

A NOVA NB 1/2003 (NBR 6118) E A VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

Paulo Helene. MSc, PhD, Professor Titular. Universidade de São Paulo PCC.USP. www.pcc.usp.br Education, Research & Consultancy on Concrete Materials & Structures. Escola Politécnica. Brasil www.poli.usp.br Chairman of Civil Construction & Urban Engineering Graduate Courses. Deputy Chairman of **fib** (CEB-FIP) Commission 5 "Structural Service Life Aspects". Chairman of Ibero American Network on Concrete Structures Rehabilitation www.rehabilitar.pcc.usp.br Presidente do IBRACON Instituto Brasileiro do Concreto www.ibracon.org.br

Resumo

Nos últimos anos tem crescido o número de estruturas de concreto armado com manifestações patológicas, principalmente com problemas de corrosão de armaduras, como resultado do envelhecimento precoce das construções existentes.

A perda da proteção natural oferecida à armadura pelo cobrimento de concreto pode ocorrer através de diversos mecanismos sendo preponderantes a depassivação por carbonatação e por elevadas concentrações de ions cloreto. Em ambos os casos, na maioria das vezes, todo o componente estrutural é atacado pelo ambiente externo, porém a manifestação da corrosão se dá somente em alguns pontos localizados, como resultado da própria natureza do processo de corrosão eletroquímica onde regiões anódicas alternam-se com regiões de caráter preponderantemente catódico.

Também o concreto de *per si* sofre o ataque do ambiente deteriorando-se. Em algumas situações a própria má escolha dos materiais constituintes do concreto pode gerar incompatibilidades e reações deletérias. Em todos os casos a estrutura de concreto pode vir a ser seriamente afetada.

Essas constatações tanto no âmbito nacional quanto no âmbito internacional, demonstraram que as exigências e recomendações existentes nos textos das principais normas de projeto e execução de estruturas de concreto vigentes na década de 80 eram insuficientes. A década de 90 caracterizou-se, então, por um forte movimento nacional e internacional de introdução do conceito de vida útil no projeto das estruturas de concreto.

Consciente dessa problemática, a engenharia brasileira iniciou, ainda no fim da década de 80, as atividades de revisão da norma brasileira, ora concluídaⁱ e comentadaⁱⁱ.

Este trabalho apresenta e justifica as novas exigências da Normalização brasileira. Foram introduzidos dois novos capítulos específicos (6 e 7) que permitem uma previsão da evolução da deterioração das estruturas de concreto armado através de modelos de comportamento que viabilizam projetar para durabilidade e não apenas para resistência mecânica e segurança estrutural.

Palavras chave: *vida útil; durabilidade do concreto; normalização; estruturas de concreto.*

Abstract

The number of reinforced concrete structures with lack of durability, has been increased during the last years, as a result of the premature aging of these structuresⁱⁱⁱ.

The lost of the rebar protection by the concrete cover may occur due to various factors but the main one is the depassivation of the rebar due to carbonation or excessive chloride ions concentration. Also the concrete material can be affected by aggressive environments and present early deterioration. Sometimes the concrete composition materials can present incompatibilities and deleterious reactions. In all cases, the structure as a whole can be seriously damaged.

These occurrences shown that the national and international concrete codes by the 80 decade must be changed. During the 90-decade the most important concrete codes, **fib**(CEB-FIP) Model Code and ACI 318, have changed presenting news criteria to achieve more durability, introducing the service life concepts in the design of concrete structures.

During more than one decade, the National Concrete Experts Commission modifies the old Brazilian Concrete code NB 1/1978 achieving the new one, called NB 1/2003¹. Among others important updating chapters, two new one (chapters 6 and 7) was introduced to increase durability. This paper presents and justifies the news requirements².

ⁱ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. NBR 6118 (NB 1/2003)**. Rio de Janeiro, ABNT, Março 2003. 170 p.

ⁱⁱ INSTITUTO BRASILEIRO do CONCRETO. **Comentários Técnicos à NB-1**. São Paulo, IBRACON, Prática Recomendada n. 1, Junho 2003. 70 p.

