida adotada na fase de projeto permitiria o redimensionamento automático da estrutura, considerando um novo concreto com resistência à compressão mais elevada, de maior módulo de deformação e de menor

fluência. Essas ações permitiriam reduzir as dimensões dos componentes estruturais, reduzir as formas, o volume de concreto, o peso próprio e as taxas de armadura. Essas medidas tomadas na execução, apesar de eficazes e oportunas do ponto de vista da vida útil, não mais podem acarretar economia e otimização da estrutura;

- fase de manutenção preventiva: as operações isoladas de manutenção como as pinturas freqüentes, limpezas de fachadas sem beirais e sem proteções, impermeabilizações de coberturas e reservatórios mal projetados e outras, necessárias a assegurar as boas condições da estrutura durante o período da sua vida útil, podem custar 25 vezes o valor das medidas corretas adotadas na fase de projeto estrutural ou arquitetônico. Por outro lado, podem representar apenas 1/5 do valor a ser gasto com uma manutenção corretiva, caso se aguarde a estrutura apresentar problemas patológicos evidentes, que requeiram esta intervenção;

- fase de manutenção corretiva: corresponde aos trabalhos de diagnóstico, reparo, reforço e proteção das estruturas que já perderam sua vida útil de projeto e apresentam manifestações patológicas evidentes. A estas atividades pode-se associar um custo 125 vezes ao custo das medidas que poderiam e deveriam ser adotadas na fase de projeto e que implicariam num mesmo nível de durabilidade que se estime dessa obra após essa intervenção corretiva.

Sendo assim, este trabalho tem como objetivo analisar o procedimento adotado pelos contratantes na execução do pedido de concreto junto aos fornecedores, bem como assinalar as melhorias que podem ser implementadas nesta fase, decorrentes das recomendações prescritas nas Normas NBR 6118:2003 (Projeto de estrutura de concreto - Procedimento) e NBR 14931:2003 (Execução de estruturas de concreto – Procedimento). Além disto, apresenta-se uma série de considerações e uma análise crítica das demais normas vigentes direcionadas a se assegurar que o pedido do concreto dosado em central contemple os requisitos de durabilidade e de resistência mecânica, exigidos para obras executadas em ambientes agressivos, garantindo, dessa forma, a vida útil e a eco-eficiência das estruturas. Expõe, também, dados da pesquisa de campo realizada, a qual avalia a influência das novas prescrições normativas nas especificações do concreto, bem como, as causas das degradações ocorridas nas edificações da Região Metropolitana de Salvador.

CAPÍTULO 3

3. MATERIAIS E MÉTODOS

As atividades desenvolvidas para se alcançar os objetivos propostos neste trabalho compreenderam uma revisão bibliográfica acerca da durabilidade de estruturas de concreto armado, a análise crítica dos documentos normativos brasileiros, a realização de uma pesquisa de campo e a realização de ensaios de laboratório.

A análise dos documentos normativos teve como finalidade principal efetuar o levantamento das responsabilidades das diferentes partes interessadas (estruturalista, proprietário e construtor) concernentes à durabilidade do concreto, bem como das prescrições existentes nas normas antigas em relação às publicadas recentemente, além das atribuições conflitantes estabelecidas.

A pesquisa de campo consistiu na elaboração de uma de coleta de dados, através de pesquisas junto a estruturalistas, concreteiras e empresa de recuperação, com a finalidade de avaliar o impacto acarretado pelas prescrições da NBR 6118:2003 nas especificações das edificações baianas, bem como, levantar as principais causas de degradação dessas estruturas.

A revisão bibliográfica foi realizada a partir de consultas a livros técnicos, artigos e normas técnicas para entendimento dos mecanismos relacionados à durabilidade, bem como da análise das normas vigentes para apontar alterações, contradições e superposições de requisitos estabelecidos. Já os trabalhos experimentais compreenderam a pesquisa de campo e estudo sobre a permeabilidade do concreto. Para um melhor esclarecimento, descreve-se, a seguir, a metodologia adotada para realização de cada fase.

- Consulta a artigos, normas e livros técnicos:

Correspondeu a pesquisa em livros, normas e artigos concernentes à durabilidade de estruturas de concreto, buscando-se identificar os principais fatores que agem na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas no início da elaboração do projeto. Salienta-se que todas as normas mais recentes tratam com grande ênfase a

durabilidade, bem como a sua influência no desempenho a longo prazo das estruturas, apresentando, quando necessário, seções inteiras sobre esta questão.

Nesta fase, conheceram-se as recomendações de autores renomados, tomando-se o cuidado de identificar e analisar aquelas que são controversas e que merecem estudo apurado. Os principais assuntos analisados foram:

- as causas físicas e químicas responsáveis pela deterioração do concreto, compreendendo os seus mecanismos de ação e os procedimentos de controle e/ou prevenção;
- a identificação dos principais parâmetros de projeto que influenciam na qualidade das estruturas;
- a importância da especificação dos concretos como fator decisivo na prevenção de medidas que impeçam a deterioração do concreto;
- as principais patologias existentes no concreto decorrentes da qualidade dos materiais empregados na sua fabricação, abrangendo a conservação e escolha do cimento, a contaminação dos agregados e da água, a influência da qualidade e do tipo de aditivo;
- a influência das etapas de fabricação do concreto, contemplando formas, transporte e armazenamento dos agregados, mistura, lançamento, adensamento, armaduras, espaçadores e etc, e
- o estudo e análise das propriedades do concreto endurecido que influenciam na vida útil das estruturas.
- Análise crítica das normas da ABNT vigentes

Na execução do levantamento das normas vigentes, executaram-se consultas em publicações, catálogos e comitês da ABNT, a fim de identificar quais as normas vigentes que tratam mais especificamente do assunto objeto deste estudo. Para facilitar o trabalho, utilizou-se da prática de pesquisar o documento por palavra-chave (por exemplo: concreto, durabilidade, etc.). Considerando que existia a possibilidade de uma determinada norma ser alterada, ou sofrer substituição durante a elaboração desta dissertação, foram obtidas confirmações periódicas junto aos representantes da mencionada entidade na nossa capital. Procederam-se principalmente consultas e análises das seguintes normas da ABNT:

NBR 5670:1977 – Seleção e Contratação de Serviços e Obras de Engenharia e Arquitetura de Natureza Privada.

NBR 5675:1980 – Recebimento de Serviços e Obras de Engenharia e Arquitetura;

- NBR 6118:1982 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado.
- NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.
- NBR 7212:1984 – Execução de Concreto Dosado em Central.
- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas
- NBR 9062:2001– Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado.
- NBR 12654:1992 – Controle Tecnológico de Materiais Componentes do Concreto.
- NBR 12655:1996 – Concreto - Preparo, Controle e Recebimento.
- NBR 12722:1992 – Discriminação de Serviços para Construção de Edifícios.
- NBR 14931:2003 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento.

A análise crítica efetuada abordou o estudo de problemas específicos e inovações ocorridas no campo da durabilidade do concreto, principalmente quanto ao projeto, especificação e sua execução. Em função da decisão tomada pela ABNT em separar os assuntos de projeto e execução em duas normas distintas (NBR 6118:2003 e NBR 14931:2003), antes inclusos na NBR 6118:1982, esta etapa teve como foco principal identificar as interferências dessa ampla e abrangente mudança nas demais normas vigentes, relativas à durabilidade dos concretos. Os principais tópicos abordados referem-se a:

- condições impostas ao projeto;
 - vida útil das estruturas;
 - caracterização da agressividade ambiental;
 - atribuições das diferentes partes interessadas (projetista, proprietário, construtor, fornecedor e usuário) quanto à especificação, aquisição, preparo controle e recebimento do concreto; e
 - mecanismos de envelhecimento e deterioração do concreto.
- Pesquisa de campo:

Uma pesquisa de campo foi efetuada de forma diferenciada em 03 tipos de profissionais ligados à Construção Civil (calculistas, fornecedores e especialistas em recuperação). A diversificação decorreu da necessidade em se obter informações particulares e específicas de uma determinada parte interessada, levando-se em consideração as etapas de projeto, execução e manutenção de uma estrutura. Dessa forma, as consultas tiveram os seguintes objetivos:

- levantar e comparar dados nacionais sobre manifestações patológicas das estruturas com os existentes nas edificações baianas;
- conhecer a repercussão junto aos projetistas das principais mudanças, relativas à durabilidade do concreto, prescritas na NBR 6118:2003;
- identificar a percentagem de não-conformidades das estruturas baianas que ocorrem nas fases de planejamento, projeto, execução e utilização, bem como a gravidade destas falhas;
- conhecer as principais causas responsáveis pelas patologias identificadas nas edificações baianas;
- caracterizar os pedidos de concreto acordados entre as partes interessadas (contratado e contratante) nos últimos cinco anos, 1999-2003, para a região de Salvador; e
- identificar melhorias que poderão ser implementadas na elaboração da especificação do concreto, por parte do construtor, a fim de que o pedido realizado junto a empresas de serviços de concretagem atenda aos requisitos de resistência e durabilidade.

Inicialmente, a aplicação do questionário feita aos calculistas foi através do modo básico auto-respondido (correio eletrônico), uma vez que o formulário foi encaminhado ao e-mail da referida classe de engenheiros. Como apenas 01 engenheiro respondeu às perguntas, utilizou-se de uma consulta a telelista de Salvador com o propósito de conhecer o número dos telefones dos pesquisados. Em seguida, manteve-se contato por telefone com os estruturalistas, ocasião em que foi divulgado o objetivo da pesquisa e obteve-se permissão para o encaminhamento do formulário. Esta tarefa foi realizada através de um mensageiro identificado previamente pela parte interessada, o qual teve também como atribuição a coleta de cada formulário respondido em data estabelecida pelo profissional pesquisado. A cobertura geográfica da amostra correspondeu aos profissionais que apresentaram cadastramento na região de Salvador. A amostragem adotada foi não probabilista, tendo em vista que foi formada de forma intencional (ou por julgamento).

Foram distribuídos 25 formulários aos projetistas, tendo sido respondidos apenas 17, correspondendo a 68,0% de êxito. Na tabela 3.1 encontra-se um sumário das quantidades de respostas dadas às seis questões formuladas aos profissionais efetivamente pesquisados, bem como o número de obras indicadas que apresentaram patologias, cujas causas foram também explicitadas e analisadas. São apresentados em anexo os modelos de todos os formulários empregados na pesquisa de campo realizada.

Tabela 3.1 - Levantamento geral dos dados fornecidos pelos projetistas de estruturas

Discriminação	1ª questão	2ª questão		3ª questão	4ª questão	5ª questão	6ª questão
		1ª etapa	2ª etapa				
Nº de projetistas que responderam a questão	17	17	16	16	17	16	14
Nº de obras indicadas pelos projetistas que apresentaram patologias							48

A pesquisa feita junto às empresas fornecedoras de concreto pré-misturado contemplou praticamente todas as concreteiras que prestavam ou prestam serviços na região há cerca de pelo menos 05 anos e teve como finalidade o conhecimento da porcentagem dos pedidos fornecidos baseados na resistência característica à compressão, relação água-cimento, composição do traço e consumo mínimo de cimento para as regiões rural e urbana de Salvador.

Os dados relativos às causas de degradação de estruturas foram fornecidos por empresa baiana que realiza serviços de recuperação em concreto armado há mais de 20 anos. No levantamento efetuado, foram considerados os seguintes mecanismos de degradação:

- mecanismos relativos ao concreto (lixiviação, expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados por sulfatos, expansão por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos e reações deletérias superficiais de determinados agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica);
- mecanismos concernentes à armadura (despassivação por carbonatação e despassivação por elevado teor de íon cloro); e
- mecanismos da estrutura propriamente dita, ou seja, aqueles relacionados à ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

O tratamento dos dados obtidos, no que concerne à agressividade do meio, foi realizado com base no número de obras recuperadas de um determinado bairro, características topográficas do bairro (elevações máxima, média e mínima) e distância à costa marítima, tentando-se encontrar relações empíricas representativas da agressividade ambiental na Região Metropolitana de Salvador.

- estudo da permeabilidade do concreto:

Por ser a permeabilidade uma propriedade vital para previsão da durabilidade de uma estrutura de concreto, efetuaram-se, em laboratório, ensaios com o objetivo fundamental de avaliar a influência do consumo de cimento nesta propriedade.

O cimento utilizado no programa experimental foi o cimento Portland Composto com filer, marca Poty, classe 32, caracterizado como CII-F-32, cujas características físicas e mecânicas determinadas com os métodos de ensaios adotados, encontram-se discriminadas na tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Características físicas e mecânicas do cimento (CII-F 32) estudado

CARACTERÍSTICAS		MÉTODOS DE ENSAIO
Finura (peneira 75 μ m)		NBR 11579
Área específica		NBR NM 76
Consistência normal		NBR NM 43
Resistência à compressão		NBR 7215
Tempo de pega	Início	NBR NM 65
	Fim	

Como agregado miúdo, foi utilizada uma areia natural quartzosa, oriunda do Areal Biribeira, localizado na Região Metropolitana de Salvador. O agregado graúdo foi proveniente da Pedreira Civil, cuja jazida situa-se também nessa capital. Na qualificação destes materiais inertes, foram efetuados os seguintes ensaios, com os respectivos métodos de execução, discriminados na tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Características físicas dos agregados estudados

CARACTERÍSTICAS	Métodos	
	Agregado graúdo	Agregado miúdo
Composição granulométrica	NBR NM 248	
Massa unitária	NBR 7251	
Teor de materiais pulverulentos	NBR NM 46	
Massa específica	NBR NM 52	NBR NM 53

Foram avaliados nove tipos de concreto quanto à penetração de água sob pressão. Para tanto, adotou-se como base a metodologia da NBR 10787:1989. Os corpos-de-prova foram secos ao ar, por um período de 24 horas, imediatamente após a cura e antes do ensaio e foram ensaiados na direção paralela à moldagem. O esquema adotado para a realização dos ensaios de penetração de água é ilustrado nas figuras 3.1 e 3.2. Após o posicionamento dos corpos-de-prova, abriu-se o registro d'água permitindo que esta ocupasse todo o volume do reservatório e tubulações, com transbordamento através da válvula “sangradora”. Em seguida, fechou-se o registro sangrador, sendo posteriormente aberto o registro individual de cada corpo-de-prova, e prosseguiu-se com o procedimento de execução previsto na mencionada norma. Aplicou-se uma pressão de 0,1 MPa de água na parte inferior dos corpos-de-prova durante 48 horas. Em seguida, aumentou-se a pressão para 0,3 MPa, mantendo-a por 24 horas. Logo após, a pressão foi acrescida para 0,7 MPa, sendo mantida também por 24 horas. Estas pressões foram mantidas com $\pm 10\%$ do valor especificado. Posteriormente, liberou-se toda a pressão confinada e retirou-se o corpo-de-prova do conjunto, a fim de dividi-lo em duas metades, ortogonalmente à face onde foi exercida a pressão. Durante a realização do ensaio, foram anotadas as condições de temperatura e umidade ambientes. Após a ruptura por tração dos corpos-de-prova, originada por compressão diametral, foram determinadas a profundidade máxima de penetração de água e a distribuição da água penetrante. Tanto na operação de ruptura quanto no subsequente exame, a face do corpo-de-prova que foi submetida à pressão de água, permaneceu na parte de baixo. Considerou-se como máxima penetração de água, para o concreto ensaiado, a média das máximas penetrações de três corpos-de-prova. Registrou-se também a distribuição das penetrações ao longo de uma faixa central de 100 mm, na superfície de ruptura.

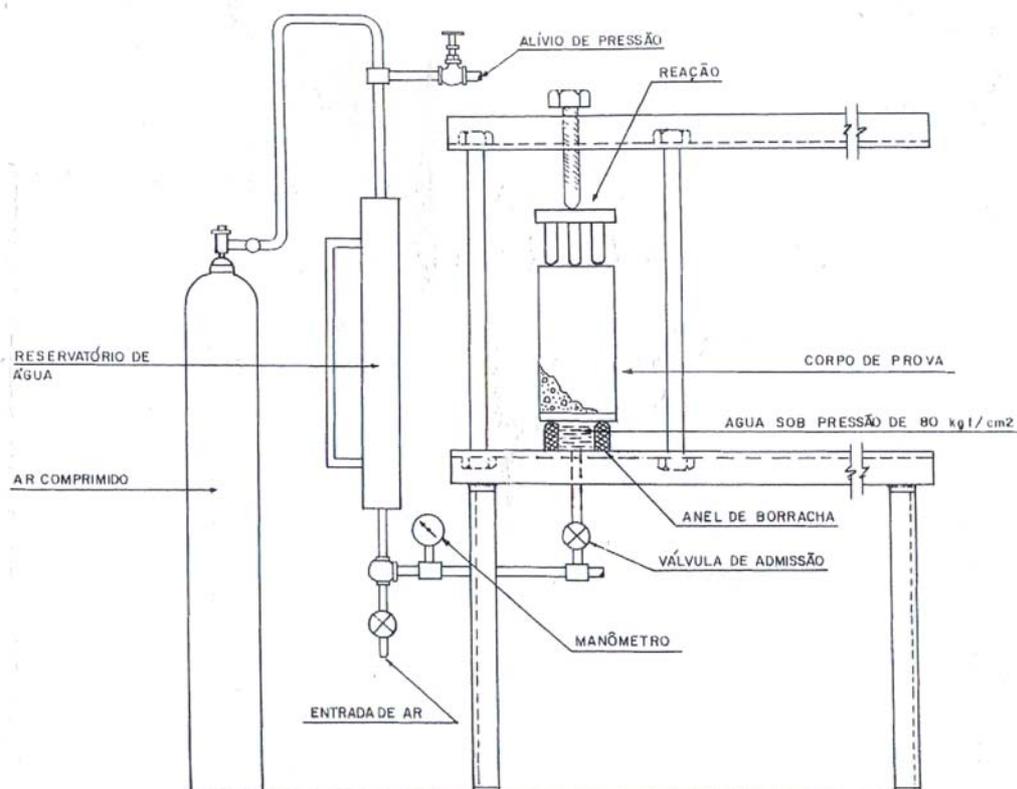


Figura 3.1 – Esquema do sistema utilizado no ensaio de penetração de água

Fonte: SCANDIUZZI; ANDRIOLO (1986, p. 468)



Figura 3.2 – Registro do ensaio de penetração de água em 06 corpos-de-prova

Utilizando-se do método de ensaio prescrito na NBR 9778, foram submetidos corpos-de-prova aos ensaios de absorção aos 07 e 28 dias de idade. A absorção foi calculada pela expressão:

$$\frac{(M_{sat} - M_s)}{M_s} \times 100 \quad (3.1)$$

Onde:

M_{sat} = massa do corpo de prova saturado

M_s = massa do corpo de prova seco em estufa

As amostras foram obtidas em concretos de acordo com a NBR 5738. Para cada traço, foram confeccionados 06 corpos-de-prova, sendo ensaiados 03 em cada idade. Na execução dos ensaios, as amostras foram submetidas as seguintes etapas:

- secagem em estufa à temperatura de $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$;
- saturação em água à temperatura de $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$;
- obtenção da massa da amostra saturada após fervura;
- obtenção da massa da amostra imersa em água.

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES

4.1 IDENTIFICAÇÃO DE MELHORIAS QUE PODERÃO SER IMPLEMENTADAS NO PEDIDO DO CONCRETO, DECORRENTES DAS RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118:2003 E DA NBR 14931:2003.

Analisando os documentos normativos em vigor, observa-se o seguinte:

a) A fixação em projeto da relação água-cimento máxima, associada à classe de resistência do concreto e a agressividade ambiental, praticamente elimina a hipótese do pedido de concreto ser feito considerando apenas a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).

b) Apesar de a Norma NBR 12655:1996, no seu item 5.1, responsabilizar o profissional pelo projeto estrutural pela especificação de requisitos correspondentes à durabilidade do concreto, a Norma de referência (NBR 6118:1982), concernente a projeto e execução de obras de concreto armado, não explicita esta atribuição para o engenheiro projetista, uma vez que se reporta ao assunto na fase de execução (método de dosagem e escolha dos materiais). Contudo, nos itens 5 e 6 da NBR 6118:2003, constata-se que:

- as influências ambientais devem ser definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto;
- dependendo do porte da obra, a avaliação da conformidade do projeto deve ser realizada por intermédio de um profissional habilitado, devendo ser registrada em documento específico que acompanha a documentação do projeto;
- a avaliação da conformidade deve ser realizada antes da fase de construção e, de preferência, simultaneamente com a fase de projeto, como condição essencial para que seus resultados se tornem efetivos e conseqüentes;
- há apresentação de tabela contendo classes de agressividade ambiental e prescrição do seu uso nos projetos estruturais correntes;

- há apresentação de tabela contendo correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto, cujo emprego pelo projetista é permitido quando não houver dados de ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade frente ao tipo e nível de agressividade do meio;

c) Quando elaborada em 1992, a NBR 12655 teve como objetivo introduzir novos conceitos de controle tecnológico que na NBR 6118:1982 já estavam obsoletos. O objetivo era separar os aspectos de execução e controle levando-os para outras normas, reservando para a NBR 6118 apenas os aspectos de projeto, como estão agora contemplados na NBR 6118:2003. Em função disto, em 1996 houve uma revisão da NBR 12655 e esta prevalece até o momento. Esta norma traz as diretrizes que são a base da independência das ações de projeto, execução e controle, inclusive designando os profissionais responsáveis por cada escopo dessas áreas, ao mesmo tempo em que deixa claras as interações dessas responsabilidades para o sucesso da obra. Estes conceitos devem estar mais fortalecidos hoje e evidenciados nas recomendações da Comissão de Estudos da NBR 6118:2003, através dos seus anexos e das apresentações que alguns de seus membros têm feito pelo Brasil, no esforço de fazer a Norma mais presente no mercado. Isto é imprescindível, pois os conteúdos que dizem respeito à execução e ao controle não fazem parte da NBR 6118:2003, mas estão contemplados em suas normas específicas.

A NBR 12655:1996 está novamente em processo de revisão pelo fato de ter sido publicada há mais de sete anos, que a torna, em relação à evolução atual, uma norma obsoleta em muitos de seus itens, mas o mais importante é que ela cumpre o papel de fornecer diretrizes para o controle tecnológico de concreto desde 1992.

O diagrama mostrado na figura 4.1 contempla, de forma sumária, as responsabilidades das partes interessadas, as quais estão descritas na NBR 12655:1996.

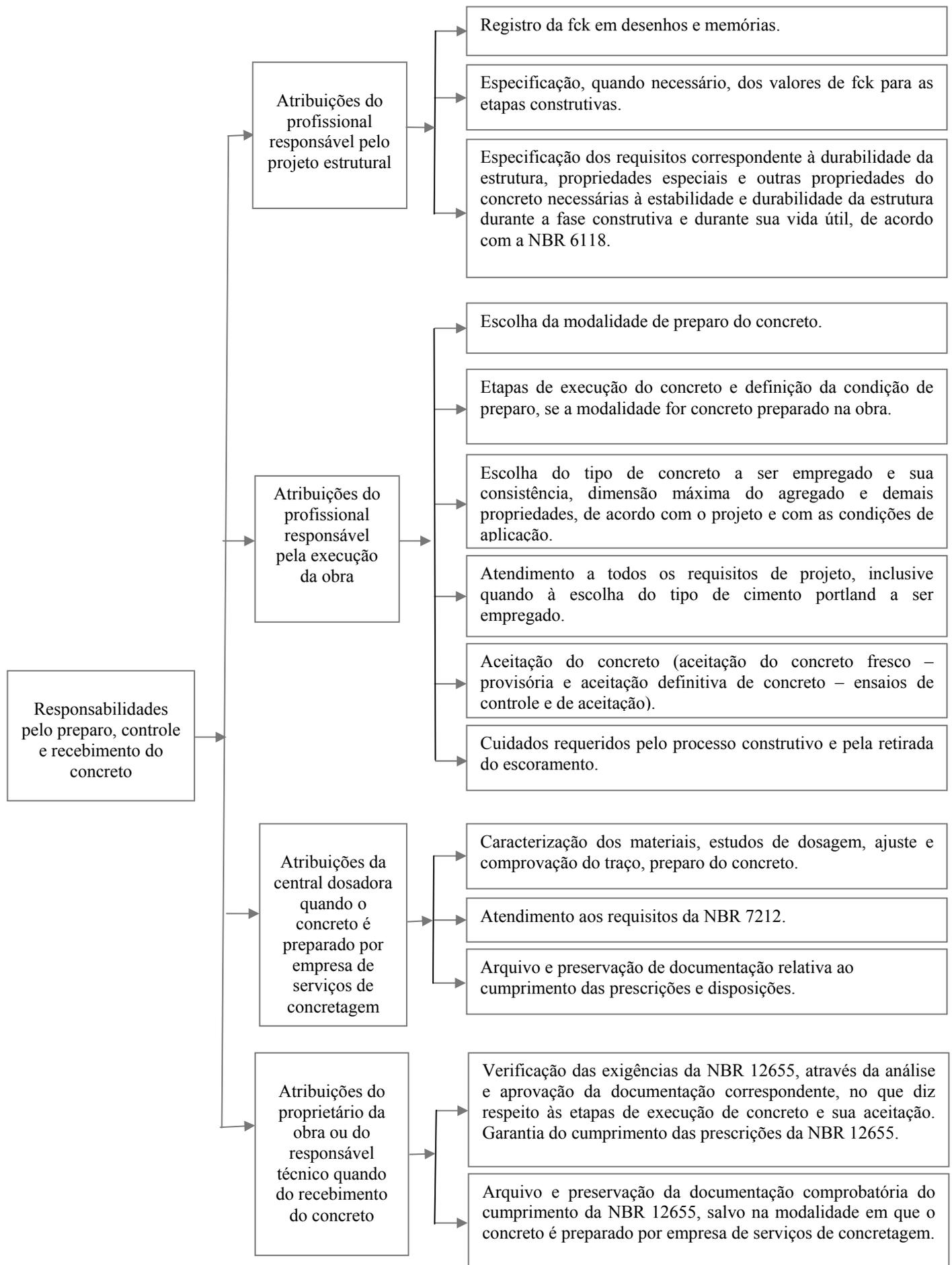


Figura 4.1 – Responsabilidades pelo preparo, controle e recebimento do concreto

d) O item 9.1.2.1 da NBR 14931:2003, relativo ao concreto, prescreve que a especificação deste material deve levar em consideração todas as propriedades requeridas em projeto, em especial a resistência característica, o módulo de elasticidade do concreto e a durabilidade da estrutura. Este requisito facilita o trabalho do contratante dos serviços de concretagem, uma vez que chama atenção para o atendimento de parâmetros importantes que deverão ser registrados na ocasião do pedido do concreto.

e) Segundo o item 9.1.2 da NBR 14931:2003, referente a concreto preparado por empresa de serviços de concretagem, caberá a central dosadora assumir a responsabilidade dos serviços e cumprir as prescrições relativas às etapas de preparo do concreto, conforme NBR 12655:1996 e NBR 7212:1992. Também exige que a documentação relativa ao cumprimento destas prescrições e disposições deva ser disponibilizada para o responsável pela obra e arquivada na empresa dos serviços de concretagem, sendo preservada durante o prazo previsto na legislação vigente. Estas prescrições alertam ao fornecedor de concreto sobre a necessidade de efetuar e manter disponíveis os registros das etapas de trabalho desenvolvidas, bem como identificarem os requisitos que devem ser atendidos.

f) Uma das preocupações do tecnologista de concreto responsável pelo controle, segundo a NBR 12655:1996, é a existência de um tempo antes de começar a obra, para fazer a dosagem do concreto que será utilizado na estrutura. Por ter consciência de variações significativas nas características dos componentes do concreto, com reflexos no seu comportamento, o tecnologista de concreto sabe a importância de um criterioso estudo prévio de dosagem.

O fato de terem surgido as empresas de serviços de concretagem, elas próprias grandemente especializadas em tecnologia de concreto e dosagem, o que apregoam e as valorizam especialmente por que são responsáveis pelo concreto que produzem, fez com que os construtores deixassem de se preocupar com este assunto, afinal comprar “concreto pronto” passou a ser uma facilidade em termos operacionais e técnicos muito bem recebida pelos engenheiros responsáveis pela execução. Entretanto, essas empresas não fazem, evidentemente, o papel do laboratório de tecnologia de concreto, não por falta de interesse nos clientes, mas por terem foco na necessidade de “padronizar” a produção de concreto, proporcionando certas “facilidades” para a venda, como o uso de tabelas com alguns tipos de concreto que atendam de forma ampla a vários tipos de obras. Assim, foi criado o conceito de “família” de concretos: aqueles que possuem a mesma trabalhabilidade, mesmo teor de argamassa, variando a relação água-cimento. Isto proporciona ordenar os concretos dentro de

certos limites e apresentar uma “tabela de preços” aos compradores que aparentemente satisfaz às necessidades principais. Este tipo de tabela facilitou a comercialização dos serviços de concretagem. Contudo, o diálogo sobre o concreto necessário às obras passou, na maioria dos casos, a ser feito entre os compradores das construtoras e os vendedores das “concreteiras”. Este modelo de comercialização, do ponto de vista da tecnologia do concreto, é muito limitado e pode proporcionar enganos perigosos, como os que serão exemplificados.

Poucas empresas se preocupam com a definição do cimento na compra/venda e com a importância de sua manutenção na execução durante toda a concretagem de uma obra. Isto acarreta possibilidades de modificações significativas no comportamento do concreto. Outra limitação é que, ao se garantir o valor da fck aos 28 dias, normalmente não se faz referência ao comportamento antes dessa idade, cujo controle, na maioria das vezes, é feito de forma empírica, não comprometido. Também há limitação quanto à relação água-cimento, que varia com o tipo e/ou com as mudanças do cimento, gerando concretos com diferentes porosidades, embora de mesma resistência.

Exemplos como estes levaram a comunidade tecnológica mundial a se preocupar com a questão da durabilidade das estruturas, que diminui com a porosidade, por sua vez causada pela evaporação de excesso de água no concreto. Este fenômeno se agravou no Brasil nos últimos anos, o mesmo ocorreu no exterior, em países desenvolvidos, pela melhoria das resistências dos cimentos. Como a preocupação era só com a fck, cimentos de maiores resistências puderam ter concreto com maiores relações água-cimento, em função de propiciarem grandes reduções de consumo de cimento, acarretando minoração significativa de custos diretos, bem aproveitadas pelas obras e que hoje mostram seus resultados negativos pelo quadro de patologias que são conhecidas.

As empresas de serviços de concretagem têm o compromisso de realizar dosagens criteriosas e algumas têm seus próprios laboratórios e profissionais especializados e estão aptas a suprir as necessidades de projeto e da execução. Todavia, é preciso aperfeiçoar a especificação (pedido do concreto) que vem do contratante (construtor) e, por sua vez, as exigências de projeto.

A definição das especificações do concreto de uma obra deve ser assunto de reuniões para análise conjunta entre os responsáveis pelo projeto, pela execução e pelo controle. Dessa forma, permitirá ao contratante (construtor) efetuar um pedido de concreto mais exigente e ser

bem atendido pelas concreteiras, que, conhecendo essas necessidades, poderão preparar concretos específicos a cada caso.

As necessidades de dosagem apontadas acima, à luz da situação anterior à NBR 6118:2003, no momento têm a sua razão de ser ainda mais fortalecida. O foco principal da NBR 6118:2003 é a durabilidade, justamente reconhecido pelas ocorrências patológicas constatadas recentemente nas estruturas de concreto, onde se verifica que obras com 30 ou mais anos se apresentam em boas condições, enquanto obras com dez anos ou menos apresentam deficiências visíveis e necessidades de recuperação e manutenção dispendiosas (HERVÉ NETO, 2003 p. 24-25).

g) As especificações de concreto que compõem o projeto de uma obra devem mencionar o combate à degradação precoce das estruturas. O estudo das condições ambientais de entorno e de uso da estrutura exige uma análise especializada, com a participação de engenheiro tecnologista de concreto na elaboração de especificações que envolvem tipo de cimento, relações água-cimento máximas e outras necessidades contempladas pela NBR 6118:2003. Esta norma estabelece um duplo requisito que deve ser atendido pelo concreto simultaneamente: f_{ck} e relação água-cimento máxima. Isto significa que haverá casos que resultarão $f_{ck_{est}} \gg f_{ck}$, ou seja, ultrapassará a necessidade estrutural, em respeito ao compromisso obrigatório com a durabilidade. Em alguns casos, refazer os cálculos para uma f_{ck} maior poderá introduzir vantagens para a redução de seções estruturais, diminuição de volume de concreto, diminuição do peso da estrutura nas fundações, redução de área de formas, redução da taxa de aço por metro cúbico e aumento da disponibilidade de metro quadrado útil. Em função disto, pode-se dizer que a execução das dosagens antes do início da obra é um dos requisitos indispensáveis para se garantir a qualidade da estrutura, atendendo às exigências do projeto em termos estruturais e às exigências de execução, conforme se observa no fluxograma mostrado na figura 4.2.

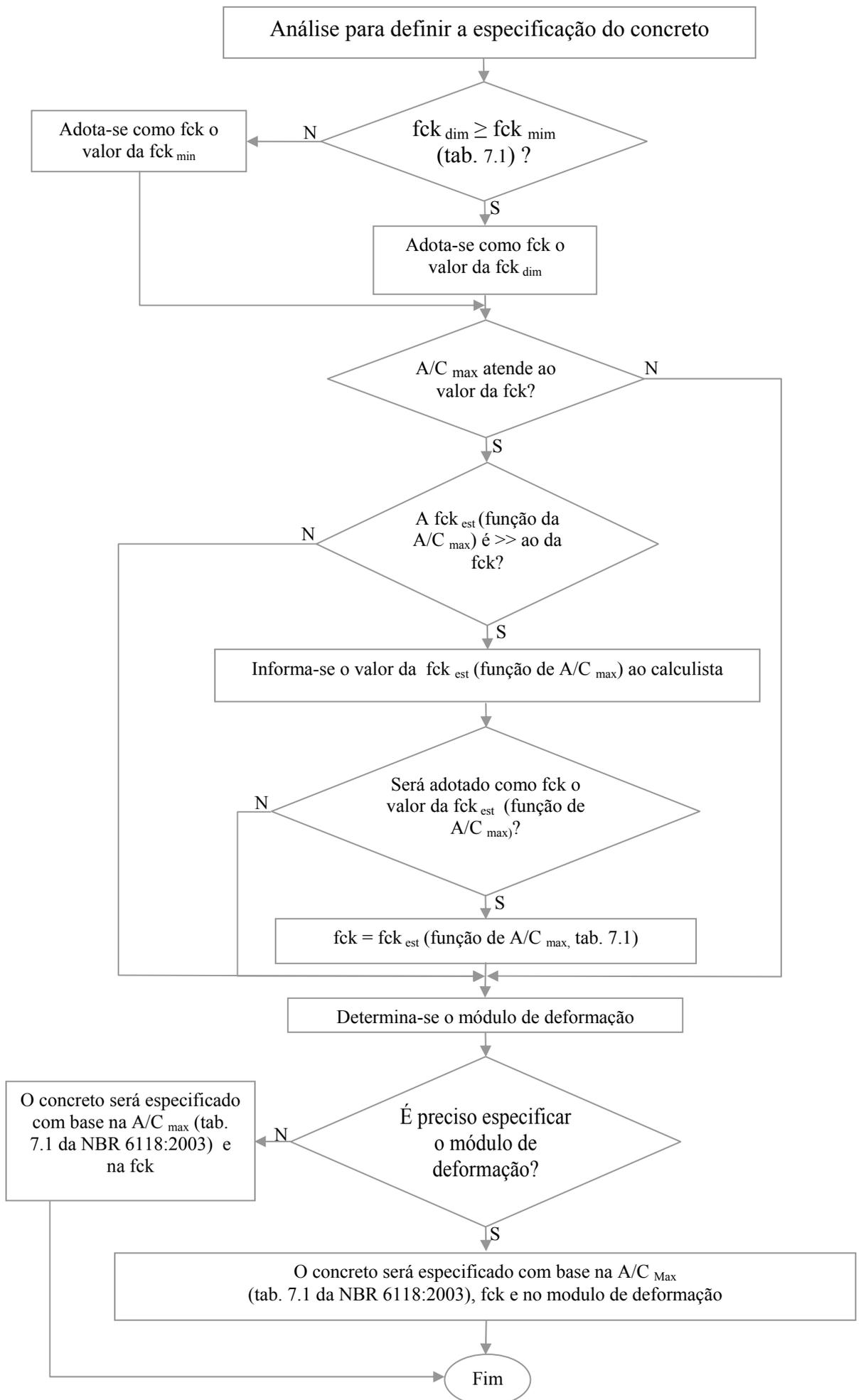


Figura 4.2 – Fluxograma a ser utilizado na especificação do concreto, para os casos em que não há ensaios comprobatórios de desempenho de durabilidade

h) É reconhecida a importância de se definir e controlar a resistência e o módulo de deformação dos concretos, como sendo parâmetros fundamentais para o projetista e usuários. A importância desses parâmetros foi ainda mais ressaltada recentemente, devido à maior facilidade de obtenção das resistências usuais, com elevadas relações água-cimento, e isto, num primeiro momento, conduziu a concretos de baixa durabilidade. Ao elevarmos a relação água-cimento, apesar da resistência ser atendida, temos uma porosidade maior e, portanto, redução do módulo de elasticidade, proporcionando à estrutura uma maior deformabilidade, com reflexos no seu comportamento (flechas, fissuras) e nas estruturas nela apoiadas (alvenarias e seus revestimentos), que passam a sofrer tensões a que não podem resistir. A consequência é a ocorrência de fissuração, deslocamentos, fácil propagação de umidade, etc., além de deficiências do próprio concreto, facilitando a corrosão das armaduras e a ocorrência de outras patologias. Em função desse efeito, a engenharia do concreto voltou-se para o aspecto da durabilidade, ou seja, o projeto do concreto na estrutura deve permitir que ele possua deformabilidade controlada, e o módulo de deformação passou a ser especificado e controlado. As normas atuais, entre elas a NBR 6118:2003, a NBR 12655:1996, a NBR 14931:2003, determinam mais claramente a necessidade da especificação desse parâmetro, ao lado da resistência, para a idade necessária.

Outros dois fenômenos atrelados ao progresso dos métodos construtivos, ocorridos recentemente, tornam ainda mais fundamentais a precisa abordagem do módulo e da resistência; a necessidade de se realizar as diferentes etapas de construção em prazos curtos e o emprego de concretos de resistência elevada. O primeiro desses fenômenos ocorre por dois motivos: a aceleração natural de todas as ações em busca da produtividade, estimulada por sistemas de qualidade, e a própria disponibilidade de recursos tecnológicos nos processos construtivos e no material concreto, que viabilizam esta aceleração. Dessa forma, precisa-se de um tempo de concretagem menor, limita-se o prazo entre as diversas etapas de um edifício, por exemplo, e as formas passam a ser retiradas em prazo menor. Nesta situação, o concreto deve apresentar parâmetros compatíveis com os esforços que receberá nessas idades críticas, tipicamente idades de desforma, protensão, carregamentos, etc. O advento dos concretos de elevada resistência, relativamente recente no Brasil e no mundo, vem trazer parte dos recursos necessários a atender ao aumento da velocidade executiva. Recomenda-se, portanto, um maior aperfeiçoamento do projeto com o apoio especializado do engenheiro tecnologista de concreto, contemplando as complexas especificações do concreto, que deverá atender à obra

em termos estruturais, executivos e operacionais, aumentando sua vida útil e reduzindo a manutenção, em benefícios dos usuários.

i) A tabela 7.1 da NBR 6118:2003 estabelece correspondência entre a classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto, sendo esta traduzida pela relação água-cimento máxima e a classe de resistência mínima. A qualidade potencial do concreto depende preponderantemente da relação água-cimento e do grau de hidratação. São esses os dois principais parâmetros que regem as propriedades de absorção capilar de água, da permeabilidade à água ou gases, de difusividade de água ou de gases, de migração de íons, assim como todas as propriedades mecânicas tais como módulo de elasticidade, resistência à compressão, à tração, fluência, relaxação, abrasão, e outras. Em função disso, consta na referida norma que ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura devam estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta desses ensaios, permite-se adoção dos parâmetros citados na mencionada tabela. Convém salientar que atualmente existem muitos ensaios que procuram medir algumas propriedades relacionadas com os mecanismos de degradação do concreto. Alguns são associados à permeabilidade do concreto e outros associados à penetração de agentes agressivos para o interior do concreto, conforme se observa a seguir:

- porosidade do concreto;
- porometria;
- absorção capilar;
- resistência ao ataque de sulfatos;
- resistência ao ataque de cloretos;
- carbonatação dos concretos e
- permeabilidade do concreto.

Há que se levar em consideração, a dificuldade de se estabelecer um consenso a respeito dos ensaios para avaliação da durabilidade. Entretanto, a maioria dos pesquisadores considera que a permeabilidade é a mais importante das propriedades a ser estudada, visando a obtenção de concretos duráveis.

A qualidade efetiva do concreto na obra deve ser assegurada por corretos procedimentos de mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e desforma, os quais têm efeito relevante nas camadas superficiais do concreto da estrutura e no concreto como um todo, em face da

influência das camadas superficiais nas propriedades de difusividade, permeabilidade e absorção capilar de água e gases. Embora a resistência à compressão não seja, por si só, uma medida suficiente da durabilidade do concreto, porquanto esta depende das camadas superficiais do concreto da estrutura, decidiu-se fazer referência às classes de resistência por ser esta a propriedade mais consagrada nos projetos estruturais. Na fixação dos parâmetros de relação água-cimento máxima e classe de resistência mínima levaram-se em consideração os resultados constantes na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Resultados, em MPa, obtidos em ensaios realizados para determinação de resistência à compressão aos 28 dias de concretos, em função da relação A/C, para vários tipos de cimento.

Tipo de cimento	Relação A/C				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
CP I – 32	28	32	37	41	47
CP II - 32	24	28	31	35	39
CP II – 40	28	32	36	41	46
CP III – 32	23	27	31	36	41
CP III – 40	27	32	37	42	49
CP IV – 32	24	28	32	36	41
CP V – ARI/RS	30	33	38	42	46
CP V - ARI	33	38	42	47	53

Fonte: COMITÊ CT 301, 2003, p.20

Destaca-se que os estudos foram efetuados com agregados graúdos de origem granítica, com dimensão máxima de 25mm. O índice de consistência dos concretos foi de 60 ± 10 mm, e apenas houve emprego de aditivo plastificante normal.

Convém dar preferência a certos tipos de cimento Portland mais adequados a resistir à agressividade ambiental, em função da natureza dessa agressividade. Do ponto de vista de maior resistência à lixiviação e para minimizar o risco de reações álcali-agregado são preferíveis os cimentos com adições tipo CP III e CP IV; para reduzir a taxa de carbonatação são preferíveis os cimento tipo CP I e CP V e para reduzir a penetração de cloretos são preferíveis os cimentos com adições tipo CP III e CP IV (COMITÊ..., 2003, p.20).

A tabela 4.2 resume as considerações importantes abordadas neste item, onde se observa que normas, elaboradas com iguais palavras-chave, foram revisadas em diferentes períodos e nem sempre estão correlacionadas. Isto propicia o uso de terminologias distintas, o registro de

atribuições desatualizadas, incompletas e contraditórias. Este fato pode acarretar interpretações equivocadas das partes envolvidas, prejudicando a qualidade dos contratos, especificações e projetos elaborados e, por consequência, a vida útil da obra.

Tabela 4.2 – Atribuições das partes interessadas referentes à durabilidade e o controle tecnológico do concreto.

NORMAS/ Palavras-chave	PROPRIETÁRIO/ PREPOSTO	ESTRUTURALISTA	CONSTRUTOR
NBR 5670:1977 (Contratação de serviços e obras, seleção de serviços e obras)	Verifica o cumprimento do contrato em todos os seus aspectos.		Executa os serviços na forma estabelecida pelo contratante.
NBR 6118:1982 (Concreto armado)			Para ambientes reconhecidamente agressivos, cuidados especiais devem ser tomados em relação à escolha dos materiais constituintes, respeitando-se limites de consumo de cimento e relação água-cimento compatíveis com a boa durabilidade do concreto. Considera a agressividade do meio ambiente na elaboração da dosagem do concreto, quando da escolha da relação água-cimento.
NBR 6118:2003 (Projeto, estrutura, concreto simples, concreto armado, concreto protendido)	Definem as influências ambientais.		
NBR 7212:1984 (Concreto)			Emite o pedido do concreto que deverá ser atendido pelo fornecedor.
NBR 12654:1992 (Concreto, controle tecnológico)			Considera a agressividade do meio ambiente na elaboração do programa de controle tecnológico. Deve possuir qualificação e experiência comprovadas, juntamente com o pessoal que realiza esta atividade.
NBR 12655:1996 (Concreto)	Verifica o cumprimento desta norma, através da análise e aprovação da documentação correspondente, no que diz respeito às etapas de execução do concreto e sua aceitação.	Especifica os requisitos de durabilidade.	È responsável pelo atendimento ao projeto.

Tabela 4.2 - Atribuições das partes interessadas referentes à durabilidade e o controle tecnológico do concreto. (Continuação)

NORMAS/ Palavras-chave	PROPRIETÁRIO/ PREPOSTO	ESTRUTURALISTA	CONSTRUTOR
NBR 12722:1992 (Discriminação de serviços técnicos de engenharia, edificação)		As prescrições da NBR 6118 devem ser obedecidas na elaboração do projeto estrutural.	É responsável pela execução desta atividade, cuja intensidade e diversidade dependem do vulto e da responsabilidade da obra, além de exigências mínimas de demais normas.
NBR 14931:2003 (Concreto, obra, estrutura)	Participa da elaboração do Plano de Qualidade para execução da estrutura de concreto.	Especifica os aspectos relativos à condição ambiental. As prescrições das normas nacionais devem ser consideradas na elaboração do projeto. Elabora, quando exigido, Plano de Qualidade para execução da estrutura de concreto, conforme NBR 6118 e de comum acordo com o proprietário.	Realiza todas as atividades desenvolvidas na execução das estruturas de concreto, bem como as relativas à inspeção e documentação “como construído”, incluindo a análise do controle de resistência do concreto.
Responsabiliza-se pelas atribuições citadas na NBR 12655.			

4.2 RECOMENDAÇÕES EXTRAÍDAS DE CONSULTAS REALIZADAS EM ARTIGOS E LIVROS TÉCNICOS

A consulta e análise efetuadas em artigos e livros técnicos mencionados permitiram o levantamento das recomendações explicitadas:

a) a degradação do concreto armado pode estar relacionada à patologia dos seus materiais constituintes, motivo pelo qual recomenda-se efetuar, antes do início da obra, ensaios que garantam a qualidade do cimento, água, agregados e aditivos que serão empregados na fabricação dos concretos. Para tanto, há de se atentar para as prescrições contidas na NBR 12654:1992 concernentes a ensaios de qualificação e ao controle tecnológico dos materiais componentes do concreto. Convém salientar que, em muitos casos, não são realizados ensaios de qualificação em todos os componentes em virtude da boa performance obtida em obras anteriores situadas numa determinada região. Por isso, o responsável pelo controle tecnológico dos materiais deve ficar atento às mudanças ocorridas na origem dos constituintes do concreto;

b) as causas da alta permeabilidade das estruturas de concreto não são limitadas apenas ao alto valor da relação água-cimento, ou qualidade do agregado utilizado. O emprego de práticas inadequadas de concretagem, como a mistura incompleta de materiais, cura inadequada, falhas no transporte, lançamento, adensamento e cobrimentos insuficientes da armadura são também fatores importantes a serem considerados, porque favorecem à formação de áreas heterogêneas na estrutura do concreto endurecido, tornando-o alvo potencial para o desenvolvimento de fissuras. Mesmos concretos bem dosados, com uma baixa relação água-cimento e um bom adensamento, podem tornar-se permeáveis, devido ao excesso de fissuras causadas pelas razões já mencionadas (CLÍMACO, 1991, p. 15-25);

c) é muito difícil efetuar a avaliação do grau de agressividade da água ao concreto em laboratório. Existe uma dificuldade muito grande em reproduzir as reais condições a que esta água estava submetida quando em contato com a estrutura. Ao coletar-se uma amostra, alteram-se na verdade alguns condicionantes que interferem na qualidade da água, como o ciclo do gás carbônico e as possíveis contaminações com o solo. Em relação ao concreto, o problema repete-se, tendo em vista a impossibilidade de se reproduzir algumas características como o grau de compactação, dimensão (espessura) etc. Ao lado dos ensaios de laboratório deve ser complementado um estudo de campo, a fim de possibilitar uma observação mais criteriosa da obra em análise;

d) a interação entre os materiais estruturais e o meio ambiente se dá através de sua forma estrutural. Uma relação apropriada da forma estrutural deve ser assegurada cedo, no estágio de concepção do projeto. Há necessidade de se avaliar o grau de exposição ao meio ambiente na região onde será construída a estrutura, levando-se em conta as variações de exposições das diversas partes da mesma estrutura. Importante é também a orientação da estrutura em relação à direção dos ventos, chuvas e insolação dominantes. Atenção deve ser dada ao microclima criado pela própria construção que deve ser levado em conta na determinação da classe de exposição e não apenas o meio ambiente da região onde está a edificação. As juntas de concretagem devem ser projetadas visando ao nível e a variação de tensões de tração no concreto, além do tipo de exposição e agressividade no meio e da preocupação com o seu impacto visual na aparência da estrutura. Recomenda-se evitar desvios bruscos de esforços na estrutura e variações abruptas de seção, a fim de que não causem concentrações de tensões capazes de produzir trincas. Igualmente perigosos para a formação de trincas são os recalques diferenciais, a retração do concreto e os efeitos da temperatura;

e) a durabilidade de uma estrutura ou componente estrutural está relacionada com a razão entre a área da superfície exposta e o volume de concreto. Ou seja, o risco de que substâncias agressivas penetrem no concreto em quantidade suficiente para dar início ao processo de corrosão cresce com o aumento da razão entre a área exposta e o volume de concreto (LEAL, 1992, p. 3);

f) além dos fatores que proporcionam agressividade às estruturas de concreto como os gases poluentes, os micro-climas com condições agressivas, as águas puras, as chuvas ácidas, etc., existem a desagregação e a corrosão devido à névoa salina. A névoa salina contém sulfatos de cálcio e magnésio e cloretos de magnésio e sódio, dentre outros compostos. Esta composição exerce uma ação química e física na superfície, permitindo a penetração de sais que causam a expansão e provocam tensões, desagregando o concreto. Como consequência, as armaduras sofrem um efeito de corrosão, agravado pela presença de cloretos na névoa salina. A interação destes diversos fatores agressivos pode inclusive provocar uma corrosão eletrolítica de difícil recuperação. Os sais presentes na névoa salina são altamente higroscópicos, dependendo tão somente da alta umidade relativa do ar, presente na orla marítima, para desencadear as reações citadas. É interessante lembrar que a maioria dos centros urbanos do País está na orla marítima, associando os elementos agressivos presentes em centros urbanos e industriais à ação da névoa salina (STORTE, 1991, p.40-41);

Em suma, as exigências de durabilidade serão satisfeitas se forem observados os seguintes critérios nos projetos relativos à obra:

- adotar drenagem eficiente;
- evitar formas arquitetônicas e estruturais inadequadas;
- especificar concreto de qualidade apropriada, especialmente nas regiões superficiais dos elementos estruturais;
- especificar convenientemente as propriedades dos materiais;
- estabelecer cobrimentos de concreto apropriados para proteção as armaduras;
- detalhar adequadamente as armaduras;
- controlar a fissuração das peças;
- prever espessuras de sacrifício ou revestimento protetores em regiões sob condições de exposição ambiental muito agressivas; e
- definir um plano de inspeção e manutenção preventiva.