ⁱⁱⁱ COMMITTEE on CONCRETE DURABILITY: NEEDS and OPPORTUNITIES. **Concrete Durability: A Multibillion-Dolar Opportunity**. Washington, NMAB, CETS, NRC, National Academy Press, 1987. (Report NMAB-437)
MEHTA, P. Kumar. Durability of Concrete - Fifty Years of Progress? In: V. M. Malhotra, ed. **Proceedings of the Second International Conference on Durability of Concrete**. Detroit, ACI, 1991. p.1-31 (SP-126)
MEHTA, P. Kumar. Durability of Concrete in Marine Environment- an Overview. In: —. ed. **Proceedings of Gerwick Symposium on Durability of Concrete in Marine Environment**. Berkeley, University of California, 1989.

Keywords: *service life; durability; concrete structures; concrete codes.*

Sumário

Introdução

Conceito Sistêmico de Durabilidade

Mecanismo de Envelhecimento e Deterioração

Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto

Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura

Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita

Classificação da Agressividade do Meio Ambiente

Classificação dos Concretos

Agressividade do Meio *versus* Durabilidade do Concreto

Definição de Vida Útil

Os Quatro (4) Métodos de Previsão da Vida Útil

1º Com base nas experiências anteriores

2º Com base em ensaios acelerados

3º Com base a enfoque determinista

4º Com base a enfoque estocástico ou probabilista

Exemplo de aplicação da norma

Introdução

A introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto pode ser efetuada, em princípio, através de um dos seguintes quatro procedimentos de espectro amplo, porém com autor e idade desconhecidos:

- com base nas experiências anteriores
- com base em ensaios acelerados
- com base a enfoque determinista,
- com base a enfoque estocástico ou probabilista

Evidentemente essa visão é a que o meio técnico pode ter hoje, como consequência da enorme evolução havida nos últimos anos nesse campo. No início das construções em concreto, comandava apenas o bom senso e a experiência do profissional, sendo a durabilidade claramente subjetiva.

O estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado e protendido tem evoluído graças ao maior conhecimento dos mecanismos de transporte de líquidos e de gases agressivos nos meios porosos como o concreto, que possibilitaram associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos. Consequentemente passou a ser viável a avaliação da vida útil expressa em número de anos e não mais em critérios apenas qualitativos de adequação da estrutura a um certo grau de exposição.

O princípio básico, no entanto, não alterou-se. Há necessidade, por um lado, de conhecer, avaliar e classificar o grau de agressividade do ambiente e, por outro, de conhecer o concreto e a geometria da estrutura, estabelecendo então a correspondência entre ambos, ou seja, entre a agressividade do meio “versus” a durabilidade da estrutura de concreto³.

A resistência da estrutura de concreto à ação do meio ambiente e ao uso dependerá, no entanto, da resistência do *concreto* e da resistência da *armadura*. Qualquer dos dois que se deteriore, comprometerá a *estrutura* como um todo.

Os principais agentes agressivos à armadura, o gás carbônico CO₂ e o cloreto Cl⁻, não são agressivos ao concreto, ou seja não o atacam deletoriamente. Por outro lado, os agentes agressivos ao concreto como os ácidos, que contribuem para a redução do pH e conseqüente risco de despassivação da armadura, assim como os sulfatos e até a própria reação álcali-agregado, que geram produtos expansivos destruindo o concreto de cobrimento e de proteção da armadura, atuam de forma dupla, atacando principal e primeiramente o concreto e secundariamente a armadura.

Portanto, apesar de não ser comum na normalização disponível até poucos anos atrás, hoje em dia é conveniente e indispensável uma separação nítida entre os ambientes preponderantemente agressivos à armadura dos ambientes preponderantemente agressivos ao concreto. Da mesma forma, o traço ou a composição do concreto, ou seja, a proporção e a natureza dos materiais que o compõe, devem ser tratados em separado; concretos resistentes a meios agressivos à armadura e concretos resistentes a meios agressivos ao próprio concreto.