4.3 ANÁLISE E RESULTADOS DA PESQUISA EFETUADA JUNTO AOS ESTRUTURALISTAS BAIANOS

A partir da análise dos resultados da pesquisa efetuada junto aos estruturalistas baianos foram obtidas as informações seguintes, as quais estão correlacionadas com cada questão formulada.

a) A figura 4.3 apresenta os resultados obtidos quanto a principal causa responsável pelas patologias identificadas nas edificações baianas. Conforme se pode observar, 47,0% dos mencionados profissionais escolheram apenas a despassivação da armadura por elevado teor de íon cloro (cloreto), 17,7% entendem que é apenas a despassivação da armadura por carbonatação, 11,7% atribuem à despassivação da armadura causada pela ação do íon cloro e pela carbonatação, 5,9% escolheram apenas a lixiviação por ação de águas puras, 5,9% indicaram apenas as reações expansivas e deletérias da pasta de cimento, em função da presença de sulfatos, 5,9% opinaram pela despassivação do aço por ação do íon cloro e a lixiviação e 5,9% acreditam que sejam a despassivação do aço por carbonatação e a lixiviação.

A figura 4.3 resume a interpretação acima mencionada.

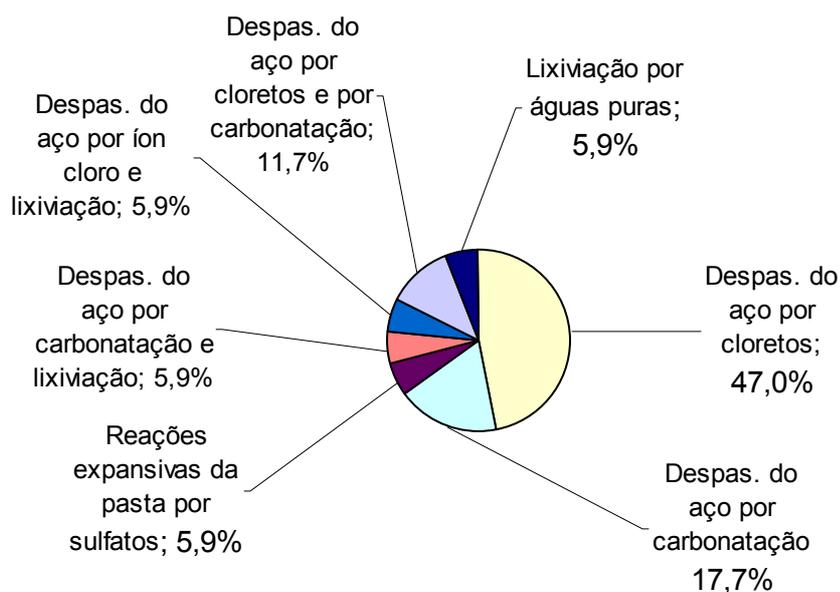


Figura 4.3 Percentagem das causas das patologias das edificações soteropolitanas

b) A figura 4.5 indica os resultados obtidos quanto à aceitação da distribuição percentual proposta no formulário de pesquisa, conforme figura 4.4, dos problemas patológicos associados às etapas de produção e uso de obras civis. Conforme se pode observar, apenas 41,2% dos pesquisados concordam com a distribuição apresentada, 29,4% acreditam que ocorre uma maior incidência de falhas na fase de execução, 17,6% entendem que existem erros de execução associados aos de projeto (cobrimentos inadequados, congestionamento de armaduras, etc.), 5,9% acreditam que a distribuição existente é semelhante, 5,9% informaram que os problemas ocorrem com maior frequência na etapa de planejamento, em função da inexistência de dados sobre as concentrações de substâncias nocivas ao concreto, presentes nas diferentes zonas atmosféricas de Salvador e 40,0% dos que não concordaram com a distribuição proposta, recomendaram a execução de um levantamento estatístico mais apurado.

Das demais citações efetuadas, destacaram-se as seguintes:

- grande parte dos construtores não possui o conhecimento necessário, visa demasiadamente ao resultado financeiro e desvia inconscientemente os engenheiros de suas funções técnicas, que são repassadas aos encarregados;
- o controle de qualidade dos materiais empregados nas obras ainda é incipiente, sendo melhor o do concreto;
- os meios à disposição dos projetistas (programas, processos gráficos, normas, etc.,) reduzem em muito a probabilidade de falhas de projeto que impliquem patologias nas estruturas.

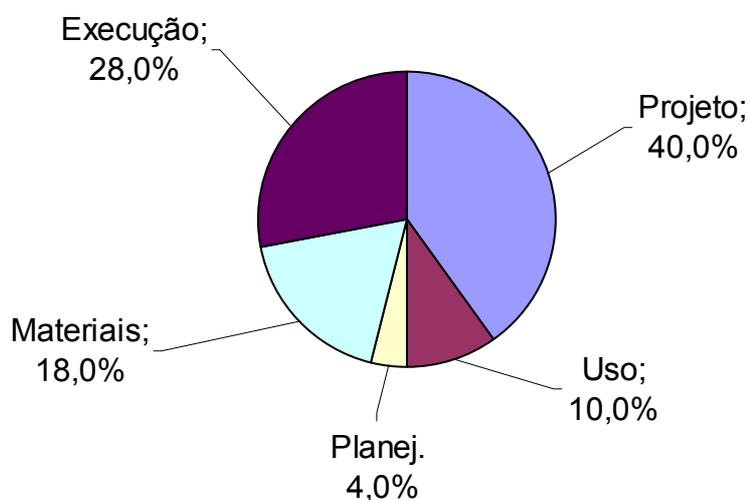


Figura 4.4 – Origem dos problemas patológicos com relação às etapas de produção e uso das obras civis (proposta no formulário de pesquisa).

Fonte: HELENE, 1988, p. 17.

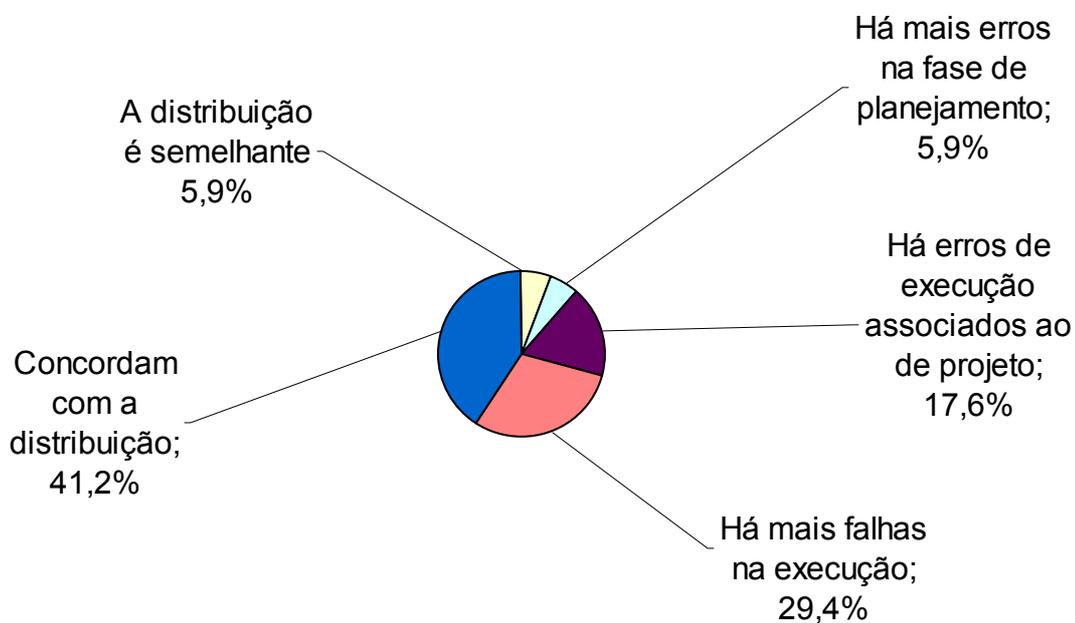


Figura 4.5- Opinião dos projetistas sobre a distribuição percentual mostrada na figura 4.4

Alguns estudiosos preocuparam-se em relacionar, estatisticamente, a incidência das falhas que estão na gênese das anomalias com as principais etapas de construção, entendidas estas como sendo as de concepção e projeto, seleção e emprego de materiais, execução, utilização, manutenção e outras, nomeadamente as relacionadas com imprevistos e acidentes naturais. A tabela 4.3, a seguir apresentada, sintetiza os resultados de alguns desses estudos. Observa-se que os diversos percentuais mostrados indicam a constatação de que os mesmos não estão muito próximos da convergência, o que poderia ser explicado não só pelo método de avaliação, que não é padronizado e varia muito, de observador para observador, mas também pela dificuldade que existe, muitas vezes, na atribuição da responsabilidade pela geração de todo o processo patológico a uma só causa. É importante enfatizar que a última linha da tabela traduz a experiência de projetistas, executores e/ou fiscais, considerando um universo de 260 obras espalhadas por toda a parte, mas particularmente em Portugal, no Brasil e nas antigas colônias portuguesas da África e Ásia (CUNHA; LIMA, 1998, p.13-14).

Tabela 4.3 – Correspondência entre as causas dos fenômenos patológicos nas estruturas e as fases do processo de construção

Fonte de Pesquisa ↓	Concepção e Projeto	Materiais	Execução	Utilização e Manutenção	Outras
F. Gabaldón (Madrid, 82)					
Espanha	41	13	31	11	4
Bélgica	49	15	22	9	5
Reino Unido	49	11	29	10	1
Alemanha	37	14	30	11	8
Dinamarca	36	25	22	9	8
Romênia	37	22	19	11	11
C.E.B. Boletim 157 (82)	50	← 40 →		← 10 →	
Building Research Establishment (U.K, 76)	50	10	30	← 10 →	
D. Plum & J. Hayes (Edinburgh, 83)	46	11	33	← 10 →	
Cóias e Cachadinha (Lisboa, 83)	12	← 81 →		← 7 →	
Jean Blénot (Paris, 74)	35	← 58 →		← 7 →	
J. Loss (U.S.A, 87)	62	← 32 →		← 6 →	
J. Hauser (U.S.A, 79)	36	10	44	5	5
Faculdade de Engenharia da Fundação Armando Álvares Penteado (São Paulo, 89)	18	6	52	14	10
P. Aranha, D. Molin (Ibracon, 94)	30	5	39	← 26 →	
E.N.R. (U.S.A, 79)	10	10	65	← 15 →	
L.E.M.I.T. (Caracas, 75)	20	43	23	← 14 →	
T. Repedir (Lisboa, 97)	36	17	32	9	6

Fonte: CUNHA; LIMA, 1998, p.13-14

A tabela 4.4 contém a comparação dos valores médios da tabela 4.3 com os constantes na figura 4.4, cuja análise indica que, apesar da dispersão geográfica, diferenças de metodologias e dificuldades descritas anteriormente, não há significativa divergência de valores apresentados nas duas fontes. Para fins práticos de análise, os valores da tabela 4.3, que estavam associados a duas fases do processo de construção, foram divididos igualmente entre elas.

Tabela 4.4- Distribuições percentuais das patologias associadas às fases de construção, apresentadas na tabela 4.3 e figura 4.4.

Fonte \ Fase		Concepção/ Projeto ou Planejamento/ Projeto	Materiais	Execução	Utilização e Manutenção	Outras
Distribuição proposta aos calculistas (figura 4.4),%		44,0	18,0	28,0	10,0	-
Diversos países (tabela 4.4)	Média, %	36,3	17,6	32,0	7,9	6,2
	Desvio padrão, %	14,1	10,8	12,4	3,4	3,0

c) Com relação à gravidade das falhas encontradas nas diferentes etapas de produção e uso, as informações obtidas permitem observar o seguinte:

- Falhas no Planejamento

- 43,8% dos calculistas entendem que são as menos graves;
- 37,5% consideram erros nesta fase em penúltimo lugar de gravidade;
- 12,5% dos profissionais compreendem que são as mais graves;
- 6,2% dos calculistas ordenaram estas falhas em 2º lugar de gravidade.

- Falhas de Projeto

- 37,4% dos calculistas opinaram que são as mais graves;
- 31,3% dos calculistas consideraram estas falhas em 2º lugar de gravidade;
- 31,3 % consideram erros nesta fase em 3º lugar de gravidade.

- Falhas em materiais

- 56,3% dos calculistas consideraram estas falhas em 3º lugar de gravidade;
- 25,0% consideram erros nesta fase em penúltimo lugar de gravidade;
- 18,7% entendem que estas falhas enquadram-se no 2º lugar de gravidade.

- Falhas durante a execução

- 43,8% dos calculistas consideraram estas falhas como as mais graves;
- 37,5% entendem que estas falhas enquadram-se no 2º lugar de gravidade;

- 12,5% consideram erros nesta fase em penúltimo lugar de gravidade;
- 6,2% consideram erros nesta fase em 3º lugar de gravidade.

- Falhas durante o uso

- 56,2% dos calculistas entendem que são as menos graves;
- 25,0% consideram erros nesta fase em penúltimo lugar de gravidade;
- 6,3% entendem que estas falhas são as mais graves;
- 6,3% entendem que estas falhas enquadram-se no 2º lugar de gravidade;
- 6,2% consideram erros nesta fase em 3º lugar de gravidade.

Destacou-se a seguinte citação: o projeto deve conter todas as informações e especificações concernentes à execução e aos materiais a serem utilizados, o que não é usualmente feito. Um resumo da análise acima pode ser identificado através das figuras 4.6 a 4.10.

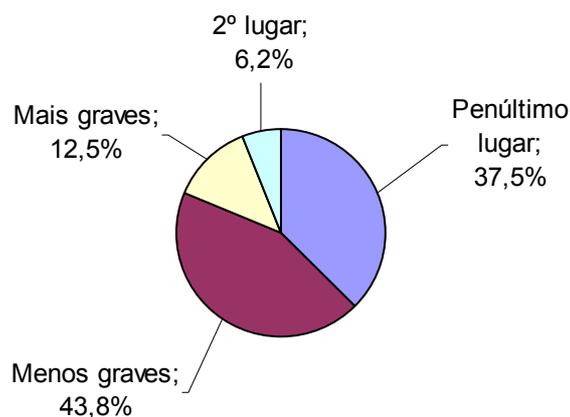


Figura 4.6 – Ordem de gravidade das falhas identificadas no planejamento

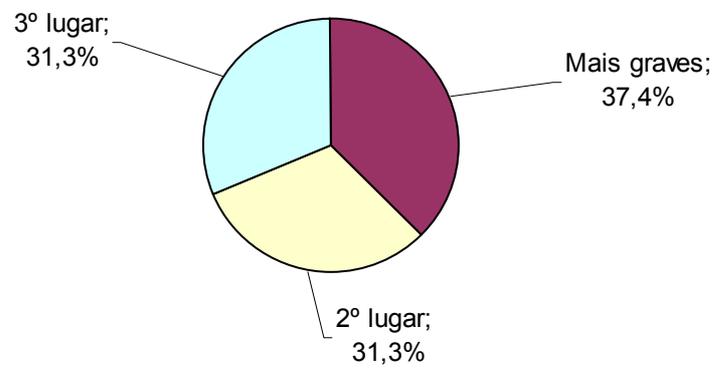


Figura 4.7 – Ordem de gravidade das falhas identificadas em projeto

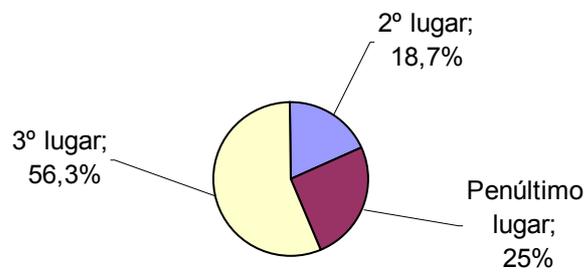


Figura 4.8 – Ordem de gravidade das falhas identificadas em materiais

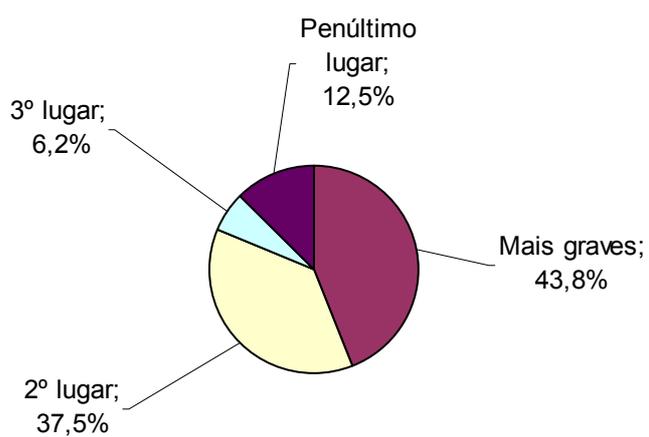


Figura 4.9 - Ordem de gravidade das falhas identificadas na execução

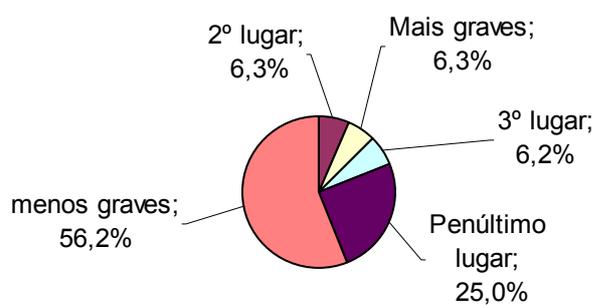


Figura 4.10- Ordem de gravidade das falhas cometidas no uso

As figuras 4.11 e 4.12 mostram a distribuição percentual das falhas consideradas mais graves e menos graves em relação às diferentes etapas, cujos valores foram retirados das figuras 4.6 a 4.10.

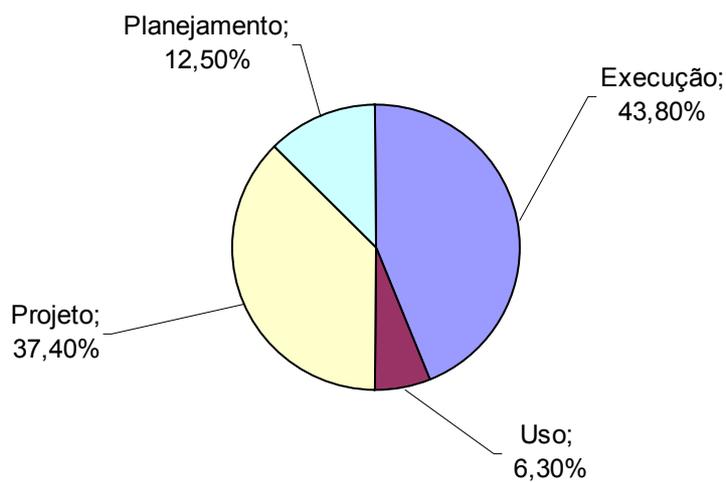


Figura 4.11- Distribuição percentual das falhas graves nas etapas de construção

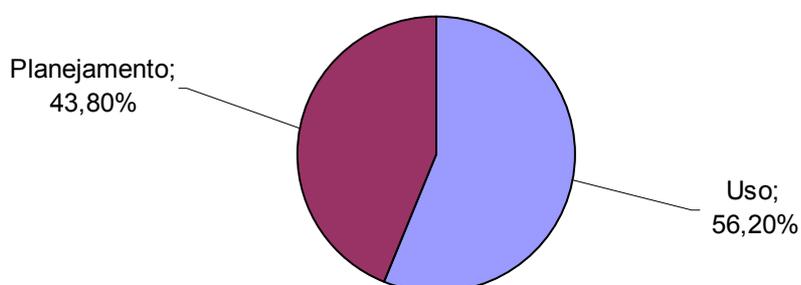


Figura 4.12 - Distribuição percentual faz falhas menos graves nas etapas de construção

d) Questionados sobre o não atendimento, até então, às prescrições contidas no item 5.1.c da NBR 12655:1996, que atribuem também aos projetistas a responsabilidade de estabelecer o consumo mínimo de cimento e a relação água-cimento máxima, apenas 43,8% dos calculistas concordam que a não observância decorreu da convivência com a versão da NBR 6118:1982 que possui conceitos obsoletos de controle tecnológico de concreto. Dos profissionais que discordaram, 66,7% entendem que com a tendência moderna de especializações cada vez mais restritas, os estruturalistas deixaram que os tecnologistas estabelecessem os referidos parâmetros. Foram feitas também as seguintes citações:

- a norma é apenas o retrato histórico do estado de desenvolvimento técnico-científico da profissão, e a exigência de especificar a relação água-cimento é controversa e pode não representar progresso em relação à norma NBR 6118:1982;
- os contratantes não solicitaram aos estruturalistas o atendimento às referidas exigências;
- a NBR 6118:1982 não fixava o valor da relação A/C máxima;
- os projetistas e construtores despreocuparam-se com a durabilidade da estrutura e da construção como um todo; e
- a especificação dos parâmetros deve ser feita pelos tecnologistas e apreciadas pelo projetista.

e) Com relação às dificuldades a serem enfrentadas pelos projetistas quando do estabelecimento da classe de agressividade ambiental, os resultados da pesquisa indicam que 88,2% dos profissionais concordam que a escolha da classe, moderada ou forte, constitui uma das maiores dificuldades quando a estrutura estiver localizada na zona urbana de uma cidade marítima. A opinião contrária baseou-se no pressuposto de que os técnicos locais conhecem perfeitamente o grau de agressividade do ambiente e a natureza dos solos, nos diferentes lugares. Foram feitas as seguintes citações:

- os projetistas sofrerão também uma forte reação quanto à necessidade de aumentar as espessuras das peças para atender os cobrimentos mínimos prescritos;
- o problema de durabilidade não é de macro, mas sim de micro-ambiente; e
- os teores de substâncias nocivas presentes no meio ambiente podem ser determinados freqüentemente.

f) Em relação às prováveis melhorias trazidas ao pedido do concreto, oriundas do atendimento às prescrições contidas nos itens 6.4.2 e 7.4.2 da NBR 6118:2003 e no item 5.1.c da NBR 12655:1996, 68,8% dos estruturalistas acreditam que essas alterações solucionarão o problema atual existente, ou seja, impedirão que o contratante solicite ao fornecedor concretos sem a capacidade suficiente para resistir às ações de fatores ambientais. As opiniões contrárias basearam-se nas seguintes considerações:

- os itens citados na NBR 6118:2003 referem-se apenas ao problema da durabilidade, que é apenas um entre vários de preocupação do construtor;
- a contribuição do engenheiro tecnologista será importante na solução do problema;
- o êxito será alcançado se existir cobrança por parte dos contratantes, os quais precisam tomar conhecimento das novas exigências e serem conscientizados da necessidade de aplicá-las;
- somente a realização de treinamentos intensivos e permanentes das partes envolvidas (projetistas, construtores e executantes) resolverá o problema; e
- os projetistas indicam os parâmetros a serem adotados e os construtores os controlam.

g) Com referência aos 48 casos vivenciados pelos projetistas e explicitados nas tabelas anexas pode-se destacar o seguinte:

- Quanto à fase em que ocorreu a causa do problema
 - em 20 obras, as causas foram creditadas apenas às fases de projeto e execução;
 - em 12 obras, as causas ocorreram durante a sua execução;
 - em 10 obras, as causas estiveram associadas apenas ao projeto;
 - em 02 obras, o uso e/ou manutenção inadequados das edificações provocaram as suas patologias; e
 - em 04 obras, ocorreu uma das demais combinações das fases, conforme se observa na tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Correlação entre o nº de obras com patologias e as fases de construção.

Nº de obras	Fase em que ocorreram as causas dos problemas								
	Planejamento (Pl)	Projeto (Pr)	Execução (E)	Uso (U)	(Pr)+(E)	(Pl)+(Pr)+(E)	(Pl)+(E)	(Pr)+(E)+(U)	(Pr)+(U)
20					X				
12			X						
10		X							
2				X					
1						X			
1							X		
1								X	
1									X
%	0	20,8	25,0	4,1	41,7	2,1	2,1	2,1	2,1

- Relativo às patologias:

- em 10 obras, ocorreu apenas a corrosão de armaduras;
- em 09 obras, foram observados os fenômenos de corrosão de armaduras, a desagregação e fissuração do concreto;
- em 06 obras, foram detectadas a corrosão de armaduras e a fissuração do concreto;
- em 04 obras, observaram-se a corrosão de armaduras e a desagregação do concreto;
- em 03 obras, detectou-se apenas a deformação de peças estruturais;
- em 02 obras foram diagnosticadas a corrosão de armaduras, a desagregação e fissuração do concreto, falhas produzidas nos elementos estruturais e outras patologias (recalque estrutural ou porosidade do concreto);
- em 02 obras, identificaram-se a fissuração e deformação do concreto, bem como outros problemas (recalque estrutural ou retração da argamassa de revestimento);
- em 02 obras, foram verificadas a deformação do concreto e outras patologias não explicitadas;
- em 02 obras, foram apenas diagnosticadas outras patologias (desaprumo e rotação); e
- em 08 obras restantes, foram encontrados diferentes grupos de patologias, sendo que a cada obra correspondeu apenas um dos seguintes grupos de patologias:

1- fissuração;

2- fissuração e deformação;

- 3- fissuração, deformação e outros;
- 4- corrosão de armaduras e deformação da estrutura;
- 5- corrosão de armaduras, fissuração e deformação;
- 6- corrosão de armaduras, fissuração, desagregação do concreto e outros;
- 7- corrosão de armaduras, fissuração, deformação, desagregação do concreto e outras;
- 8- falhas produzidas nos elemento estruturais e outros.

A figura 4.13 apresenta a distribuição percentual encontrada para as patologias diagnosticadas nas edificações baianas.

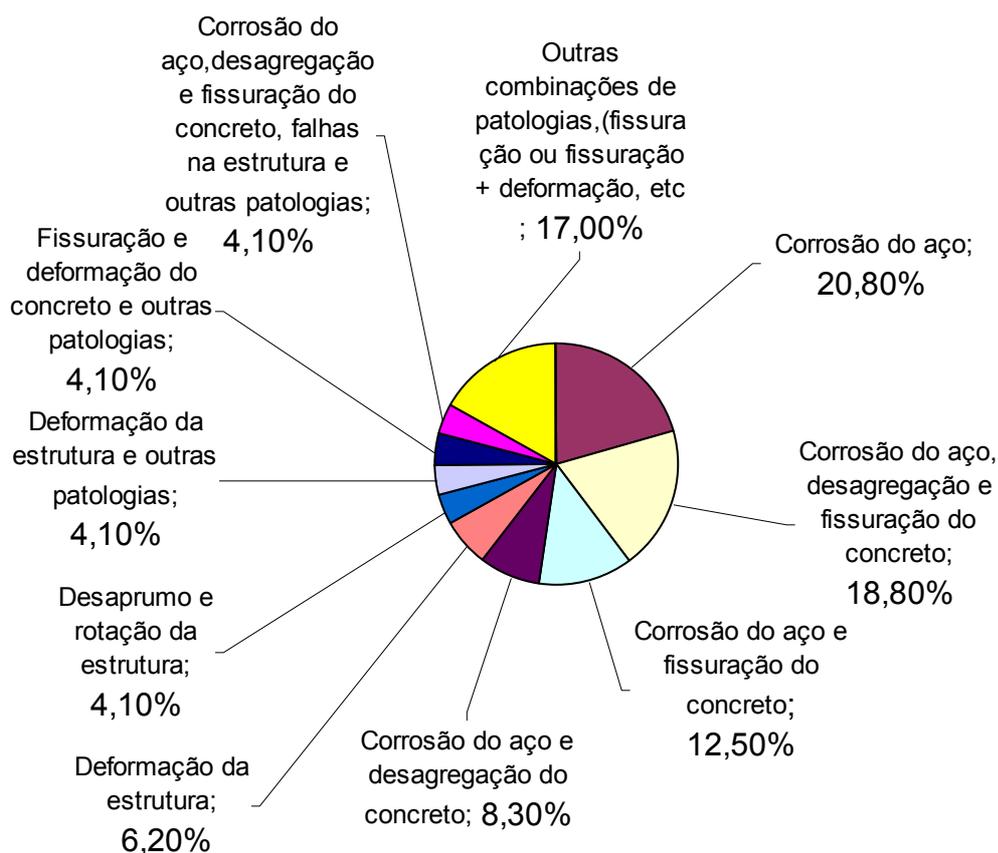


Figura 4.13 – Distribuição percentual das patologias encontradas

- Quanto às causas das patologias

- em 21 Obras, foi identificada apenas uma das seguintes causas, conforme a seguir e de acordo com a tabela 4.6.

- 1- cobertura insuficiente devido à execução (06 obras);
- 2- cobertura insuficiente especificado em projeto (04 obras);
- 3- relacionada à concepção do projeto (03 obras);
- 4- relacionada às formas (02 obras);
- 5- carga devido ao peso próprio e de utilização (01 obra);
- 6- referente à ancoragem de armaduras (01 obra);
- 7- relativa à mistura do concreto (01 obra);
- 8- uso e/ou manutenção da edificação (01 obra);
- 9- outras (locação incorreta, carregamento excessivo – 02 obras).

Tabela 4.6 – Identificação de obras com causa única de patologia

Causas dos problemas observados					Nº de obras
Projeto	Armadura	Concreto	Uso	Outros	
concepção incorreta					03
cargas devido ao peso próprio e utilização					01
	ancoragem incorreta das armaduras				01
	cobertura insuficiente especificado em projeto				04
	cobertura insuficiente devido à execução				06
		mistura inadequada			01
		preparo e uso inadequado de formas			02
			Uso inadequado		01
				locação inadequada	02
Total de obras com causa única					21

- em 12 obras, foram identificados, pelo menos, o cobrimento insuficiente especificado em projeto e o cobrimento insuficiente devido à execução. Dessa quantidade, verificou-se que em 08 obras ainda foi encontrada pelo menos uma causa relativa ao projeto e em 02 obras ocorreram também erros no lançamento do concreto, conforme tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Levantamento de obras cujas causas das patologias foram, pelo menos, os cobrimentos de armadura insuficientes devido ao projeto e a execução.

Causas dos problemas observados				Nº de obras
Projeto	Armadura	Concreto	Outros	
-	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	-	-	02
-	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	adensamento deficiente	-	02
concepção incorreta	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	-	-	01
concepção incorreta e ações climáticas	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	especificação de projeto e lançamento incompatível		01
ações climáticas	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	cura		01
ações climáticas	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	especificação de projeto e lançamento incompatível		01
ações climáticas	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	patologia dos componentes e dosagem	X	01
concepção incorreta, cargas devido ao peso próprio e de utilização e ações climáticas	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	pedido incorreto		01
concepção incorreta, e ações climáticas	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	especificação de projeto		01
concepção incorreta, e ações climáticas	cobrimento insuficiente (especificação e execução)	lançamento incompatível e cura		01
Total de obras com, pelo menos, cobrimentos insuficientes (especificação e execução)				12

A descrição da célula em X significa que não houve identificação da patologia por parte do projetista.

- em 03 obras, foi observado o cobrimento insuficiente, especificado em projeto, associado a pelo menos a uma outra causa de projeto;
- em 02 obras, foi observado o cobrimento insuficiente, devido à execução, associado a pelo menos a uma outra causa relacionada ao concreto;
- em 02 obras, foram detectados problemas relativos aos estribos juntamente a pelo menos uma outra causa referente ao concreto;
- em 02 obras, pelo menos, as ações climáticas juntamente com a concentração de esforços foram responsáveis pelos danos verificados;
- em 05 obras, a concepção incorreta associada a pelo menos uma outra causa (projeto, armadura, concreto, outro ou uso) acarretaram patologias às estruturas; e
- em 01 obra, quatro causas relativas ao concreto (pedido, patologia dos componentes, dosagem e cura) foram responsáveis por danos à edificação.

A tabela 4.8 contém as causas identificadas nas 15 obras antes referidas.

Tabela 4.8 – Levantamento de obras com causas diversas de patologias

Causas dos problemas observados					Nº de obras
Projeto	Armadura	Concreto	Uso	Outros	
concepção inadequada	cobrimento insuficiente especificado em projeto	especificação incorreta do concreto no projeto			02
ações climáticas	cobrimento insuficiente especificado em projeto				01
	cobrimento insuficiente devido à execução e categoria, limpeza, posicionamento e espaçamento	pedido incorreto e lançamento incorreto			01
ações climáticas	cobrimento insuficiente devido à execução	lançamento incorreto		X	01
carga devido ao peso próprio e de utilização	estribos incorretos	especificação incorreta do concreto no projeto	X		01
	estribos incorretos	dosagem inadequada			01
ações climáticas e concentração de esforços		cura deficiente		X	01
ações climáticas, ações acidentais e concentração de esforços					01
concepção inadequada	categoria, limpeza, posicionamento e espaçamento	patologia dos componentes	X		01
concepção inadequada	apoios deslizantes incorretos	especificação incorreta do concreto no projeto e patologia dos componentes			01
concepção inadequada				X	01
concepção inadequada		patologia dos componentes		X	01
concepção inadequada e concentração de esforços				X	01
		pedido incorreto, patologia dos componentes, dosagem inadequada e cura deficiente			01
Total de obras					15

4.4 ANÁLISE E RESULTADOS DA PESQUISA EFETUADA JUNTO A UMA EMPRESA DE RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS

O levantamento efetuado compreendeu 25 obras (09 em áreas industriais e 16 localizadas na zona urbana), cujos serviços de recuperação foram efetuados no período de 2000 a 2001. Os dados obtidos forneceram as seguintes informações:

a) Quanto à fase em que ocorreu a causa do problema:

- em 10 obras, as causas ocorreram apenas na fase de execução;
- em 09 obras, as causas estiveram associadas às fases de projeto, execução e uso e/ou manutenção, concomitantemente; e
- em 06 obras, foram identificadas causas nas fases de projeto e execução.

b) Quanto às patologias identificadas no período:

- em 14 obras, foram observados os fenômenos de corrosão de armaduras e fissuração do concreto;
- em 09 obras, foram detectadas a corrosão de armaduras, a desagregação e fissuração do concreto;
- em 02 obras, observou-se apenas a infiltração de água.

c) Quanto às causas das patologias diagnosticadas:

- nas 25 obras, analisadas, foram identificados os seguintes grupos de causas, conforme a tabela 4.9 seguinte.

Tabela 4.9 – Causas das patologias identificadas pela empresa de recuperação de estruturas

Causas dos problemas observados				Nº de obras
Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	
concepção incorreta e ações climáticas	cobrimento insuficiente especificado em projeto	pedido incorreto	X	08
	cobrimento insuficiente devido à execução	pedido incorreto		04
	cobrimento insuficiente devido à execução			04
ações climáticas	cobrimento insuficiente especificado em projeto	pedido incorreto		03
ações climáticas	cobrimento insuficiente especificado em projeto			03
		pedido incorreto		02
ações climáticas	cobrimento insuficiente (em projeto e na execução)	pedido incorreto		01
Total de obras submetidas aos serviços de recuperação				25

A partir da análise das causas das patologias de 73 obras diagnosticadas (48 pelos projetistas e 25 pela empresa de recuperação), pode-se observar que 28 apresentaram, pelo menos, como motivo do problema patológico, o pedido incorreto do concreto ou a sua especificação inadequada em projeto. Dessas obras, 18 localizam-se na zona urbana, enquanto 10 na zona industrial de Salvador. Salienta-se que das 73 obras estudadas, 57 localizam-se na zona urbana e 16 na zona industrial. As tabelas 4.10 e 4.11, apresentam um resumo da origem das obras analisadas e das causas das patologias relativas à especificação do concreto.

Tabela 4.10- Levantamento e localização das obras diagnosticadas pelos projetistas e empresa de recuperação.

Nº de obras indicadas pelos projetistas		Nº de obras indicadas pela empresa de recuperação de estrutura		Total de obras localizadas		Total geral
Zona urbana	Zona industrial	Zona urbana	Zona industrial	Zona urbana	Zona industrial	
41	7	16	9	57	16	73

Tabela 4.11- Levantamento das obras estudadas que apresentaram, pelo menos, como causa de suas patologias o pedido do concreto ou especificação deste em projeto

Levantamento Causa da patologia	Nº de obras localizadas na zona urbana		Nº de obras localizadas na zona industrial		Total de obras onde ocorreu, pelo menos, uma das causas das patologias
	Pesquisa com os projetistas	Pesquisa com a empresa de recuperação de estrutura	Pesquisa com os projetistas	Pesquisa com a empresa de recuperação de estrutura	
Pedido incorreto do concreto	2	10	1	8	21
Especificação incorreta do concreto em projeto	6	0	1	0	7
Total	8	10	2	8	28

4.5 ANÁLISE DA CLASSIFICAÇÃO DA AGRESSIVIDADE AMBIENTAL DOS BAIRROS LOCALIZADOS NA ZONA URBANA, EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE OBRAS INFORMADAS PELOS PROJETISTAS E PELA EMPRESA DE RECUPERAÇÃO.

Após um tratamento preliminar dos dados obtidos, decidiu-se organizá-los para análise conforme ilustrado na tabela 4.12. Nesta tabela, para cada localidade, estão apresentados o número de casos de patologias ligadas à agressividade do meio (por cem mil domicílios), a diferença de cota máxima obtida, adotada como indicadora do relevo da área, a cota média da área, seu nível de renda médio ou fator de renda, definido como a relação entre a renda média da população do bairro e a renda média domiciliar da Região Metropolitana de Salvador (R\$ 1.333,40 censo de 2000), e a distância de seu centro de gravidade até o mar. Os parâmetros diferença de cota máxima, cota média e distância até o mar foram normalizados pela elevação máxima da cidade de Salvador, de 119 metros. Os dados concernentes à topografia dos bairros e suas distâncias à costa marítima foram obtidos junto a CONDER, enquanto os relativos ao censo de 2000 foram informados pelo IBGE.

Foram realizadas análises de regressão utilizando-se o método dos mínimos quadrados buscando-se encontrar equações que representassem a influência destes fatores no número de casos observados, visando a uma classificação futura do grau de agressividade ambiental da localidade. O fator de renda, embora não esteja ligado diretamente à agressividade do meio, tem influência, por um lado, na qualidade das edificações e, por outro lado, na disponibilidade financeira para a realização dos reparos nas patologias diagnosticadas.

Após a realização de tentativas com diversos tipos de funções, escolheu-se utilizar a função abaixo para reprodução dos dados obtidos em campo. Trata-se de uma função altamente não linear, empírica, cuja validade dos parâmetros se restringem somente à área de Salvador, para o período de tempo envolvido pelas obras de recuperação pesquisadas.

Tabela 4.12- Relação entre o número de casos com patologias e as características dos bairros

Localidade	Nº de casos/cem mil domicílios	Δ cota normalizada	Distância média normalizada	Elevação média normalizada	Fator de renda
Armação	11,91	0,47	6,16	0,23	2,49
Barra	38,45	0,38	1,59	0,20	2,91
Brotas	29,32	0,34	24,82	0,42	1,42
Canela	48,26	0,17	4,45	0,50	3,68
Boa Viagem	12,62	0,16	0,62	0,07	0,63
Contorno	24,13	0,17	0,50	0,13	3,68
Federação	77,52	0,40	13,05	0,39	0,69
Graça	15,54	0,39	6,41	0,38	3,55
Amaralina	27,41	0,23	1,45	0,09	1,22
Imbuí	17,11	0,18	15,47	0,26	2,24
Jaguaribe	14,62	0,16	5,52	0,07	2,33
Itaigara	58,53	0,32	23,15	0,25	5,44
Ondina	74,93	0,55	3,55	0,33	3,67
Patamares	14,62	0,35	7,11	0,19	2,33
Piatã	14,62	0,36	3,03	0,20	2,33
Pituba	48,40	0,23	7,04	0,09	3,42
Ribeira	13,74	0,16	1,12	0,07	0,73
Rio Vermelho	57,95	0,23	1,02	0,15	2,37
Vitória	72,39	0,57	1,41	0,34	3,68

$$N = \left[a_0 + a_1 \cdot X_1^{n_1} + a_2 \cdot X_2^{n_2} + a_3 \cdot X_3^{n_3} \right]^{n_4} \quad (4.1)$$

Onde:

N = Número de casos de danos estruturais reparados por cem mil domicílios na área

X_1 = Produto da cota média normalizada pela diferença de cota normalizada de cada área

X_2 = Distância do centro de gravidade da área até o mar

X_3 = Rendimento médio normalizado da população da área.

$a_0, a_1, a_2, a_3, n_1, n_2, n_3$ e n_4 são parâmetros de ajuste.

Os melhores parâmetros obtidos apresentaram os seguintes valores: $a_0 = 49,6$, $a_1 = 4,90 \text{ E}05$, $a_2 = -4,40$, $a_3 = 0,0924$, $n_1 = 5,0$, $n_2 = -2$, $n_3 = 4$ e $n_4 = 1/1,2$, que conduziram à obtenção de um ajuste com $r^2 = 0,509$.

Na figura 4.14 é apresentado o melhor ajuste obtido aos dados experimentais. Conforme se pode observar, os pontos em destaque, representando os bairros da Federação (losango cinza) e da Graça (quadrado cinza), foram aqueles que mais se distanciaram dos valores obtidos. Em vista disto, uma nova análise foi realizada, utilizando-se os resultados médios, ponderados

pelo número de domicílios dos bairros da Federação e Ondina e da Barra e da Graça. A tabela 4.13 apresenta um resumo dos dados obtidos após a junção destes bairros.

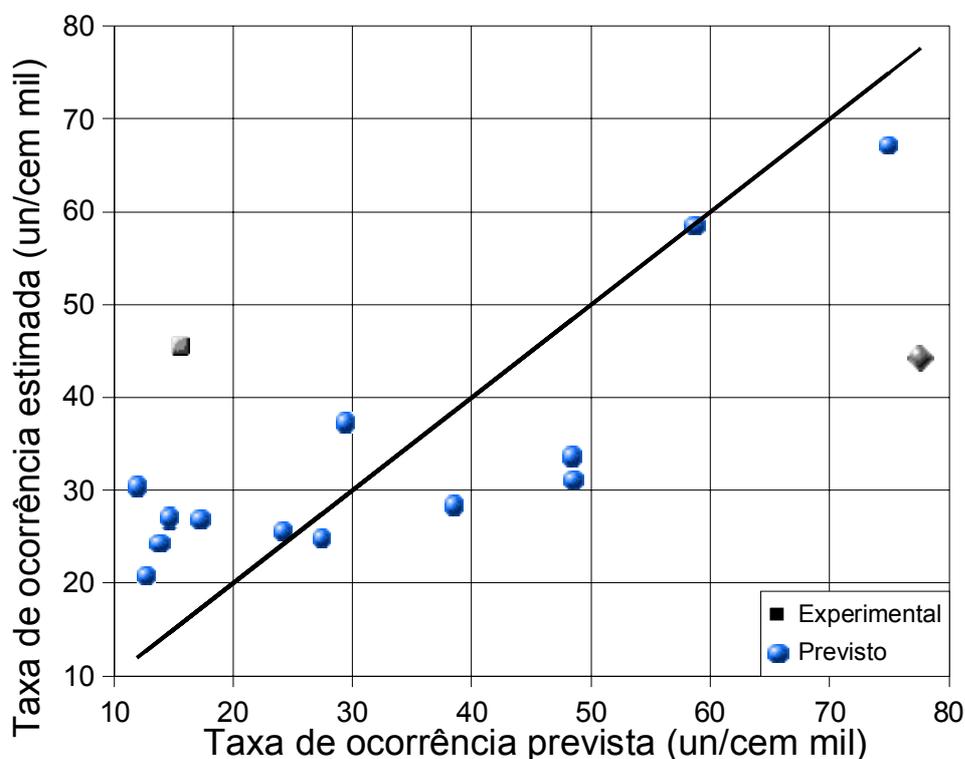


Figura 4.14 - Resultados obtidos das análises realizadas com o uso da equação 4.1

Neste caso, os melhores parâmetros obtidos apresentaram os seguintes valores: $a_0 = 41,8$, $a_1 = 1,24 \text{ E}08$, $a_2 = -4,66$, $a_3 = 5,38$, $n_1 = 8,2$, $n_2 = -3$, $n_3 = 2$ e $n_4 = 1/1,3$, que conduziram à obtenção de um ajuste com $r^2 = 0,719$. A figura 4.15 apresenta o melhor ajuste obtido aos dados experimentais. Conforme se pode observar, há um claro ganho na qualidade do ajuste obtido.

Para que a influência dos fatores referentes à agressividade do meio fosse melhor avaliada, decidiu-se por analisar e expurgar a influência do fator sócio econômico, o fator de renda. Isto foi feito retirando-se da equação 4.1 a parcela referente ao fator renda e calculando-se a diferença entre os valores experimentais e previstos obtidos, através da equação 4.2. Nesta equação, N_f corresponde à motivação provocada pelo aumento do poder aquisitivo para a

realização das obras de restauro e N_{prev} corresponde ao número de casos experimentais previstos utilizando-se todos os parâmetros adotados. A figura 4.16 apresenta os valores de N_r obtidos em função do fator de renda. Conforme se pode observar, para um fator de renda de cerca de 5,4, correspondente ao bairro do Itaigara, o alto poder aquisitivo motivou a contratação de cerca de 41 casos/cem mil de domicílios a mais do que os bairros com renda média inferior a renda média da região metropolitana, $X_3 < 1$.

$$N_r = N_{prev} - \left[a_o + a_1 \cdot X_1^{n_1} + a_2 \cdot X_2^{n_2} \right]^{n_3} \quad (4.2)$$

Os dados experimentais apresentados na figura 4.16 foram ajustados mediante o emprego da equação 4.3 apresentada adiante, onde c_0 e c_1 são parâmetros de ajuste da equação. Foram obtidos valores de $c_0 = 1,74$ e $c_1 = 1,88$ com um valor de $r^2 = 0,99$.

$$N_r = c_0 \cdot X_3^{c_1} \quad (4.3)$$

Para que a influência do nível de renda nos dados obtidos fosse minorada, em primeiro lugar, procurou-se estabelecer um patamar monetário a partir do qual os custos devidos às obras de recuperação não mais representassem um forte obstáculo à sua execução (X_{3max}). Apesar de ser um valor de difícil estimativa, adotou-se um padrão de renda 50% maior que o do bairro do Itaigara, ou $X_{3max} = 8,16$. Um fator de correção, F_{cor} , definido pela equação 4.4 apresentada adiante, foi então utilizado para corrigir os dados experimentais obtidos, de modo a melhor se avaliar a influência dos fatores climáticos. Pela equação 4.4, um bairro ou região com um fator de renda igual a X_{3max} teria $F_{cor} = 0$, ou seja, todas as ocorrências de patologias seriam devidamente recuperadas. Abaixo deste patamar, o número de ocorrências de patologias será sempre maior do que o número de casos de recuperação executados. A partir da equação 4.4, o número de ocorrências para cada localidade pôde ser corrigido conforme a equação 4.5, de modo a se levar em conta, de forma mais apropriada a influência dos fatores ambientais.

$$F_{cor} = c_o \cdot \left[X_{3max}^{c_1} - X_3^{c_1} \right] \quad (4.4)$$

$$N_{exp}^* = N_{exp} + F_{cor} \quad (4.5)$$

Tabela 4.13 – Resumo dos dados obtidos após a junção dos bairros Barra e Graça e Ondina e Federação.

Localidade	Nº de casos/cem mil domicílios	Δ cota normalizada	Distância média normalizada	Elevação média normalizada	Fator de renda
Armação	11,91	0,47	6,16	0,23	2,49
Barra/Graça	25,78	0,39	4,26	0,30	3,26
Brotas	29,32	0,34	24,82	0,42	1,42
Canela	48,26	0,17	4,45	0,50	3,68
Boa Viagem	12,62	0,16	0,62	0,07	0,63
Contorno *	24,13	0,17	0,50	0,13	3,68
Amaralina	27,41	0,23	1,45	0,09	1,22
Imbuí	17,11	0,18	15,47	0,26	2,24
Jaguaribe	14,62	0,16	5,52	0,07	2,33
Itaigara	58,53	0,32	23,15	0,25	5,44
Ondina/Federação	76,39	0,55	8,87	0,36	2,00
Patamares	14,62	0,35	7,11	0,19	2,33
Piatã	14,62	0,36	3,03	0,20	2,33
Pituba	48,40	0,23	7,04	0,09	3,42
Ribeira	13,74	0,16	1,12	0,07	0,73
Rio Vermelho	57,95	0,23	1,02	0,15	2,37
Vitória	72,39	0,57	1,41	0,34	3,68

A tabela 4.14 apresenta os resultados da tabela 4.13 corrigidos pela equação 4.5. A equação 4.6 pode ser utilizada para o cálculo do número de ocorrências em outros bairros da cidade não contemplados pela pesquisa realizada.

$$N = \left[a_o + a_1 \cdot X_1^{n_1} + a_2 \cdot X_2^{n_2} + a_3 \cdot X_3^{n_3} \right]^{n_4} + c_o \cdot \left[X_{3max}^{c_1} - X_3^{c_1} \right] \quad (4.6)$$

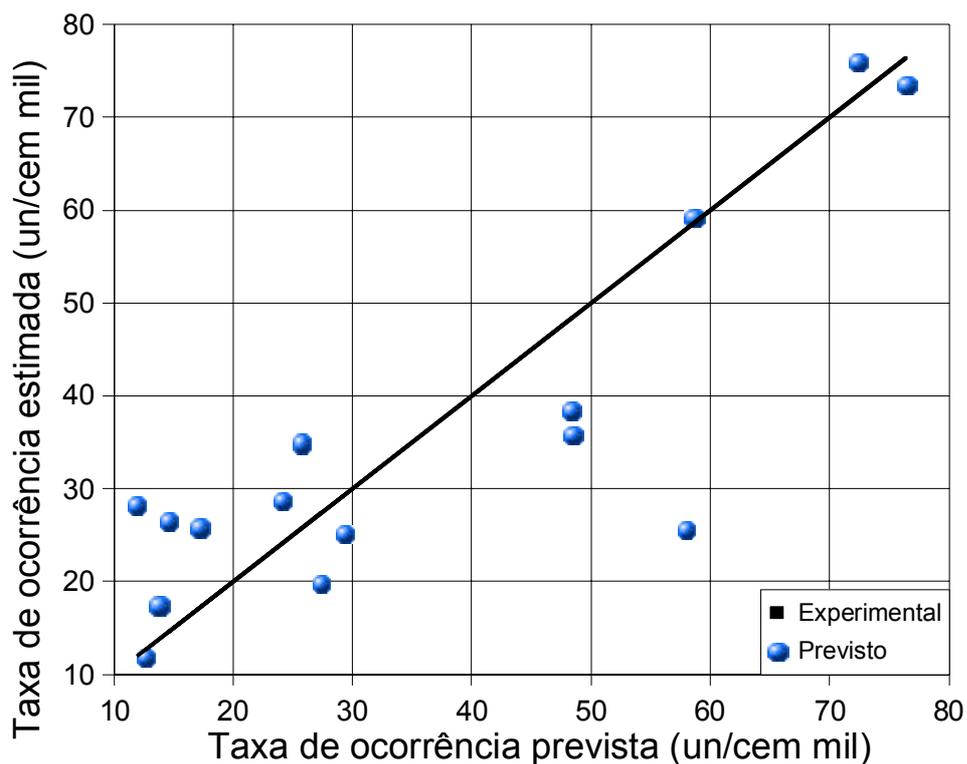


Figura 4.15 – Resultados obtidos das análises após a junção dos bairros de Graça e Barra e Federação e Ondina.