Conceito Sistêmico de Durabilidade

A questão da vida útil das estruturas de concreto deve ser enfocada de forma holística, sistêmica e abrangente, envolvendo equipes multidisciplinares. Deve também ser considerada como resultante de ações coordenadas e realizadas em todas as etapas do processo construtivo: • concepção ou planejamento; • projeto; • fabricação de materiais e componentes; • execução propriamente dita e principalmente durante a etapa de • uso e operação da estrutura. É nessa etapa onde serão realizadas as operações de vistoria^{iv}, monitoramento^v e manutenções^{vi} preventivas e corretivas, indispensáveis numa consideração correta e sistêmica da vida útil.

Alguns dos documentos de referência que bem tratam do tema durabilidade são o CEB-FIP Model Code 90⁴, CEB Design Guide⁵, ACI COMMITTEE 201⁶, o projeto de norma européia ENV-206⁷, artigos de especialistas no tema tais como Andrade & Gonzalez⁸, Helene⁹, Rostam¹⁰, e documentos clássicos como a norma CETESB L1 007¹¹. Tomando por base esses documentos fica claro que gerir o problema da durabilidade das estruturas de concreto implica em bem responder as seguintes questões gerais:

1. Quais são os mecanismos de envelhecimento das estruturas de concreto armado e protendido?
2. Como classificar o meio ambiente quanto à sua agressividade à armadura e ao concreto?
3. Como classificar o concreto quanto à sua resistência aos diferentes meios agressivos?
4. Qual a correspondência entre a agressividade do meio e a resistência à deterioração e ao envelhecimento da estrutura de concreto?
5. Qual a definição de vida útil?
6. Quais são os métodos de previsão da vida útil?
7. Quais devem ser os critérios de projeto arquitetônico e estrutural?
8. Como deve ser a dosagem e a produção do concreto?
9. Quais os procedimentos adequados de execução e controle da estrutura?
10. Quais os procedimentos e critérios para bem exercer a vistoria, o monitoramento e a manutenção das estruturas?

Não é objetivo deste trabalho tratar em profundidade todas essas dez (10) respostas básicas necessárias à correta gestão de um problema de durabilidade das estruturas de concreto. Procurar-se-á responder, de forma resumida e objetiva, somente as seis primeiras perguntas.

Mecanismos de Envelhecimento e Deterioração

Os mecanismos mais importantes e frequentes de envelhecimento e deterioração das estruturas de concreto são:

Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto:

- a) **lixiviação**: por ação de águas puras, carbônicas agressivas e ácidas que dissolvem e carreiam os compostos hidratados da pasta de cimento. A sintomatologia básica é uma superfície arenosa ou com agregados expostos sem a pasta superficial, com eflorescências de carbonato, com elevada retenção de fuligem e com risco de desenvolvimento de fungos e bactérias. Como consequência observa-se também uma redução do pH do extrato aquoso dos poros superficiais do concreto do componente estrutural com risco de despassivação da armadura;
- b) **expansão** por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. A sintomatologia básica é uma superfície com fissuras aleatórias, esfoliação e redução significativa da dureza e resistência superficial do concreto, com consequente redução do pH do extrato aquoso dos poros superficiais, colocando em risco a passivação das armaduras. Do ponto de vista do concreto, os sulfatos presentes na água do mar, nas águas servidas, nas águas industriais e nos solos úmidos e gessíferos, podem, acarretar reações deletérias de expansão com formação de compostos expansivos do tipo etringita e gesso secundário¹²;

^{iv} Também usualmente denominada atividades de inspeção preliminar, de inspeção detalhada, de inspeção principal ou de inspeção cadastral, conforme: • ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. **Vistoria de Pontes e Viadutos de Concreto. NBR 9452.** Rio de Janeiro, ABNT, ago. 1986. • DEPARTAMENTO NACIONAL de ESTRADAS de RODAGEM. **Norma de Procedimentos para Apresentação de Estudos Técnicos para Viabilização e Acompanhamento do Transporte de Cargas Excepcionais.** Brasília, DNER, Exp. 413/AET, 1985. • DEPARTAMENTO NACIONAL de ESTRADAS de RODAGEM. **Vistoria de Pontes e Viadutos de Concreto Armado e Protendido.** Brasília, DNER, IPR, PRO-OA 49-78, 1978. • DERSA DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S.A. **Especificação Técnica para Inspeção e Avaliação Estrutural / Funcional de Obras de Arte Especiais de Concreto Armado e Protendido.** São Paulo, DERSA, Documento Técnico ET-C01/007, set. 1995)

^v Também denominado atividades de acompanhamento ou de controle.