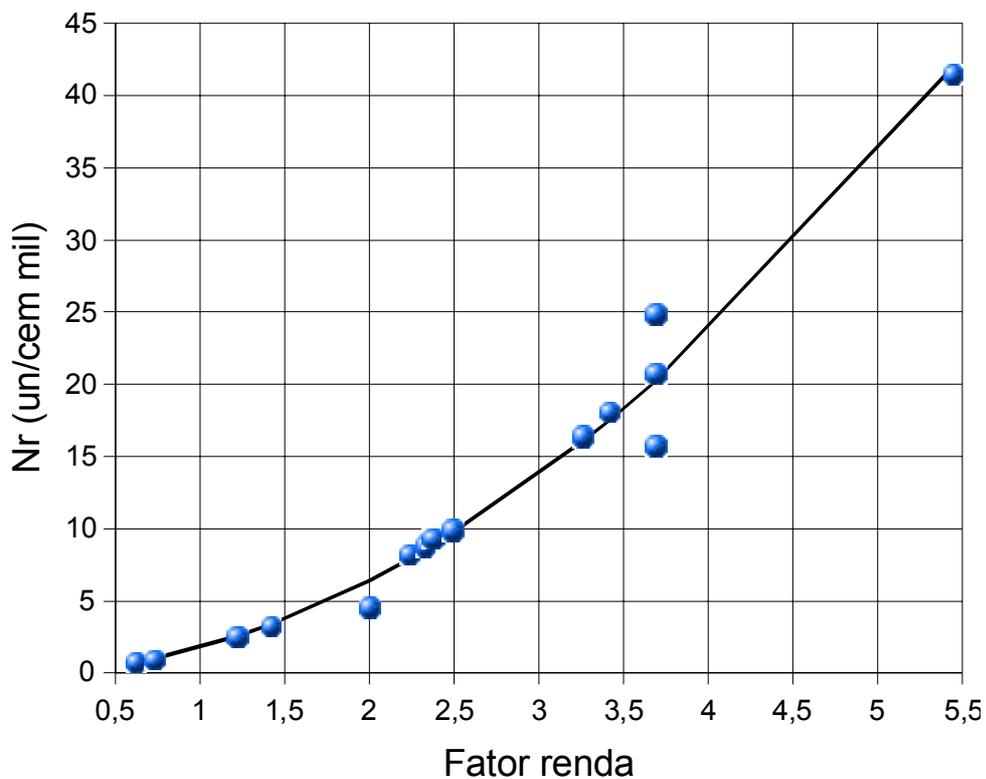


Figura 4.16 – Influência do fator de renda no número de obras de recuperação realizadas.

Tabela 4.14 – Resumo dos dados corrigidos após a consideração da influência do fator renda.

Localidade	Nº de casos/cem mil domicílios	Δcota normalizada	Distância média normalizada	Elevação média normalizada	Fator de renda
Armação	92,07	0,47	6,16	0,23	2,49
Barra/Graça	99,51	0,39	4,26	0,3	3,26
Brotas	115,73	0,34	24,82	0,42	1,42
Canela	117,9	0,17	4,45	0,5	3,68
Boa Viagem	101,68	0,16	0,62	0,07	0,63
Contorno *	93,76	0,17	0,5	0,13	3,68
Amaralina	114,67	0,23	1,45	0,09	1,22
Imbuí	98,98	0,18	15,47	0,26	2,24
Jaguaribe	95,9	0,16	5,52	0,07	2,33
Itaigara	106,33	0,32	23,15	0,25	5,44
Ondina/Federação	159,74	0,55	8,87	0,36	2
Patamares	95,9	0,35	7,11	0,19	2,33
Piatã	95,9	0,36	3,03	0,2	2,33
Pituba	120,67	0,23	7,04	0,09	3,42
Ribeira	102,56	0,16	1,12	0,07	0,73
Rio Vermelho	138,94	0,23	1,02	0,15	2,37
Vitória	142,03	0,57	1,41	0,34	3,68

Encontra-se na Tabela 4.15 o número estimado de ocorrências dos demais bairros da cidade, não contemplados na pesquisa realizada, calculado a partir da equação 4.6.

Tabela 4.15- Nº previsto de ocorrências para os demais bairros não contemplados na pesquisa

Localidade	Nº de casos / cem mil domicílios	Δ cota normalizada	Distância média normalizada	Elevação média normalizada	Fator de renda
ÁGUAS CLARAS	812,02	0,538	47,53	0,54	0,36
ALTO DE SANTA TEREZINHA	811,93	0,54	5,22	0,54	0,45
BARBALHO	113,36	0,39	8,08	0,38	1,15
BARRIS	110,01	0,41	6,84	0,32	1,25
BOCA DO RIO	120,73	0,55	7,29	0,30	0,77
BONFIM	107,73	0,29	5,26	0,15	1,23
CABULA	107,78	0,20	34,34	0,43	0,98
CAIXA D'AGUA	138,63	0,48	12,22	0,38	0,78
CAJAZEIRA	459,75	0,50	59,52	0,53	0,36
CALÇADA	108,18	0,50	2,11	0,23	0,63
CAMINHO DAS ÁRVORES	107,15	0,23	30,31	0,27	5,45
CAMPINAS	125,21	0,35	12,15	0,48	0,42
CANABRAVA	241,76	0,55	41,86	0,41	0,77
CAPELINHA	206,78	0,51	4,91	0,42	0,47
CASTELO BRANCO	852,01	0,52	52,41	0,57	0,57
CIDADE NOVA	112,90	0,31	19,19	0,47	0,61
COSME DE FARIAS	108,18	0,24	25,55	0,45	0,51
COSTA AZUL	108,11	0,16	4,50	0,07	2,49
COUTOS	2175,15	0,82	3,91	0,42	0,43
DOM AVELAR	644,77	0,52	26,36	0,54	0,56
ENGENHO VELHO DA FEDERAÇÃO	112,68	0,40	10,02	0,36	0,54
ENGOMADEIRA	111,39	0,29	39,11	0,49	0,52
ESCADA	323,02	0,66	1,06	0,37	0,53
FAZENDA COUTOS	2175,27	0,82	10,98	0,42	0,32
FAZENDA GRANDE	134,31	0,35	20,81	0,51	0,48
GARCIA	108,14	0,24	12,47	0,44	1,48
IAPI	115,86	0,31	18,83	0,50	0,87
ITACARANHA	1173,93	0,77	1,43	0,40	0,53
ITAPAGIPE	107,58	0,16	2,40	0,07	0,73
ITAPUÃ	125,16	0,53	3,30	0,32	1,35
ITINGA	117,50	0,45	38,33	0,35	0,52
JARDIM NOVA ESPERANÇA	140,58	0,36	55,98	0,51	0,45
LAPINHA	115,84	0,31	3,06	0,50	0,78
LIBERDADE	107,69	0,17	7,99	0,42	0,62
LOBATO	106,83	0,50	1,12	0,20	0,41
LUIZ ANSELMO	108,38	0,24	21,10	0,45	1,88
MARECHAL RONDON	223,42	0,52	11,09	0,43	0,42
MARES	107,66	0,16	4,40	0,07	0,63
MAÇARANDUBA	178,36	0,41	4,07	0,50	0,67
MATA ESCURA	129,45	0,36	26,12	0,48	0,54
MONTE SERRAT	106,61	0,16	1,09	0,07	1,23
MUSSURUNGA	107,68	0,11	45,26	0,22	0,63
NAZARÉ	113,33	0,39	9,78	0,38	1,52
NOUGEIRAS	644,82	0,52	33,83	0,54	0,52
NORDESTE	109,39	0,34	8,44	0,37	0,41
NOVA SUÇUARANA	109,62	0,25	45,25	0,51	0,59
PARIPE	955,15	0,76	5,16	0,40	0,47
PAU DA LIMA	116,72	0,31	33,89	0,50	0,43
PAU MIÚDO	112,90	0,31	19,82	0,47	0,61
PERIPERI	955,07	0,76	4,22	0,40	0,53
PERNANBUÉS	107,76	0,20	30,79	0,43	0,62
PIRAJÁ	134,60	0,37	12,38	0,49	0,51
PLATAFORMA	107,26	0,16	1,52	0,07	0,42
PRAIA GRANDE	14886,94	0,99	2,24	0,48	0,53
ROMA	107,54	0,16	2,21	0,07	0,63
SANTA CRUZ	107,68	0,21	8,61	0,25	0,51
SANTA MÔNICA	112,86	0,31	13,18	0,47	0,87
SANTO ANTONIO	113,26	0,39	2,35	0,38	1,15
SÃO CAETANO	121,62	0,34	10,92	0,48	0,58
SÃO CRISTÓVÃO	811,87	0,54	36,71	0,54	0,50
SÃO GONÇALO DO RETIRO	121,64	0,34	32,74	0,48	0,53

SÃO MARCOS	129,34	0,36	39,09	0,48	0,77
SAÚDE	108,28	0,24	7,10	0,45	1,52
STIEP	108,21	0,31	9,66	0,29	2,49
SUSSUARANA	178,44	0,41	40,34	0,50	0,59
TRANCREDO NEVES	125,18	0,35	37,64	0,48	0,52
TORORÓ	112,55	0,50	9,95	0,29	1,52
URUGUAI	107,67	0,16	5,32	0,07	0,63
VALÉRIA	578,78	0,40	42,15	0,68	0,42
VILA CANÁRIA	148,04	0,39	33,64	0,49	0,45
VILA LAURA	108,38	0,24	19,09	0,45	1,88
VILA RUI BARBOSA	107,68	0,16	9,59	0,07	0,67

Para se efetuar uma correlação entre os dados aqui apresentados e as classes de agressividades de ambiente apresentadas na NBR 6118:2003, há necessidade de se levar em conta as seguintes considerações:

- a) o universo dos dados estudados é reduzido em relação ao efetivo, face às características da amostra obtida, uma vez que nem todas as firmas que fizeram recuperação foram pesquisadas;
- b) existem obras que necessitam de recuperação e não foram ainda recuperadas;
- c) os 19 bairros estudados não representam o universo das localidades, uma vez que 09 encontram-se localizados a menos de 500 metros da linha da Baía de Todos os Santos ou do Oceano Atlântico, 06 entre 500 e 1000 metros e apenas 4 situam-se entre 1000 e 3000 metros da referida costa marítima. Convém salientar que, na pesquisa efetuada com os projetistas, não foram obtidas as distâncias das obras à costa ou à baía, cujos valores devem diferir dos obtidos a partir da planta da SICAR, elaborada pela CONDER, ou seja, distância do centro de massa de cada bairro à costa marítima, que foram utilizados nos cálculos aqui apresentados;
- d) uma vez formado o aerosol marinho, o mesmo caminha na direção do continente e tem sua relação com a salinidade atmosférica fortemente influenciada por variáveis como direção e velocidade dos ventos predominantes, distância da costa, topografia da zona, altitude, etc. Morcillo (apud MEIRA; PADARATZ, 2002, p.3). Todas essas variáveis definem uma taxa de deposição, que faz com que os cloretos cheguem em maior ou menor quantidade a uma determinada distância do mar;

- e) A deposição das partículas salinas à medida que há um distanciamento da costa ocorre de modo acentuado nas primeiras centenas de metros a partir da interface com o mar. Este comportamento se deve a um processo de deposição que ocorre, principalmente, pelo efeito gravitacional e pelo choque das partículas com o solo e os obstáculos sobre o mesmo (FELIU; MORCILLO, 1999, p. 884-). Assim, como se pode observar, este comportamento é característico de cada região, com flutuações ao longo do tempo;
- f) “a influência da distância em relação ao mar constitui o mais importante aspecto no estudo da corrosão em zona de atmosfera marinha” (FELIU; MORCILLO, 1999, p. 883-891);
- g) o efeito do distanciamento em relação ao mar na agressividade por cloretos, apesar de ser um tema tratado com maior frequência nas investigações sobre corrosão metálica, constitui-se em um aspecto também importante no estudo da corrosão em estruturas de concreto armado, à medida que permite visualizar a redução da agressividade por cloretos com o distanciamento em relação ao mar (MEIRA; PADARATZ, 2002, p.1);
- h) A partir de estudo experimental realizado, Costa (2001, p.111), constatou que o potencial médio de agressão aos materiais expostos ao cloreto aerossol marinho nas três primeiras estações (distância máxima de 500m) é aproximadamente 8 vezes o obtido para as outras seis estações localizadas acima de 500 metros da costa marítima.

Para fins práticos de se obter uma classificação da agressividade ambiental presente nas diferentes localidades de Salvador, verificou-se a necessidade de ajustar os valores mostrados na Tabela 4.15, dando maior ênfase ao efeito do distanciamento da estrutura em relação à costa marítima. Jaergerman (apud MEIRA; PADARATZ, 2002, p.3) observou que nos primeiros 400 metros de solo a partir da costa, há uma redução acentuada da concentração de cloretos no aerossol marinho, na região do mediterrâneo, cujo comportamento pode ser bastante variável em função dos fatores já apontados. Na figura 4.17, são mostrados gráficos que demonstram o comportamento da salinidade em função da distância à costa marítima em diferentes países, obtidos a partir de mapas de corrosão atmosférica.

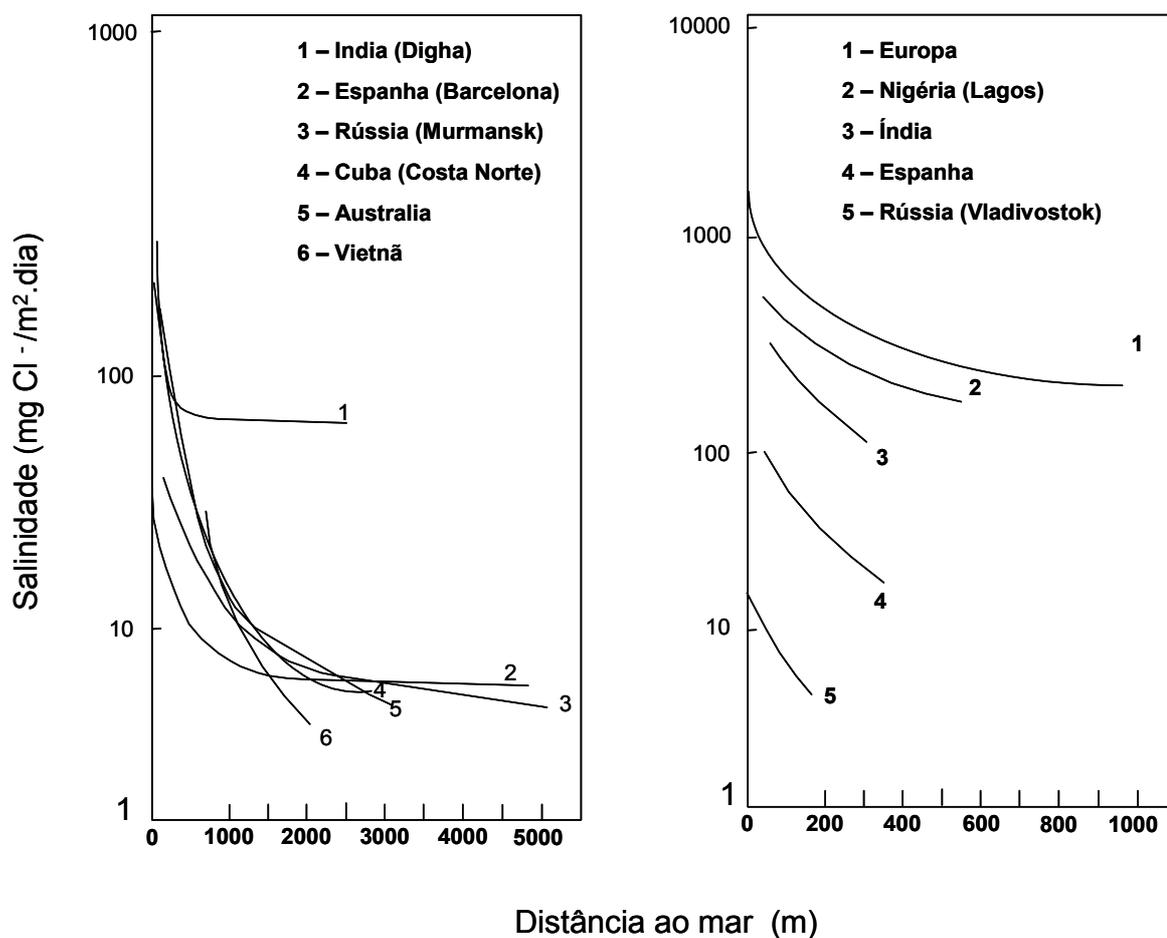


Figura 4.17- Comportamento da salinidade em função da distância à costa marítima.

Fonte: MORCILLO (apud MEIRA; PADARATZ, 2002, p.3).

Na Tabela 4.16, são apresentados os teores de cloretos atmosféricos provenientes do spray marinho, que se depositaram sobre o sensor de vela úmida nos períodos de amostragem contínua de cinco meses (entre agosto/2000 e janeiro/2001), na região de Salvador, obtidos por cromatografia iônica

Tabela 4.16- Deposição seca de cloreto na vela úmida (período de 15/08/2000 a 23/01/2001)

Local	Distância em relação ao mar, em metros	Teor de cloretos, mg Cl ⁻ /m ² .dia	
		Média de 10 determinações	Desvio Padrão
Flamengo	71,6	46,2	18,8
Flamengo	137,6	9,3	3,8
Itapoá	143,4	21,1	23,5
Itapoã	531,9	4,2	1,5
Placaford	787,7	2,9	1,4
Arembepe	1165,4	2,6	1,5
Stela Mares	2225,5	4,6	1,0
Buraquinho	2645,0	1,8	0,8
Piatã	4704,7	3,7	5,8

Fonte: COSTA (2001, p. 71-72).

A figura 4.18, mostra o comportamento da agressividade por cloretos na zona da atmosfera marítima em João Pessoa, conforme Meira e Padaratz (2002, p.5), cujos resultados, obtidos através dos ensaios da vela úmida (ASTM G140, 1996) no período de novembro/2001 a março/2001, indicam uma forte queda de concentração de cloretos à medida que são atingidas distâncias maiores, especialmente a partir dos primeiros duzentos metros. Depois do primeiro quilômetro de solo, essa concentração assume valores mínimos. Este trabalho foi realizado, também, com o objetivo de relacionar o comportamento da agressividade por cloretos com a penetração destas substâncias em estruturas de concreto armado, motivo pelo qual foram coletadas amostras em pilaretes nos mesmos postos de monitoramento. Como estas amostras foram coletadas, inicialmente, após exposição por um período de seis meses, os autores não apresentaram no mesmo trabalho os resultados dos teores de cloretos no concreto, os quais constituem objeto da tese que está sendo concluída por um deles. Consultado em maio/2004 acerca desses resultados, obteve-se, através de nota por correio eletrônico, que o comportamento dos cloretos se manteve, ou seja, foi compatível com os dados assinalados na tabela 4.17, correspondentes à taxa de deposição através do método da vela úmida.

Tabela 4.17 - Taxas de deposição seca de cloretos pelo método da vela úmida em João Pessoa

Concentração de cloretos (mg/m ² .dia)						
Distância (m)	Novembro	Dezembro	Janeiro	Fevereiro	Março	Média
10	639,92	729,16	483,56	412,45	438,61	540,74
100	187,95	213,51	74,48	69,70	80,68	125,26
200	13,16	13,27	9,85	12,60	20,59	13,89
500		9,85	8,92	13,04	15,17	11,74
1100				5,88	6,02	5,95

Fonte: MEIRA; PADARATZ, 2002, p. 5

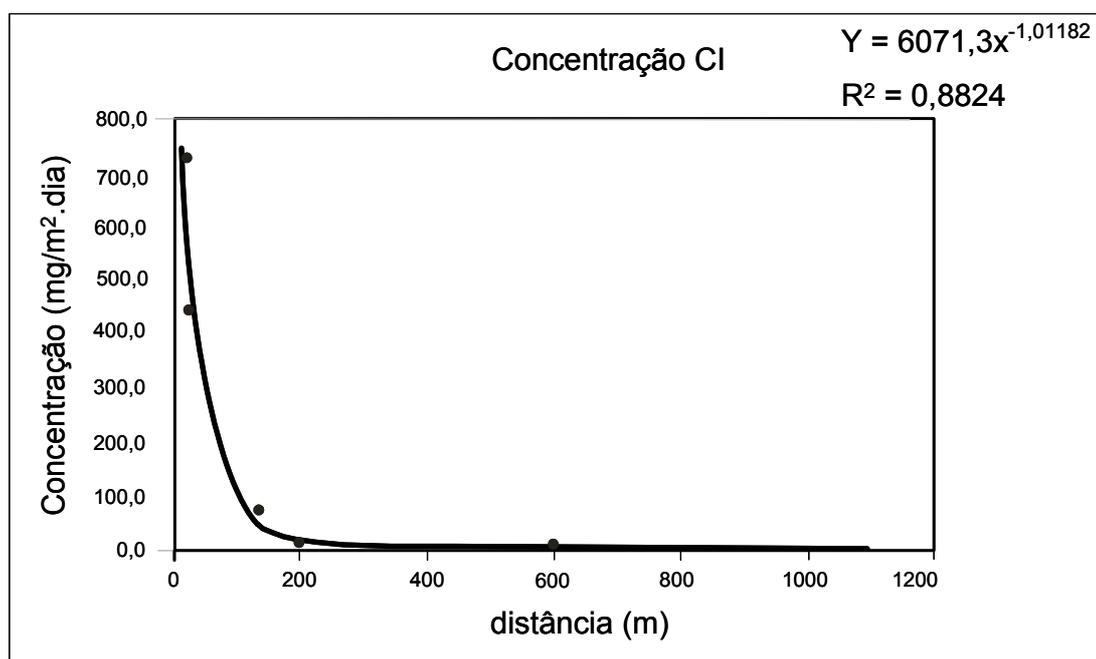


Figura 4.18 - Perfil de concentração de cloretos em função da distância em relação ao mar

Fonte: MEIRA; PADARATZ, 2002, p. 5

Considerando que o fenômeno em estudo é fortemente influenciado pelas condições ambientais, motivo pelo qual há necessidade de acompanhá-lo, pelo menos, durante dois anos,

utilizou-se da expressão contida na figura 4.18, para se corrigir os valores do número de casos indicados na tabela 4.15. Em função de ser considerado praticamente como valor mínimo, adotou-se, como referência, o teor de cloretos calculado para a distância de 1100mm para efetuar a mencionada correção, cujos novos valores encontram-se na tabela 4.18, bem como a classificação da agressividade ambiental de todos os bairros de Salvador. Na figura 4.19, é mostrado o mapa da região metropolitana de Salvador considerando as classes de agressividade forte, moderada-forte e moderada. Os trechos localizados a uma distância igual ou inferior a 400 metros da orla marítima foram considerados como zonas de agressividade forte, em função dos dados e observações assinalados neste capítulo.

Tabela 4.18 – Classificação da agressividade ambiental em função do nº de obras com patologias

BAIRROS	CLASSIFICAÇÃO AGRESSIVIDADE	Nº de casos corrigidos POR CEM MIL	Distância à costa (m)
ÁGUAS CLARAS	FORTE	812	5.656,47
ALTO DE SANTA TEREZINHA	FORTE	1.279	620,83
AMARALINA	FORTE	622	172,45
ARMAÇÃO	MODERADA	144	733,28
BARBALHO	MODERADA	114	960,93
BARRA/GRAÇA	MODERADA	211	506,54
BARRIS	MODERADA	131	814,49
BOA VIAGEM	FORTE	1.386	74,14
BOCA DO RIO	MODERADA	135	867,81
BONFIM	MODERADA	168	625,41
BROTAS	MODERADA	112	2.953,43
CABULA	MODERADA	108	4.087,02
CAIXA D'AGUA	MODERADA	139	1.454,52
CAJAZEIRA	MODERADA FORTE	460	7.083,18
CALÇADA	MODERADA FORTE	428	251,08
CAMINHO DAS ÁRVORES	MODERADA	107	3.607,06
CAMPINAS	MODERADA	125	1.445,84
CANABRAVA	MODERADA	242	4.981,14
CANELA	MODERADA	200	530
CAPELINHA	MODERADA FORTE	347	583,93
CASTELO BRANCO	FORTE	852	6.236,72
CIDADE NOVA	MODERADA	113	2.283,53
CONTORNO	FORTE	1.675	60
COSME DE FARIAS	MODERADA	108	3.039,94
COSTA AZUL	MODERADA	198	535,19
COUTOS	FORTE	4.591	465,65
DOM AVELAR	FORTE	645	3.136,82
ENGENHO VELHO DA FEDERAÇÃO	MODERADA	113	1.192,74
ENGOMADEIRA	MODERADA	111	4.654,26
ESCADA	FORTE	2.573	126,33
FAZENDA COUTOS	FORTE	2.175	1.306,17
FAZENDA GRANDE	MODERADA	134	2.475,90
GARCIA	MODERADA	108	1.484,18
IAPI	MODERADA	116	2.240,65
IMBUI	MODERADA	108	1.841,41
ITACARANHA	FORTE	6.902	170,24
ITAIGARA	MODERADA	107	2.755,40
ITAPAGIPE	MODERADA FORTE	373	285,75
ITAPUÁ	MODERADA FORTE	314	392,97
ITINGA	MODERADA	117	4.561,68
JAGUARIBE	MODERADA	161	656,29
JARDIM NOVA ESPERANÇA	MODERADA	141	6.661,37
LAPINHA	MODERADA FORTE	314	364,22
LIBERDADE	MODERADA	110	950,34
LOBATO	FORTE	808	132,97
LUIZ ANSELMO	MODERADA	108	2.510,53
MAÇARANDUBA	MODERADA FORTE	362	484,06
MARECHAL RONDON	MODERADA	223	1.320,12
MARES	MODERADA	202	523,26
MATA ESCURA	MODERADA	129	3.108,15
MONTE SERRAT	FORTE	827	129,62
MUSSURUNGA	MODERADA	108	5.386,45
NAZARÉ	MODERADA	113	1.163,77
NORDESTE	MODERADA	106	1.004,44
NOUGEIRAS	FORTE	645	4.026,31
NOVA SUÇUARANA	MODERADA	110	5.384,79
ONDINA/ FEDERAÇÃO	MODERADA	144	1055,7
PARIPE	FORTE	1.520	614,27
PATAMARES	MODERADA	124	846,4
PAU DA LIMA	MODERADA	117	4.032,93
PAU MIUDO	MODERADA	113	2.359,03
PERIPERI	FORTE	1.867	501,96
PERNANBUÉS	MODERADA	108	3.664,05
PIATÁ	MODERADA	295	361,06
PIRAJÁ	MODERADA	135	1.473,06
PITUBA	MODERADA	126	837,81
PLATAFORMA	MODERADA FORTE	591	181,4
PRAIA GRANDE	FORTE	55.357	266,97
RIBEIRA	FORTE	802	133,7

BAIRROS	CLASSIFICAÇÃO AGRESSIVIDADE	Nº de casos corrigidos POR CEM MIL	Distância à costa (m)
RIO VERMELHO	FORTE	884	121,66
ROMA	MODERADA FORTE	407	262,46
SANTA CRUZ	MODERADA	102	1.024,41
SANTA MÔNICA	MODERADA	113	1.568,88
SANTO ANTONIO	MODERADA FORTE	402	279,27
SÃO CAETANO	MODERADA	122	1.299,97
SÃO CRISTÓVÃO	FORTE	812	4.368,82
SÃO GONÇALO DO RETIRO	MODERADA	122	3.896,47
SÃO MARCOS	MODERADA	129	4.652,08
SAÚDE	MODERADA	125	845,39
STIEP	MODERADA	108	1.149,62
SUSSUARANA	MODERADA	178	4.800,38
TORORÓ	MODERADA	113	1.184,08
TRANCREDO NEVES	MODERADA	125	4.479,42
URUGUAI	MODERADA	166	632,78
VALÉRIA	MODERADA FORTE	579	5.015,82
VILA CANÁRIA	MODERADA	148	4.003,49
VILA LAURA	MODERADA	108	2.271,45
VILA RUI BARBOSA	MODERADA	108	1.141,42
VITÓRIA	FORTE	873	167,24

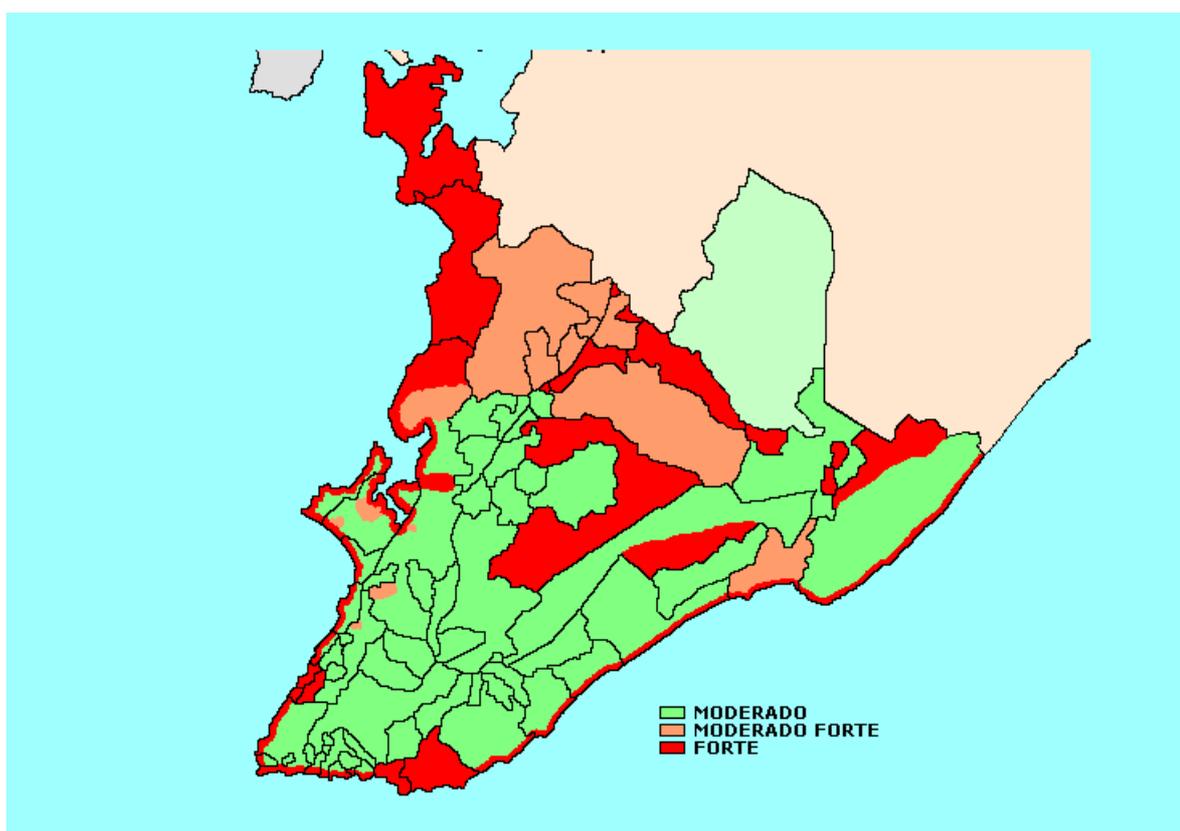


Figura 4.19- Mapa de Salvador, caracterizado por zonas e suas classes de agressividade ambiental.

4.6 ANÁLISE DOS DADOS OBTIDOS JUNTO A FORNECEDORES DE CONCRETO PRÉ-MISTURADO

Durante entrevistas feitas a empresas de serviços de concretagem em Salvador, foram obtidos as seguintes informações concernentes aos concretos fornecidos nos últimos 05 anos, 1999-2003, para as zonas urbana e industrial, conforme tabelas 4.19 e 4.20.

Tabela 4.19 – Dados dos pedidos de concreto relativos à zona urbana

% DOS PEDIDOS DE CONCRETO				
EMPRESA	ESPECIFICAÇÃO DO PEDIDO DE CONCRETO			
	Pela fck	Pela relação A/C	Pela composição do traço	Pelo consumo mínimo de cimento
A	95,98	4,02	-	-
B	90,00	2,00	2,00	6,00
C	97,00	1,00	1,00	1,00
D	100,00	-	-	-

Tabela 4.20 - Dados dos pedidos de concreto relativos à zona industrial

% DOS PEDIDOS DE CONCRETO				
EMPRESA	ESPECIFICAÇÃO DO PEDIDO DE CONCRETO			
	Pela fck	Pela relação A/C	Pela composição do traço	Pelo consumo mínimo de cimento
A	75,12	13,51	8,69	2,68
B	40,00	30,00	10,0	20,0
C	99,00	0,60	0,10	0,30
D	100,00	-	-	-

Uma análise dos dados obtidos possibilita considerar que os pedidos dos concretos feitos pelos contratantes, junto a empresas de serviço de concretagem, basearam-se, praticamente, apenas na fck, quando as obras situaram-se na região urbana de Salvador. Para as obras localizadas na zona industrial, os pedidos de concreto feito junto as empresas A e B, já levaram em conta a relação água-cimento máxima, contudo o parâmetro resistência ainda prevaleceu sobre a durabilidade, o que significa que a agressividade do meio não foi levada em consideração na maioria dos casos.

4.7 ANÁLISE E RESULTADOS DO ESTUDO DA PERMEABILIDADE DO CONCRETO

Encontram-se nas tabelas 4.21, 4.22 e 4.23 os resultados dos ensaios de caracterização efetuados no aglomerante e agregados utilizados na fabricação dos concretos. As curvas granulométricas dos agregados são mostradas nas figuras 4.20 e 4.21.

A amostra de cimento utilizada satisfaz a NBR 11578:1991 como classe 32. O agregado miúdo empregado enquadra-se na zona 1, enquanto o agregado graúdo situa-se praticamente na graduação G0, segundo a NBR 7211:1993.

Tabela 4.21- Ensaios físicos do cimento utilizado (CPII-F32)

Parâmetros		Métodos de ensaio	Resultados
Finura (peneira 75 µm)		NBR 11579	2,2%
Consistência normal		NBR NM 43	29,0%
Tempo de pega	Início	NBR NM 65	03 horas e 05 minutos
	Fim		04 horas e 45 minutos
Massa Específica		NBR NM 23	3,12 Mg/m ³

Tabela 4.22 - Ensaio de resistência à compressão do cimento (NBR 7215)

IDADE		3 DIAS		7 DIAS		28 DIAS
RESISTÊNCIA INDIVIDUAL	CP	1º SERIE	CP	2º SERIE	CP	3º SERIE
LISTAGEM	1	17,4	5	23,4	9	35,5
EM	2	20,5	6	25,6	10	35,7
ORDEM	3	21,1	7	25,8	11	35,9
CRESCENTE	4	22,1	8	29,3	12	36,1
RESISTÊNCIA MÉDIA	MPa	21,2	MPa	24,9	MPa	35,8
DESVIO RELATIVO MÁXIMO	%	4,2	%	6,0	%	0,8

Tabela 4.23- Ensaio de caracterização da areia

ENSAIOS EM AGREGADO MIÚDO

1 - Análise granulométrica (NBR NM 248)

PENEIRAS		% Média Retida	% Média Retida Acumulada	NBR 7211			
ABNT N°	Abertura (mm)			Zona 1 (Muito Fina)		Zona 2 (Fina)	
-	9,5			0	0	0	0
-	6,3			0	3	0	7
04	4,8	1	1	0	5	0	10
08	2,4	1	2	0	5	0	15
16	1,2	3	5	0	10	0	25
30	0,6	10	15	0	20	21	40
50	0,3	46	61	50	85	60	88
100	0,15	26	87	85	100	90	100

DIMENSÃO MÁX. CARACT.: _____ 1,2 mm

MÓDULO DE FINURA: _____ 1,74

2- Massa unitária (estado solto): 1,61 kg/dm³3- Massa específica: 2,62 kg/dm³

4- Teor de materiais pulverulentos: 0,2%

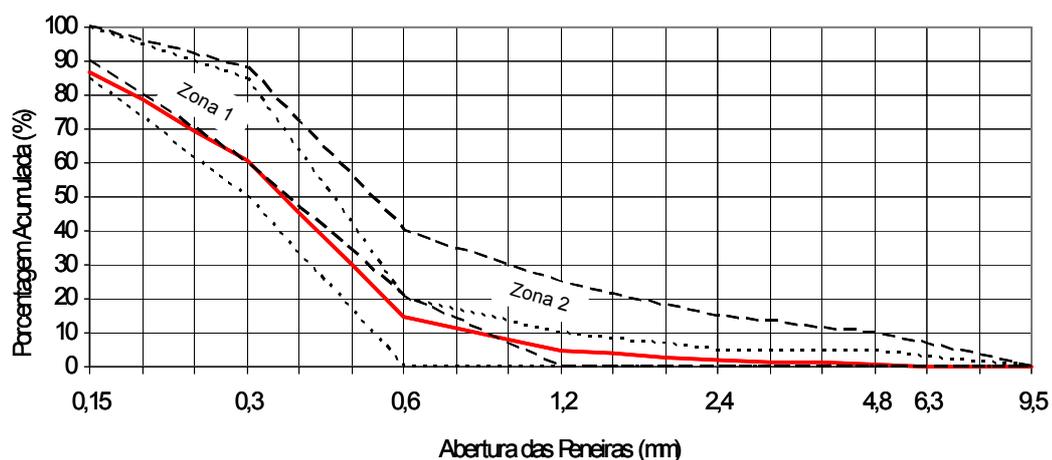


Figura 4.20 – Curva granulométrica da areia

Tabela 4.24 – Características do agregado graúdo

1- Granulometria (NBR NM 248)			
Peneiras		Agregado graúdo	
ABNT N°	Abertura (mm)	% Retida	% Retida acumulada
-	12,5	21	21
-	9,5	26	47
-	6,3	35	82
04	4,8	8	90
08	2,4	5	95
16	1,2	-	95
30	0,6	-	95
50	0,3	-	95
100	0,15	-	95
Módulo de finura			6,12
Dimensão máx. característica			19,0 mm
2- Massa específica (NBR NM 53)			2,8 kg/dm ³
3- Massa unitária (NBR 7251)			1,49 kg/dm ³
4- Teor de materiais pulverulentos (NBR NM 46)			0,3%

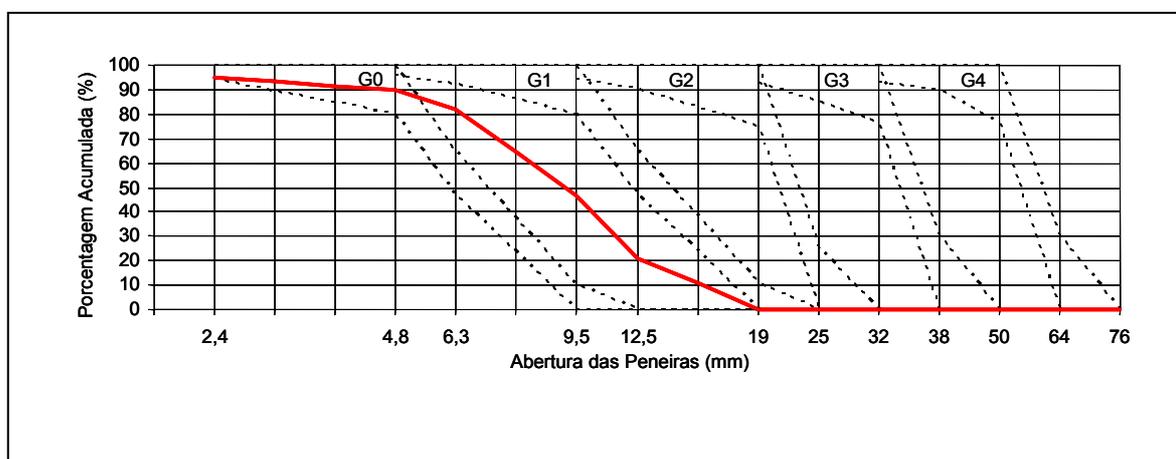


Figura 4.21 – Curva granulométrica do agregado graúdo

Os traços de concreto foram elaborados no intuito de avaliar a influência da relação água-cimento, consistência e consumo de cimento na penetração de água sob pressão nos corpos-de-prova. Os dados sobre os concretos no estado fresco estão representados na tabela 4.25.

Tabela 4.25 – Dados sobre os concretos no estado fresco

TRAÇO	PROPORÇÕES (Cimento:areia:brita) kg	RELAÇÃO ÁGUA- CIMENTO A/C	CONSUMO DE CIMENTO (kg/m ³)	RELAÇÃO ÁGUA- MATERIAIS SECOS A, (%)	CONSISTÊNCIA (Abatimento) (mm)
T-1A	1:2,271:3,271	0,650	332	9,93	200
T-1B	1:2,482:3,482		316	9,33	110
T-1C	1:2,869:3,869		290	8,40	40
T-2A	1:1,768:2,768	0,550	394	9,93	210
T-2B	1:1,946:2,946		375	9,33	120
T-2C	1:2,273:3,273		344	8,40	30
T-3A	1:1,265:2,265	0,450	485	9,93	180
T-3B	1:1,410:2,410		461	9,33	120
T-3C	1:1,678:2,678		422	8,40	40

Na tabela 4.26, encontram-se os resultados dos ensaios de absorção, resistência à compressão e determinação da penetração de água sob pressão, efetuados em corpos-de-prova cilíndricos de concreto endurecido.

Os ensaios de penetração de água constituem um processo de análise qualitativa, cujos resultados servem para comparar concretos fabricados com os mesmos materiais, diferentes relações água-cimento, mesmo índice de consistência e igual teor de “argamassa seca”, ou seja, igual relação $(1 + a)/(1 + m)$, onde o parâmetro a significa a razão, em massa, entre a areia e o cimento, enquanto m a razão, em massa, entre os agregados e o cimento.

Os resultados obtidos indicam o seguinte:

- para um mesmo índice de consistência, os concretos fabricados com a relação água-cimento igual a 0,450 apresentaram menor penetração de água, ou seja, quanto menor a relação água-cimento mais baixa será a permeabilidade do concreto. Esta observação pode também ser verificada através da análise da figura 4.22.

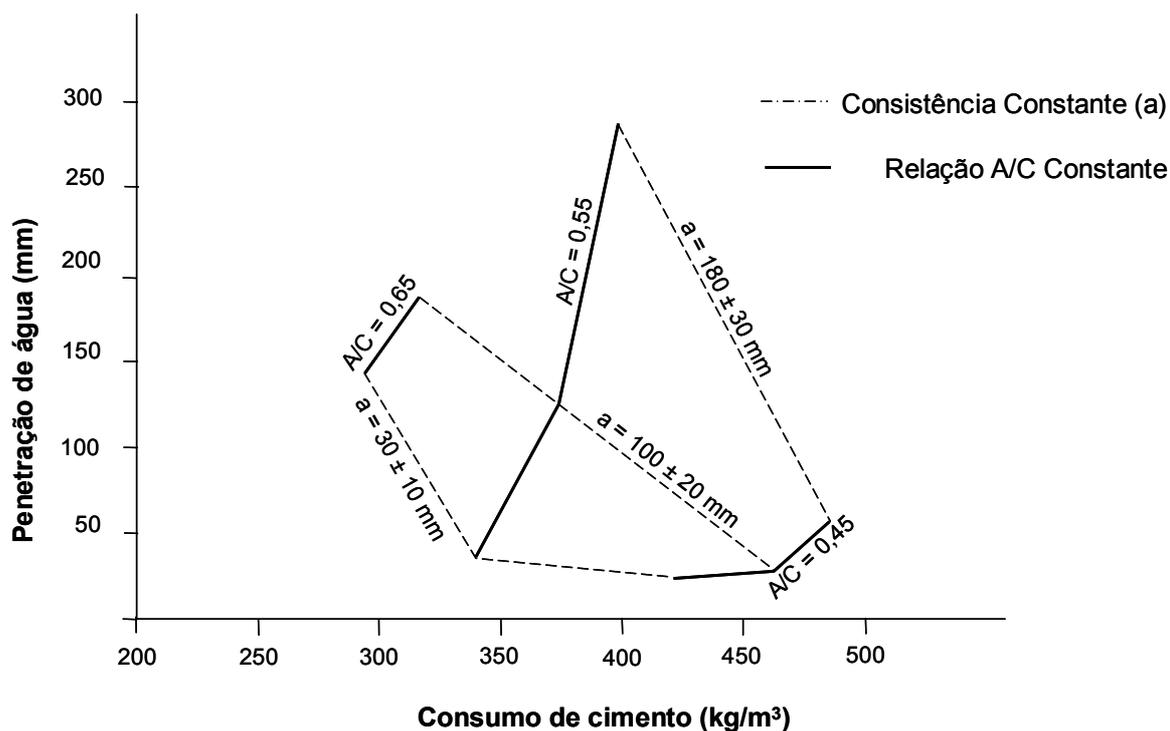


Figura 4.22 – Variação da penetração de água com o consumo de cimento para os casos de relação água-cimento constante e índice de consistência constante

- para uma mesma relação água-cimento, os concretos com menor índice de consistência ou menor consumo de cimento apresentaram melhores resultados de penetração de água. Este fato pode ser explicado pelo aumento do índice de vazios com o aumento do índice de consistência ou aumento da plasticidade do concreto, decorrente do incremento na quantidade de água excedente em relação àquela necessária à hidratação do cimento, estes resultados estão compatíveis com os da figura 4.23.

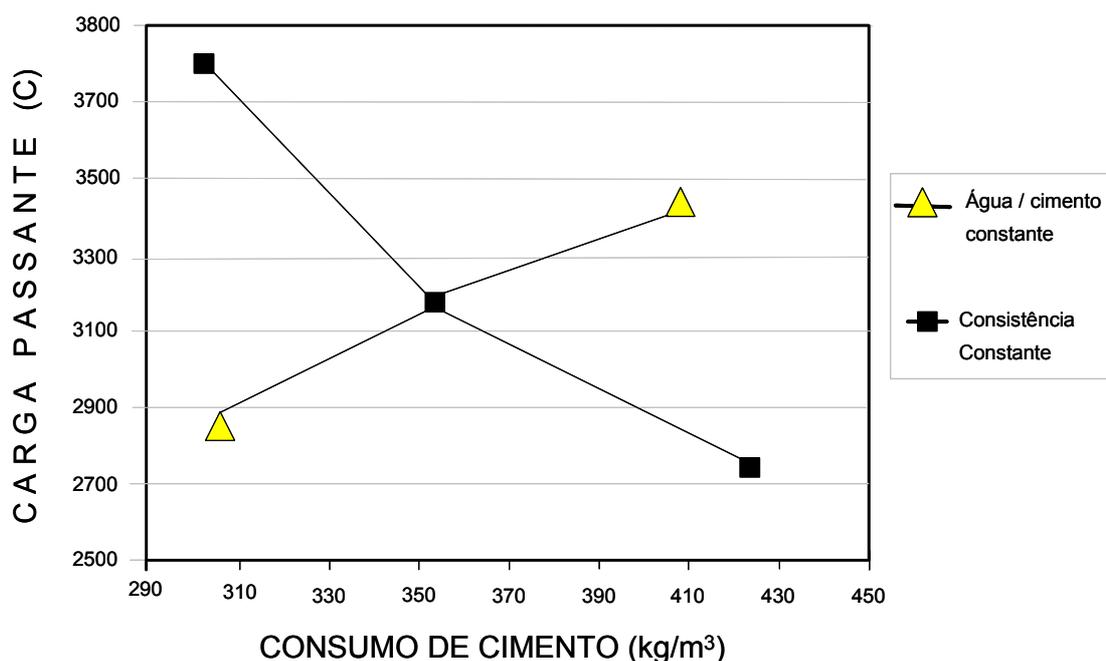


Figura 4.23 – Variação da carga passante com o consumo de cimento para os casos de relação água-cimento constante e consistência constante

Fonte: HELENE, 2003, p. 63.

- “o excesso de água produz vazios que podem ficar interligados formando passagens contínuas que permitem um fluxo de líquido” (ANDRIOLO, 1984, p. 186);
- mantendo-se constante a relação água-cimento e o índice de consistência, a absorção do concreto, por imersão, decresce com o grau de hidratação da pasta;
- Os valores dos ensaios de resistência à compressão, obtidos aos 28 dias de idade, estão compatíveis com os apresentados na tabela C 7.1, considerando o cimento do tipo CP II – 32. Através das figuras 4.24, 4.25 e 4.26, pode-se observar a evolução da resistência à compressão dos 07 aos 28 dias de idade, para os diferentes índices de consistência estudados. A tabela 4.26 apresenta uma síntese dos resultados de absorção, resistência à compressão e penetração de água, obtidos a partir dos ensaios realizados.

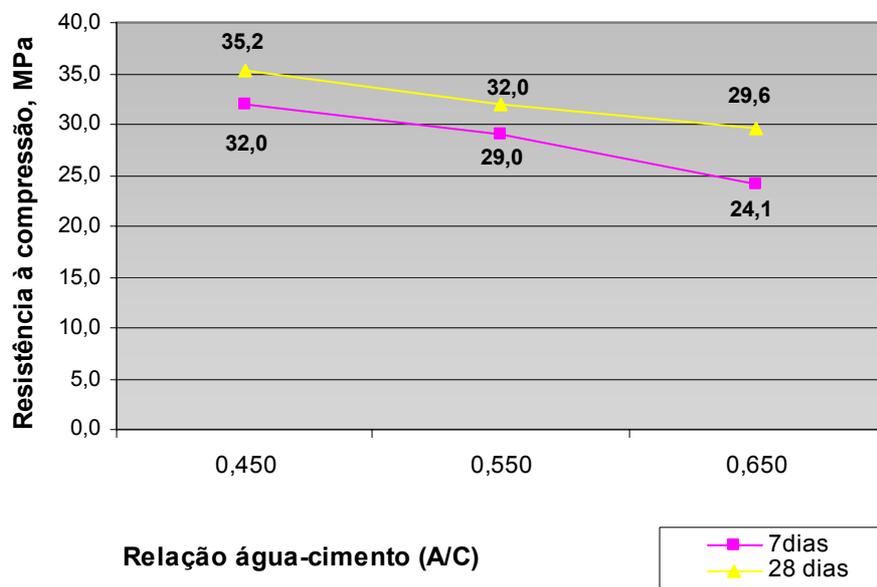


Figura 4.24 – Correlação entre a resistência à compressão de concretos e a relação água-cimento (abatimento de 180±30mm)

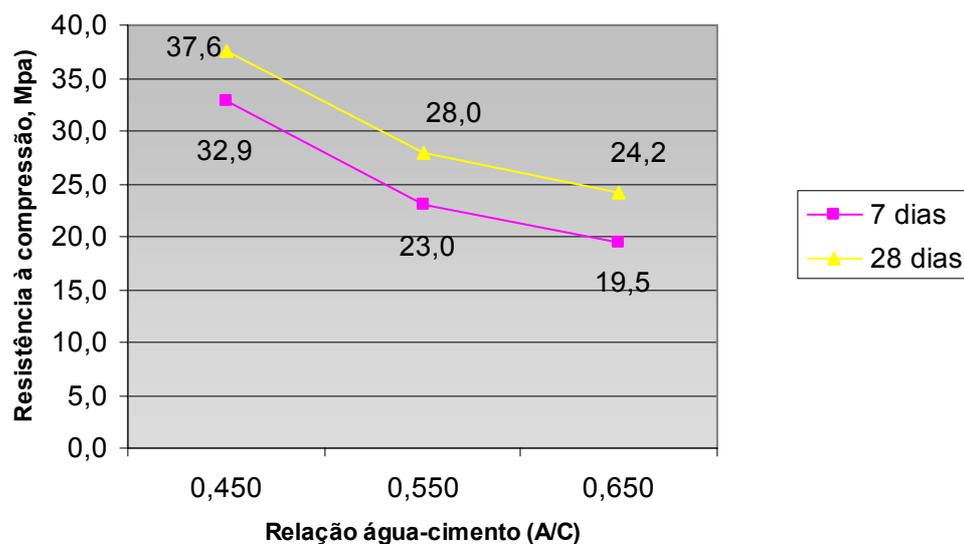


Figura 4.25 – Correlação entre a resistência à compressão de concretos e a relação água-cimento (abatimento de 100±20mm)

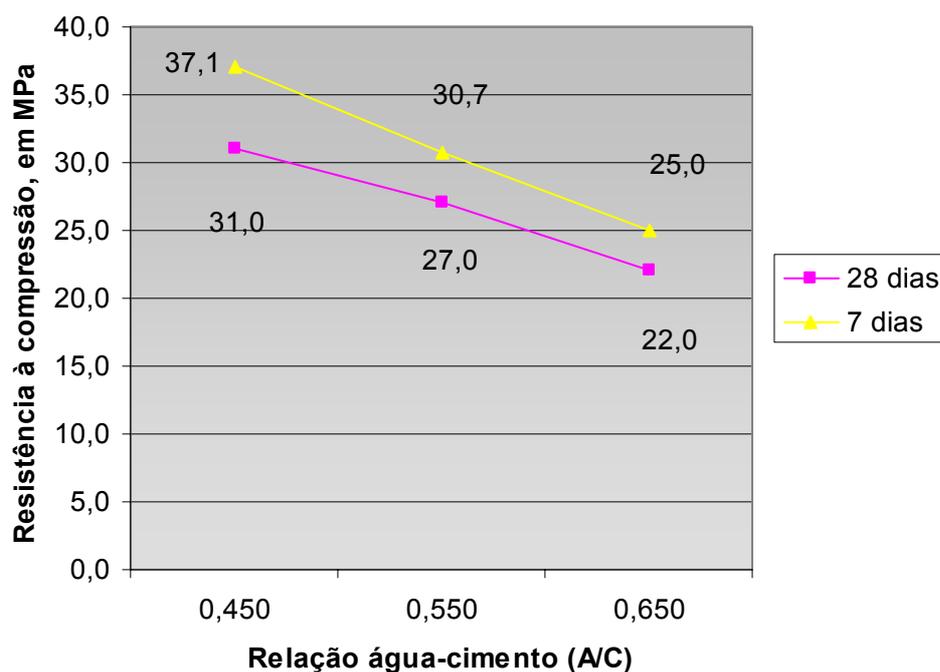


Figura 4.26 – Correlação entre a resistência à compressão de concretos e a relação água-cimento (abatimento de 30±10mm)

Tabela 4.26 – Resultados dos ensaios de absorção, resistência à compressão e penetração de água em concretos

Relação A/C	Índice de consistência (mm)	Tensão de ruptura, MPa (valor médio)		Absorção, % (valor médio)		Penetração de água, mm (valor médio)
		7 d	28 d	7 d	28 d	
0,650	200	24,1	29,6	4,191	3,127	*
	110	19,5	24,2	4,624	4,083	181,27
	40	22,0	25,0	5,131	4,292	141,96
0,550	210	29,0	32,0	4,147	3,676	281,81
	120	23,0	28,0	4,530	3,563	128,40
	30	27,0	30,7	3,816	2,992	38,58
0,450	180	32,0	35,2	4,100	3,123	58,46
	120	32,9	37,6	3,407	2,915	30,67
	40	31,0	37,1	3,161	2,995	28,45

Utilizando-se a curva de correlação, apresentada na figura 4.27, obtida em ensaios executados por Sallstrom (apud SCANDIUZZI; ANDRIOLO, 1986, p. 469), a partir do método “Bureau of Reclamation” e o de penetração, pode-se estimar, de acordo com a tabela 4.27, os seguintes resultados para os valores do coeficiente de permeabilidade dos concretos estudados.

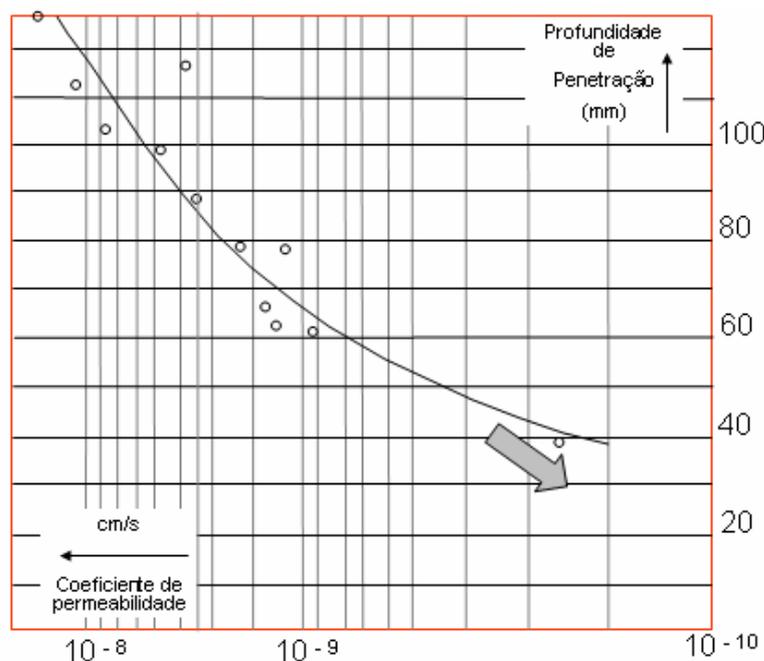


Figura 4.27 – Relação entre profundidade de penetração e coeficiente de permeabilidade obtida por Sallstrom

Fonte: SCANDIUZZI; ANDRIOLO (1986, p. 469).

Tabela 4.27- Correlação entre a penetração de água com o coeficiente de permeabilidade

Relação A/C	Índice de consistência (mm)	Penetração de água, mm (valor médio)	Estimativa do coeficiente de permeabilidade, K, em cm/s
0,550	120	128,40	$1,5 \times 10^{-8}$
	30	38,58	$8,5 \times 10^{-10}$
0,450	200	58,46	$1,0 \times 10^{-9}$
	110	30,67	$1,0 \times 10^{-10}$
	40	28,45	$8,0 \times 10^{-11}$

O método do “Bureau of Reclamation” consiste basicamente em se forçar a penetração de água em um corpo-de-prova de dimensões conhecidas, através de uma pressão especificada e se medir nestas condições a velocidade de percolação da água pelo concreto. Por não ser um ensaio rápido, porque as leituras de vazão, feitas através dos corpos-de-prova, prolongam-se por um período não menor que 500 horas, esse tipo de ensaio não é muito adequado para controle.

Segundo Metha e Monteiro (1994, p.127), coeficientes de permeabilidade para concretos de resistência moderada (contendo agregado de 38 mm, 356kg/m³ de cimento e relação água-cimento de 0,500) são da ordem de 1×10^{-10} cm/s .

De acordo com Scandiuzzi, e Andriolo (1986, p. 469) concretos de usos normais com diâmetros máximos de 19 a 152 mm e relações água-cimento variando de 0,50 a 0,85, apresentaram coeficientes de permeabilidade da ordem de 1×10^{-10} cm/s a 1×10^{-11} cm/s.

Segundo McMillan e Inge Lyse (apud COUTINHO, 1974, p. 172) não se devem usar relações água-cimento maiores que 0,54 em secções delgadas (coeficientes de permeabilidade inferiores a $1,39 \times 10^{-9}$ cm/s) nem maiores que 0,62 (coeficientes de permeabilidade de 0,27 a $4,17 \times 10^{-9}$ cm/s) nos concretos de barragens.

Conforme Coutinho (1974, p. 172) sempre que for necessária garantir estanqueidade numa construção, o coeficiente de permeabilidade não deve ultrapassar a $2,8 \times 10^{-9}$ cm/s. Para estanqueidade excepcional, deve-se adotar um limite de $2,8 \times 10^{-10}$ cm/s.

Quando da execução das estruturas offshore no Mar do Norte, obteve-se valores do coeficiente de permeabilidade do concreto da ordem de 10^{-9} cm/s, utilizando-se água-cimento 0,420 e o consumo de cimento variando entre 400 a 450 kg por metro cúbico de concreto. [...] Acredita-se que a penetração de água nestes concretos seja a mostrada na tabela 4.28 (NEVILLE, 1982, p. 417-418) .

Tabela 4.28 – Profundidades típicas de penetração de água em estruturas do Mar Norte

Coluna de água, em metros	Profundidade de penetração, em mm	
	após 1 ano	após 30 anos
25	30	200
140	75	-
200	100	600

CAPÍTULO 5

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE NORMAS RECENTEMENTE PUBLICADAS E RECOMENDAÇÕES EXTRAÍDAS DA LITERATURA TÉCNICA

Com base na análise dos resultados obtidos, podem ser feitas as seguintes considerações:

- Embora a NBR 6118:2003 permita que o estruturalista adote os requisitos mínimos expressos na tabela 2 (correspondência entre classe de agressividade e qualidade de concreto), é necessário que o referido profissional seja assessorado por tecnologista de concreto, a fim de que a relação água-cimento adotada corresponda a um valor máximo que efetivamente possa considerar a agressividade ambiental a que a estrutura estará exposta. Esta consultoria facilitará também a caracterização de áreas com agressividades distintas, embora localizadas numa mesma região;
- A execução de dosagens de concreto antes do início da obra é um dos requisitos indispensáveis para se garantir a qualidade da estrutura, atendendo às exigências de projeto em termos estruturais e às exigências de execução. Em alguns casos, quando $f_{ck_{est}} \gg f_{ck}$, caberá ao calculista refazer os cálculos para uma f_{ck} maior e avaliar a possibilidade de introduzir vantagens ao projeto, tais como: diminuição de volume de concreto, redução de área de formas, redução de taxa de aço, diminuição do peso próprio da estrutura sobre as fundações e aumento da disponibilidade de metro quadrado útil;
- Apesar das empresas dos serviços de concretagem possuírem em seu corpo técnico profissional com experiência em tecnologia de concreto, este não poderá, quando dos estudos da dosagem, averiguar o atendimento à durabilidade, uma vez que os requisitos a serem atendidos serão discorridos no pedido de concreto feito pelo contratante. Por este motivo, é imprescindível que este, ao discriminar as especificações do concreto, tenha a preocupação em atender aos requisitos de durabilidade e resistência mecânica citados no projeto estrutural, bem como os concernentes à execução. Em função disso, a definição das especificações do

concreto de uma obra deve ser assunto de reuniões entre os responsáveis pelo projeto, execução e pelo controle;

- Como a NBR 12655 surgiu em 1992, há 12 anos, trazendo boa parte do avanço que parece estar surgindo apenas agora, mas, para efeitos práticos, percebe-se que esta norma não está sendo totalmente utilizada no nosso meio técnico. Isto na época deveria ser encarado de uma forma mais rígida porque o Código de Defesa do Consumidor já existia e já firmava a obrigatoriedade das normas brasileiras para quem quisesse vender produtos ou serviços no nosso mercado, ou seja, à partir de sua vigência (11/09/1990) as considerava como leis;

O seu rigorismo contrastou com as possibilidades da Engenharia Civil e a lei ficou sendo empregada lentamente este tempo todo e agora, juntamente com os demais avanços da NBR 6118:2003, parece estar finalmente em condições de ser aplicada (HERVÉ NETO, 2003, p. 27).

- A degradação do concreto pode estar relacionada à patologia dos seus materiais constituintes, motivo pelo qual recomenda-se efetuar, antes do início da obra e durante a sua execução, ensaios que garantam a qualidade dos materiais que serão empregados na fabricação dos constituintes do concreto;
- A qualidade efetiva do concreto na obra deve ser assegurada por corretos procedimento de mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e desforma, os quais têm efeito muito importante em relação as camadas superficiais do concreto da estrutura, devido a influência nas propriedades de difusividade, permeabilidade e absorção capilar de água e gases;
- Como a programação dos controles tecnológicos deve ser definida pelo responsável pela execução da obra, cabe-lhe a atribuição de assegurar que estes serviços contemplem todas as fases do trabalho (preliminar e às relativas ao preparo e execução das formas, armaduras e concreto), bem como as condições estabelecidas no projeto estrutural;
- Os requisitos de durabilidade serão satisfeitos no projeto se forem observados os seguintes critérios: adoção de drenagem eficiente, uso de formas arquitetônicas e estruturais adequadas, especificação do concreto e de seus materiais constituintes com qualidade apropriada, fixação de cobrimentos apropriados para proteção das armaduras, detalhamento adequado das armaduras, controle de fissuração das peças, uso de revestimentos protetores ou emprego de espessuras de sacrifício em regiões de exposição ambiental muito agressivas e definição de um plano de inspeção e manutenção preventiva;

- A qualidade potencial do concreto depende preponderantemente da relação água-cimento e do seu grau de hidratação, motivo pelo qual esses parâmetros regem as propriedades de absorção capilar de água, da permeabilidade a água ou gases, de difusividade de água ou de gases, de migração de íons, assim como todas as propriedades mecânicas. A NBR 6118:2003 recomenda executar ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto, para que se possam definir os parâmetros mínimos a ser atendidos. Dentre os ensaios que procuram medir algumas propriedades relacionadas com os mecanismos de degradação do concreto, destacam-se os seguintes: porosidade do concreto, porometria, absorção capilar, resistência ao ataque de sulfatos, resistência ao ataque de cloretos, carbonatação e permeabilidade do concreto. Salienta-se que a maioria dos pesquisadores considera a permeabilidade como a mais importante das propriedades a ser estudada, visando à obtenção de concretos duráveis. Vale observar que ao se obter resultados dos ensaios de desempenho, pode-se, inclusive, adotar outros limites de parâmetros diferentes dos assinalados na tabela 7.1 da NBR 6118:2003, o que provavelmente acarretará numa melhor caracterização das exigências de durabilidade, por parte do autor do projeto estrutural e contratante.

5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS PESQUISAS EFETUADAS JUNTO AOS PROJETISTAS, EMPRESA DE RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS E FORNECEDORES DE CONCRETO

Em função da análise efetuada a partir dos dados e informações obtidas através de pesquisas, pode-se observar o que segue:

- a) Quanto às respostas dos projetistas, relativas às cinco questões do formulário e quarenta e oito obras indicadas com patologias.
 - 76,4% dos projetistas entendem que apenas a despassivação da armadura por carbonatação ou por ação do íon cloro representa o grupo de causas das patologias das edificações situadas em Salvador. Das 48 obras indicadas com problemas, a corrosão de armaduras esteve unicamente presente em 10 e ocorreu associada a pelo menos um outro fenômeno em mais 25 obras. O cobrimento inadequado (devido ao projeto ou a execução) constitui a causa das patologias mais freqüente, uma vez que foi verificado em 27 obras (56,25%). Estes fatos não somente caracterizam a classe de agressividade

ambiental da região metropolitana como forte, como também indicam a necessidade de intervenções, pelas partes interessadas, no cobrimento das armaduras e na qualidade do concreto;

- Apenas 41,2% dos pesquisados concordam que a origem dos problemas patológicos, em relação às etapas de produção e uso das obras civis, obedece a seguinte distribuição: planejamento (4,0%), projeto (40,0%), materiais (18,0%), execução (28,0%) e uso (10,0%). Salienta-se, contudo, que os valores encontrados em várias experiências realizadas em diversos países, inclusive no Brasil, repetem praticamente, estes percentuais. Das 48 obras apresentadas, em 12 (25,0%) as causas das patologias ocorreram somente durante a execução, em 10 (20,8%) decorreram apenas do projeto, em 20 (41,7%) surgiram no projeto e na execução e em 4 (8,3%) foram originadas, em pelo menos, de uma destas duas fases;
 - Em relação à incidência de falhas graves nas etapas de construção, 50,0% dos calculistas opinaram que estas ocorrem na execução, 42,9% na fase de projeto e apenas 7,10% durante o planejamento. Estes resultados demonstram a necessidade que têm os profissionais envolvidos nas definições de projeto e no acompanhamento das obras de atenderem aos requisitos normativos, principalmente, os da NBR 6188:2003, NBR 12655: 1996 e NBR 14931:2003, uma vez que intervenções futuras, consideradas como corretivas, acarretarão, provavelmente, custos bastante elevados;
 - Em relação às classes de agressividade ambiental estabelecidas na tabela 6.1 da NBR 6118:2003, 88,2 % dos profissionais concordam que a escolha da classe moderada ou forte, constituirá em uma das maiores dificuldades, para os projetistas, quando a estrutura estiver localizada na zona urbana de uma cidade marítima. A classificação da agressividade ambiental dos bairros de Salvador, constante na tabela 4.17 e na figura 4.19, constitui apenas uma proposta e deve ser desconsiderada quando a obra se situar a uma distância igual ou inferior a mais de 400 m da orla marítima, condição que caracteriza a agressividade ambiental como forte.
- b) Quanto à participação de uma empresa de recuperação de estruturas, referente a 25 obras indicadas com patologias:
- Em 10 obras, as causas dos problemas ocorreram apenas na fase de execução, enquanto em 15 incidiram, em pelo menos nas fases de projeto e execução. Destacaram-se como motivos das patologias, o cobrimento insuficiente das armaduras

(originado do projeto ou execução) em 23 obras (92,0%), sendo que destas, a referida causa esteve associada ao pedido incorreto e às ações climáticas em 13 (52,0%), atuou somente junto ao pedido em 7 (28,0%) e apenas com as ações climáticas em 03 (12,0%). Salienta-se que em 23 obras, as patologias identificadas foram, pelo menos, a corrosão de armaduras e fissuração do concreto.

c) Quanto aos dados obtidos junto aos fornecedores de concreto:

- Os dados obtidos ratificam a análise efetuada através do fluxograma mostrado na figura 2.11, onde é admitida a possibilidade de se efetuar o pedido do concreto sem levar em conta o grau de exposição da estrutura. Podem também ser explicados pelo não atendimento, na maioria das vezes, aos requisitos de durabilidade estabelecidos na NBR 12655:1996, em relação às responsabilidades do projetista. Segundo alguns estruturalistas, adicionam-se aos motivos ora apresentados, a sua convivência com a versão da NBR 6118:1982 que possui conceitos obsoletos de controle tecnológico de concreto, o entendimento de que a especificação de parâmetros (relação água-cimento, consumo mínimo de cimento, etc) deva ser feito pelos tecnologistas, e em função desta norma não ter fixado valores de relações água-cimento máximas.

5.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE O ESTUDO DA PERMEABILIDADE DO CONCRETO

Os resultados dos ensaios obtidos permitem concluir que, para uma mesma relação água-cimento, variando o índice de consistência, a penetração da água no concreto aumenta com o aumento do consumo de cimento. Apresenta menor penetração, para uma mesma relação água-cimento, quanto menor for o índice de consistência ou quanto menor for o consumo de cimento do concreto. Este fato pode ser explicado pelo aumento da quantidade de pasta que torna o concreto mais vulnerável à penetração de água do que os agregados, já que a qualidade da pasta foi mantida constante. Outra justificativa está relacionada à plasticidade do concreto, ou seja, para uma mesma relação água-cimento, o concreto com maior índice de consistência (mais plástico) apresentará mais vazios que podem ficar interligados, facilitando a passagem do líquido.

5.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS COMPLEMENTARES

Considera-se que há necessidade de se realizar estudos complementares, que possam não somente validar, como também adicionar e ampliar os resultados alcançados neste trabalho.

- Em relação à classificação da agressividade ambiental:

A equação 4.6, que correlaciona o nº de obras com patologias, por cem mil unidades, com as características do seu local de implantação, foi obtida considerando a distância do centro de massa do bairro à orla marítima e não a distância do centro de massa da obra. Por este motivo, entende-se ser interessante proceder esta alteração na pesquisa, bem como considerar a influência do vento (direção e velocidade).

Com base no texto da revista (COMITÉ TÉCNICO CT-301, 2003, p.18) que comenta a própria NBR 6118, recomenda-se avaliar a concentração efetiva de certas substâncias agressivas no ambiente que envolve a estrutura ou suas partes. De posse das determinações específicas dos teores das substâncias agressivas (CO₂ agressivo, amônia, magnésia, sulfato, sólidos dissolvidos) e do pH, poder-se-ia definir a classe de agressividade ambiental a adotar, tomando-se como referência os limites fixados na tabela C 6.1 da própria revista. Vale salientar que a NBR 6118, através do seu item 6.4.3, permite ao projetista considerar classificação mais agressiva que a estabelecida na sua tabela 6.1.

Sugere-se ainda que seja ampliado o cenário dos estudos

- Quanto a ensaios tecnológicos em concretos:

Com a publicação da NBR 6118:2003, e por esta abordar com ênfase a durabilidade das estruturas, as partes envolvidas na construção civil devem utilizar-se, de forma regular, dos resultados de ensaios que avaliem as propriedades do concreto relacionadas à difusividade, permeabilidade e absorção capilar de água e gases. Convém observar que a mencionada norma, através do item 7.4.2, apenas permite adotar os requisitos mínimos expressos na sua tabela 7.1, quando não existir ensaios comprobatórios de desempenho de durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previstos em projeto. Essa nova prática, se adotada, permitirá ao

projetista e ao contratante definirem melhor as influências ambientais a serem previstas em projeto.

Sugere-se ainda que seja ampliado o estudo do comportamento dos concretos sob a penetração de água, a partir da introdução de diferentes tipos de aditivos atualmente empregados nesta capital, principalmente os incorporadores de ar.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM 6140**: standard test method for determining atmospheric chloride deposition rate by wet candle method In Annual book of ASTM standards. Philadelphia, 1996.

ANDRADE, Maria Del Carmen. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. São Paulo: PINI, 1992. 104 p.

ANDRADE, Walton Pacelli. **Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades**. São Paulo: PINI, 1997. 886p.

ANDRIOLO, Francisco Rodrigues. **Construções de Concreto**: manual de práticas para controle e execução. São Paulo, PINI, 1984. 738p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 1401: verificação de desempenho de aditivos para concreto**. Rio de Janeiro, 1992. 6p.

_____. **EB 1763: aditivos para concreto de cimento Portland**. Rio de Janeiro, jun. 1992. 4p.

_____. **NBR 5670: seleção e contratação de serviços e obras de engenharia e arquitetura de natureza privada**. Rio de Janeiro, 1977. 19p.

_____. **NBR 5675: recebimentos de serviços e obras de engenharia e arquitetura**. Rio de Janeiro, 1980. 8p.

_____. **NBR 5738: moldagem e cura de corpo-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto**. Rio de Janeiro, 1994. p

_____. **NBR 5739: concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994. 4p.

_____. **NBR 5741: extração e preparação de amostras de cimentos**. Rio de Janeiro, 1993. 3p.

_____. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento**. Rio de Janeiro, 2003. 170 p.

_____. **NBR 6118: projeto e execução de obras de concreto armado; procedimento**. Rio de Janeiro, 1982. 76 p.

_____. **NBR 7211: agregado para concreto**. Rio de Janeiro, 1983. 5p.

_____. **NBR 7212: execução de concreto dosado em central: procedimento**. Rio de Janeiro, 1984. 13 p.

_____. **NBR 7215: cimento Portland: determinação da resistência à compressão**. Rio de Janeiro, 1996. 8p.

_____. **NBR 7218: agregados:** determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro, 1987. 2 p.

_____. **NBR 7251: agregados em estado solto:** determinação da massa unitária. Rio de Janeiro, 1982. 3p.

_____. **NBR 8681: ações e segurança nas estruturas:** procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 15 p.

_____. **NBR 9937: agregados:** determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 2003. 6p.

_____. **NBR 9062: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** Rio de Janeiro, 2001. 37p.

_____. **NBR 9977: agregados:** determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. 2003. 3p.

_____. **NBR 9778: argamassa e concreto endurecidos:** determinação da absorção de água por imersão: índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 1987. 3p.

_____. **NBR 10787: concreto endurecido:** determinação da penetração de água sob pressão. Rio de Janeiro, 1994. 6p.

_____. **NBR 10908: aditivos para argamassa e concretos:** ensaios de uniformidade. Rio de Janeiro, 1990 7p.

_____. **NBR 11578: cimento Portland composto.** Rio de Janeiro, 1991. 5p.

_____. **NBR 11579: cimento Portland:** determinação da finura por meio da peneira 75 μm (nº 200). Rio de Janeiro, 1991. 3p.

_____. **NBR 11580: cimento Portland:** determinação da água da pasta de consistência normal. Rio de Janeiro, 2003. 3p.

_____. **NBR 11581: cimento Portland:** determinação dos tempos de pega. Rio de Janeiro, 2003 3p.

_____. **NBR 11582:** cimento Portland - determinação da expansibilidade de Le Chatelier. Rio de Janeiro, 2003. 2p.

_____. **NBR 12654: controle tecnológico de materiais componentes do concreto:** procedimento. Rio de Janeiro, 1992. 6 p.

_____. **NBR 12655: concreto:** preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 1996. 7 p.

_____. **NBR 12722: discriminação de serviços para construção de edifícios:** procedimento. Rio de Janeiro, 1992. 14 p.

_____. **NBR 14931: execução de estruturas de concreto:** procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 40 p.

_____. **NBR NM 18: cimento Portland - análise química:** determinação de perda ao fogo. Rio de Janeiro, 2004. 4p.

_____. **NBR NM 23: cimento Portland e outros materiais em pó:** determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001. 5p.

_____. **NBR NM 43: cimento Portland:** determinação da pasta de consistência normal. Rio de Janeiro, 2003. 8p.

_____. **NBR NM 46: agregados:** determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometro por lavagem, Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

_____. **NBR NM 52: agregado miúdo:** determinação de massa específica e de massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2002. 6p.

_____. **NBR NM 53: agregado graúdo:** determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. . Rio de Janeiro, jul. 2003. 8p.

_____. **NBR NM 65: cimento Portland:** determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro, 2003. 4p.

_____. **NBR NM 76: cimento Portland:** determinação da figura pelo método de permeabilidade ao ar (método d Blaine). Rio de Janeiro, 1996. 13p.

_____. **NBR NM 248: agregados:** determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6p.

CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e Terapia do Concreto Armado.** São Paulo: PINI, 1988. 522 p.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de S. **A durabilidade como objetivo no projeto e execução de estruturas de concreto.** Trabalho apresentado na Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, Santos, 1991.

COMITÊ TÉCNICO CT-301 CONCRETO ESTRUTURAL. **Prática recomendada IBRACON: Comentários Técnicos NB-1.** São Paulo, jun. 2003. 70p. Apresenta comentário da NBR 6118:2003: projeto de estruturas de concreto procedimento.

CORREIA, Wanderley Guimarães. Projeto inadequado é causa da destruição. **Revista IBRACON**, v. 1, a. 2, p. 41-42, set./out. 1991.

COSTA, Eduardo Antonio Lima. **Determinação do potencial de agressão dos sais marinhos sobre as argamassas de revestimento na região metropolitana de Salvador.** 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, [Rio Grande do Sul], 2001.

COUTINHO, A. S. **Fabrico e Propriedades do Betão.** Lisboa: LNEC, 1973. 610 p.

_____. **Fabrico e Propriedades do Betão.** Lisboa: LNEC, 1974. 641 p.

CUNHA, A.J.P.; LIMA, N.A. **Acidentes Estruturais na Construção Civil.** v.2. São Paulo: PINI, 1998. 267p.

FELIU, S.; MORCILLO, M.; CHICO, B. Effect of distance from sea on atmospheric Corrosion rate. **Corrosion**, v. 55, n. 9, p. 883-891. 1999.

GENTIL, Vicente. **Corrosão**. Rio de Janeiro: GUANABARA, 1987. 453p.

GIAMMUSSO, S. E. **Manual do concreto**. São Paulo: PINI, 1992. 162 p

HELENE, Paulo R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo: PINI, 1986. 46 p.

_____. Migração de íons cloretos no concreto – influência da consistência, relação água-cimento e consumo de cimento. **Revista IBRACON**, São Paulo, ano 11, n. 32, fev./abril, 2003.

_____. **Manual prático para reparo e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1988. 119 p.

_____; TERZIAN, P. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto**. São Paulo: PINI, 1992. 349 p.

HERVÉ NETO, Egydio. Os Novos conceitos de qualidade para as estruturas de concreto **Revista Concreto**, São Paulo, ano 9, n.33 p.24-25, jan.ago. 2003.

_____. Os Novos conceitos de qualidade para as estruturas de concreto. **Revista Concreto**. São Paulo, ano 9, n.33 p.27, jan.ago. 2003.

ISAIA, Geraldo Cechella. **Sustentabilidade do concreto ou das estruturas de concreto?** Uma questão de durabilidade. Foz do Iguaçu, 2002. Trabalho apresentado no 44º Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, Foz do Iguaçu, 2002.

LEAL, Celso Reinaldo Lima Verde. **Vida útil das estruturas de concreto**: cuidados com as relações geométricas na hora de projetar. Curitiba, 1992. Trabalho apresentado na Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, Curitiba, 1992.

MACHADO, Sandro Lemos. **Relatório final do projeto purifica**: proposta para remediação de áreas degradadas pela atividade extrativa de chumbo em Santo Amaro da Purificação, Salvador, 2002.

MEIRA, Gibson Rocha; PADARATZ, IVO José. **Efeito do distanciamento em relação ao mar na agressividade por cloreto**. Foz do Iguaçu, 2002. Trabalho apresentado no 44º Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, Foz do Iguaçu, 2002.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto, estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: PINI, 1994. 572 p.

MILLEN, Eduardo Barros. **Durabilidade do concreto estrutural**: importância do projeto e critérios. 1991. Trabalho apresentado na Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, Santos, 1991.

MOLINARI, Gilberto. **Deterioração do concreto provocada por águas do subsolo contendo anidrido carbônico agressivo**. São Paulo, 1972. Trabalho apresentado na Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, jun. 1972.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: Pini, 1982. 738 p.

PETRUCCI, E. **A ação do fogo sobre as estruturas de concreto e protendido**. São Paulo, 1972. Trabalho apresentado na Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, jun. 1972.

SCANDIUZZI, Luercio; ANDRIOLO, Francisco Rodrigues. **Concreto e seus materiais: propriedades e ensaios**. São Paulo: PINI, 1986. 553p.

SILVA, Paulo Fernando A. Permeabilidade do concreto uma medida de durabilidade. **Revista IBRACON**, São Paulo ano.3, n.8, p. 18-21, abr./maio, 1993.

STORTE, Marcos. Considerando o meio ambiente. **Revista IBRACON**, São Paulo, ano. 1, n. 1, p. 38-41, jun./ago., 1991.

THOMAZ, Ercio. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: PINI, 1989. 194 p.

APÊNDICE – Questionário

1- A NBR 6118:2003 relaciona, através do item 6.3, os diferentes mecanismos de envelhecimento e deterioração das estruturas de concreto. Considerando as obras executadas em Salvador (zonas industrial e urbana) e levando-se em conta as inspeções efetuadas em obras e sua experiência profissional, assinale a principal causa responsável pelas patologias identificadas nas mencionadas edificações:

() Lixiviação por ação de águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento.

() Reações expansivas e deletérias da pasta de cimento hidratado, decorrentes de expansão de águas e solos que continham ou estiveram contaminados com sulfatos.

() Despassivação da armadura por carbonatação, ou seja, por ação dos gás carbônico da atmosfera.

() Despassivação da armadura por elevado teor de íon cloro (cloreto).

() Ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

2- A durabilidade das estruturas está associada às não-conformidades identificadas nas fases de planejamento, projeto, execução e utilização. Na Literatura Brasileira consta que a origem dos problemas patológicos está associada às etapas de produção e uso das obras civis conforme a seguinte distribuição, aproximadamente:

- Planejamento ----> **4 %**
- Projeto -----> **40 %**
- Materiais-----> **18 %**
- Execução -----> **28 %**
- Uso -----> **10 %**

2.1 De uma maneira geral, você concorda com a distribuição mencionada acima para as edificações baianas?

SIM NÃO

Caso não concorde, cite o(s) motivo(s).

2.2 Coloque em prioridade a gravidade das falhas encontradas nas diferentes etapas. Obs: associe a falha mais grave ao nº 1 e a menos grave ao nº 5.

Planejamento Projeto Materiais Execução Uso

- 3- A NBR 12655:1996 “Preparo, Controle e Recebimento do Concreto” estabelece no item 5.1.c, como responsabilidade do estruturalista, dentre outras, a especificação do consumo mínimo de cimento e relação água/cimento.

Na sua opinião, o não atendimento a este requisito, por parte dos projetistas, decorreu da convivência com a versão NBR 6118:1982 “Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado” que possui conceitos obsoletos de controle tecnológico de concreto?

SIM NÃO

Caso não concorde, cite o(s) motivo(s).

- 4- A NBR 6118:2003 “Projeto de estruturas de concreto - Procedimento” cita, no seu item 5.1.2.3, que a durabilidade consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

Considerando esta definição e o disposto no item 6.4 (agressividade do ambiente) da referida norma, você concorda que uma das maiores dificuldades a ser encontrada pelos estruturalistas, quando do estabelecimento da classe de agressividade ambiental, consistirá em definir se uma estrutura, localizada na zona urbana de uma cidade marítima, estará submetida a uma agressividade moderada ou forte?

SIM NÃO

Caso não concorde, cite o(s) motivo(s).

- 5- Segundo a NBR 7212:1984 (Execução de Concreto Dosado em Central) a contratante dos serviços de concretagem é a entidade responsável pelas seguintes atribuições: contratação dos serviços de concretagem, emissão de pedidos de concreto, recebimento do concreto fresco, verificação da concordância das características do concreto pedido e da aceitação final do concreto. A solicitação (pedido do concreto) feita pelos construtores aos fornecedores não tem, em alguns casos, propiciado ao concreto as propriedades (resistência mecânica e durabilidade) indispensáveis ao seu bom comportamento, quando expostos a ambientes agressivos, conforme fluxograma 1 apresentado na última folha.

Você concorda que as prescrições contidas nos itens 6.4.2 e 7.4.2 da NBR 6118:2003 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento), somadas às contidas no item 5.1.c da

NBR 12655:1996 (Preparo, Controle e Recebimento do Concreto) resolverão o problema, mencionado acima, relativo ao pedido do concreto?

() SIM () NÃO

Caso não concorde, cite o(s) motivo(s).

6- É bem provável que, ao longo de sua vida profissional, você tenha vivenciado vários problemas em obras que necessitaram de projetos de recuperação ou reforço, motivo pelo qual preencha os dados da tabela 1 anexa. A quantidade de casos a serem explicitados dependerá da sua disponibilidade. Para facilitar o preenchimento das células, peço-lhe observar os esclarecimentos a seguir:

- A identificação do local pode ser feita através da citação do bairro, ou utilizando-se de qualquer dado que facilite a situação da estrutura. É interessante citar também qual a parte da estrutura que sofreu danos.
- A idade está associada à época em que houve intervenção na estrutura em relação à data em que foi concluída a construção.
- Deve-se consultar a lista de causas, apresentada a seguir, para preencher às respectivas células. Indique apenas o número do item associado à causa (1.3, 2.7 ou 3.2 etc.). Caso o problema ocorrido esteja correlacionado a uma causa não citada na lista, favor explicitá-la. Havendo necessidade de associar mais de uma causa a um determinado problema, você poderá fazer a inserção dos itens nas respectivas células.
- Embora seja importante, havendo dificuldades no estabelecimento das relações de custos assinaladas nas duas últimas colunas, as células poderão não ser preenchidas.

Causas dos problemas que ocorrem nas estruturas de concreto armado.

1- Relativas ao projeto

- 1.1 Concepção
- 1.2 Cargas devido ao peso próprio e de utilização
- 1.3 Ações climáticas
- 1.4 Ações acidentais
- 1.5 Canalizações dos esforços
- 1.6 Organização

2- Referentes às armaduras

- 2.1 Estribos
- 2.2 Ancoragem das armaduras
- 2.3 Emendas das armaduras
- 2.4 Armação de vigas de grande altura
- 2.5 Armaduras de suspensão
- 2.6 Empuxo nos encontros dos elementos estruturais
- 2.7 Apoios deslizantes
- 2.8 Vazios em peças estruturais
- 2.9 Categoria, limpeza, materiais aderentes, posicionamento e espaçamento das armaduras
- 2.10 Cobrimento insuficiente especificado em projeto
- 2.11 Cobrimento insuficiente devido à execução
- 2.12 Manuseio e montagem de elementos pré-fabricados

3-Concernentes ao concreto

- 3.1 Especificação do concreto (constante no projeto)
- 3.2 Especificação do concreto (pedido do concreto feito pelo construtor ao fornecedor)
- 3.3 Patologia de componentes (cimento, agregados, água e/ou aditivos)
- 3.4 Dosagem de concreto
- 3.5 Mistura
- 3.6 Lançamento

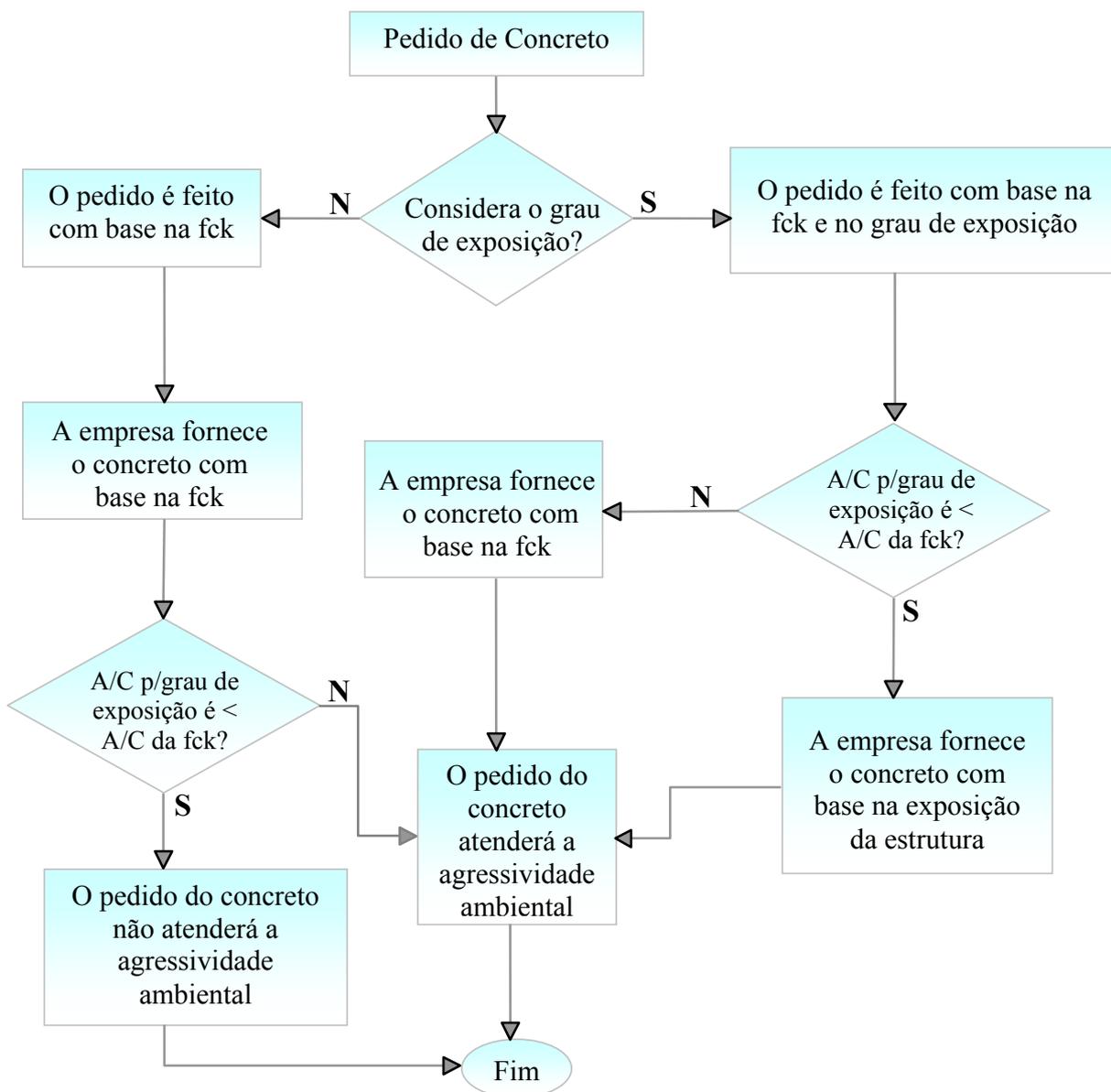
- 3.7 Transporte
- 3.8 Adensamento
- 3.9 Cura
- 3.10 Formas
- 3.11 Juntas de concretagem
- 3.12 Descimbramento e desforma

Obs: A lista acima mencionada não contempla todas as causas responsáveis pelas patologias que ocorrem nas estruturas de concreto, motivo pelo qual foi elaborada visando facilitar o preenchimento da tabela 1, bem como a análise das informações a serem obtidas. Caso o problema vivenciado por você esteja relacionado a uma outra causa, fineza explicitá-la.

Tabela 1- Caracterização de patologias em estruturas de concreto armado.

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.					(Custo do projeto de reforço)/ (Custo do projeto original) %	(Custo do reforço) / (Custo original da obra) %
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros		

Fluxograma 1 - Representação esquemática da situação-problema



Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.					
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros	Obs
1 Barra	10		X			X		X	X			1.1	2.10	3.1			
2 Pituba	10			X		X	X	X				2.9 2.11	3.2 3.6				
3 Pituba	35		X					X				1.3	2.10				
4 Armação	2		X	X		X		X				1.1 1.3	2.10 2.11	3.1 3.8			
5 Pituba	4		X	X		X		X				1.3	2.10 2.11	3.9			
6 Costa Verde Piatã	5		X	X		X		X				1.1 1.3	2.10 2.11	3.8 3.9			
7 Patamares	4		X	X		X		X				1.1 1.3	2.10 2.11	3.1			
8 Federação	15		X	X		X		X				1.3	2.10 2.11	3.1 3.8			

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.					Obs
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso no/a manutenção	Outros	
9 Barra	20		X				X				X	1.1					
10 Vilas do Atlântico	3		X	X		X	X				X (recalque)	1.1 1.5				X (análise inadequada do solo)	
11 Ribeira (Igreja)	40	X	X	X		X		X	X	X	X	1.3	2.11	3.6		X	
12 Cais- Baía de Todos os Santos	45				X						X (carga excessiva)					X	
13 Plakaford Piatã	< 1	X		X						X	X (locacão do pilar)					X	

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.					
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros	Obs
14 Jardim Namorados Pituba	4		X	X			X					1.1		3.12		X	Pouca rigidez, fissuras na alvenaria
15 Campo Grande Vitória	1			X							X			3.5 X		X	Má utilização dos aditivos em CAD
16 Itaigara	7			X				X					2.11				
17 CIA			X	X		X	X				X	1.1		3.3		X	Retração da argamassa de revestimento e cimento
18 Ondina Ufba Veterinária	45		X	X		X		X	X	X	1.3	2.11 2.10	3.3 3.4		X	Areia contaminada/ Concreto poroso	
19 Federação Ufba Arquitetura	43		X	X				X				2.11 2.10					
20 Federação	45		X	X				X				2.11 2.10					
21 Mataripe			X	X		X								3.9 3.2 3.4 3.3			Retração Plástica

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.					
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros	Obs
22 Ondina-UFBA CPD	14		X	X		X					X	1.3 1.5		3.9		X	Corrosão dos suportes (protetores solares). Falta de cura nas alvenarias
23 Canela – Ufba Belas Artes	12		X	X		X		X				1.3 1.5 1.4					Alvenarias e estrutura de madeira
24 Canela – Ufba Instituto de Ciências da Saúde	26		X	X		X		X				1.2 1.3 1.1	2.10 2.11	3.2			

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.				
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros
25 Graça	5			X			X	X					3.10			Verificar a fase
26 Ondina	7			X			X	X					3.10			
27 Ondina	5				X	X								X		
28 Amaralina	15			X			X	X				2.1	3.4			
29 Camaçari	10		X			X	X		X		1.2					
30 Cidade Baixa	30		X	X		X		X	X		1.2	2.1	3.1	X		
31 Barra	20		X	X		X		X	X	X	1.1	2.9	3.3	X		
32 Vilas do Atlântico	8		X	X	X	X	X	X	X		1.1	2.7	3.1 3.3			
33 Ondina	25		X					X			1.1					
34 Amaralina	15			X				X				2.11				
35 Sussuarana	10		X				X				1.1					
36 Valdemar Falcão Brotas	10			X			X					2.2				

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.				
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros
37 Viaduto do Contorno			X		X			X				2.10				
38 Pituba	8			X				X				2.11				
39 Rio vermelho	7			X				X				2.11				
40 Cardeal da Silva Federação	12			X				X				2.11				
41 Vitória	22			X			X	X				2.11				
42 Pituba	5		X	X		X		X	X			2.10 2.11	3.6			
43 Canela	15		X	X		X		X	X			2.10 2.11	3.6			
44 Pólo Petroquímico	10		X	X		X		X	X		1.1	2.10 2.11				

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.				
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros
45 Mataripe	45		X			X		X	X			2.10				
46 Mataripe	10		X			X		X	X			2.10				
47 Mataripe	25		X			X		X	X			2.10				
48 Polo Petroquímico	15		X					X	X			2.10	3.1			

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.					
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros	Obs
Fafen Camçari 49			X	X	X	X		X	X			1.3 1.1	2.10	3.2	X		
Deten (Camaçari) 50			X	X	X	X		X	X			1.3 1.1	2.10	3.2	X		
Abrantes 51			X	X		X		X				1.3	2.10 2.11	3.2			
Rio vermelho 52			X	X		X		X				1.3	2.10	3.2			
Candeal 53 Brotas				X		X		X					2.11				
Itaigara 54			X	X		X		X				1.3	2.10	3.2			
Camaçari 55			X	X	X	X		X	X			1.3 1.1	2.10	3.2	X		

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)						Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.					
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros	Obs
Dupond Camaçari 56			X	X	X	X		X	X			1.1 1.3	2.10	3.2	X		
Dow Candeias 57			X	X	X	X		X	X			1.1 1.3	2.10	3.2	X		
Brotas 58				X		X		X				2.11					
Pituba 59				X		X		X				2.11					
Pituba 60			X	X		X		X			1.3	2.10					
Jaguaribe 61			X	X		X		X			1.3	2.10					
Tigre Camaçari 62			X	X	X	X		X	X		1.3	2.10					
Av. Sete Vitória 63				X		X		X				2.11	3.2				
Dow Candeias 64			X	X	X	X		X	X		1.1 1.3	2.10	3.2	X			

Local	Idade anos	Assinale a fase em que ocorreu a causa do problema				Assinale o(s) Problema(s)					Causa(s) Vide lista anexa. Preencha o item correlacionado à causa.					
		Planejamento	Projeto	Execução	Uso	Fissuração	Deformação	Corrosão de armaduras	Desagregação do concreto	Falhas produzidas nos elementos estruturais	Outros	Projeto	Armaduras	Concreto	Uso e/ou manutenção	Outros
Isopol Camaçari 65			X	X	X	X		X	X		1.1 1.3	2.10	3.2	X		
Fafen Camaçari 66			X	X	X	X		X	X		1.1 1.3	2.10	3.2	X		
Brotas 67				X		X		X				2.11	3.2			
Campo Grande 68 Vitória				X						X			3.2			
Brotas 69				X		X		X				2.11	3.2			
Itaigara 70				X		X		X				2.11				
Itaigara 71				X		X		X				2.11	3.2			
Rio Vermelho 72			X	X		X		X			1.3	2.10	3.2			
Paralela - Imbuí 73				X						X			3.2			

José Márcilio Ladeia Vilasboas

Graduado em Engenharia Civil pela Universidade Federal da Bahia, em 1978, com Especialização e Mestrado Profissional em Gerenciamento e Tecnologias Ambientais no Processo Produtivo, realizados na Escola Politécnica da UFBA no período de 2002 a 2004.

Atuou como engenheiro civil na CONCRETA - Controle de Concreto e Tecnologia Ltda, no período de 1978 a 1989.

Atualmente, é engenheiro civil da PETROBRAS - Petróleo Brasileiro S/A, onde ingressou em junho de 1989. É professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Católica do Salvador, desde 1979.

Contato: josemarcilio@petrobras.com.br



UFBA
UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA

DEPT° DE ENGENHARIA AMBIENTAL - DEA

**MESTRADO PROFISSIONAL EM GERENCIAMENTO E
TECNOLOGIAS
AMBIENTAIS NO PROCESSO PRODUTIVO**

Rua Aristides Novis, 02, 4º andar, Federação, Salvador BA

CEP: 40.210-630

Tels: (71) 235-4436 / 203-9798

Fax: (71) 203-9892

E-mail: cteclim@ufba.br

Home page: <http://www.teclim.ufba.br>