^{vi} Também denominada atividades de conservação de obras, conforme: • INSTITUTO de ENGENHARIA de SÃO PAULO. Manifesto. 1997; • INSTITUTO de ENGENHARIA de SÃO PAULO. **Especificações para Contratação de Serviços de Engenharia Consultiva Relativos a Obras de Arte.** São Paulo, IE, Divisão de Estruturas, sd.

- c) **expansão** por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos compostos e agregados reativos. Dentre os agregados reativos pode-se destacar a opala, a calcedônia, as sílicas amorfas e certos calcários. Além de agregados outros compostos reativos, inclusive os próprios silicatos hidratados da pasta de cimento podem reagir com os álcalis. Para que essas reações venham a ser significativamente deletérias é necessário estar em presença de elevada umidade. A sintomatologia básica é uma expansão geral da massa de concreto com fissuras superficiais, profundas e aleatórias no caso de massa contínua, e ordenadas no caso de estruturas delgadas.
- d) **reações deletérias** superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica. Destaca-se como exemplo os problemas oriundos com agregados que contêm pirita que pode acarretar manchas de ferrugem, cavidades e protuberâncias na superfície dos componentes de concreto.

Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura:

- a) **despassivação por carbonatação**, ou seja, por ação de gás carbônico da atmosfera que penetra por difusão e reage com os hidróxidos alcalinos da solução dos poros do concreto reduzindo o pH dessa solução. A despassivação deletéria só ocorre de maneira significativa em ambientes de umidade relativa abaixo de 98% e acima de 60%, ou em ambientes sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, possibilitando a instalação da corrosão. O fenômeno de carbonatação propriamente dita, não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto e até aumenta sua dureza superficial. A identificação da frente ou profundidade de carbonatação requer ensaios específicos. Ao atingir a armadura, dependendo das condições de umidade ambiente pode promover séria corrosão com aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes;
- b) **despassivação por elevado teor de íon cloreto (cloreto)**, ou seja, por penetração do cloreto através de processos de difusão, de impregnação ou de absorção capilar de águas contendo teores de cloreto que ao superarem, na solução dos poros do concreto, um certo limite em relação à concentração de hidroxilas, despassivam a superfície do aço e instalam a corrosão. Eventualmente, esses teores elevados de cloreto podem ter sido introduzidos, inadvertidamente, durante o amassamento do concreto, geralmente através do excesso de aditivos aceleradores de endurecimento. O fenômeno não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto nem altera seu aspecto superficial. A identificação da frente ou da profundidade de penetração de certo teor crítico de cloreto requer ensaios específicos. Ao atingir a armadura pode promover séria corrosão com aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes.

Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita:

São todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas (fadiga), deformação lenta (fluência), relaxação, e outros considerados em qualquer norma ou código regional, nacional ou internacional, mas que não estão no escopo deste trabalho.

Classificação da Agressividade do Meio Ambiente

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.

A classificação da agressividade do ambiente, com base nas condições de exposição da estrutura ou suas partes, deve levar em conta o micro e macro clima atuantes sobre a obra e suas partes críticas.

A classificação da agressividade do meio ambiente às estruturas de concreto armado e protendido, pode ser avaliada, simplificada para fins de projetos correntes, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, conforme apresentado na Tabela 1 (Tabela 6.1 da NBR 6118).

Uma classificação mais rigorosa, com base na concentração efetiva de certas substâncias agressivas no ambiente que envolve a estrutura ou suas partes pode também ser utilizada em casos especiais, recomendando-se os limites orientativos constantes da norma CETESB L 1.007. Em lugar dessa norma e no caso de agressividade ao concreto, um outro critério mais rigoroso pode ser a avaliação através de determinações específicas conforme os valores referenciais propostos pelo CEB / FIP Model Code 1990, apresentados na Tabela 2.

Tabela 1 (Tabela 6.1 da NBR 6118). 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 / Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana***	Pequeno
III	Forte	Marinha* / Industrial***	Grande
IV	Muito forte	Industrial*** / Respingos de maré	Elevado

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

** 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% permanentemente, partes de estrutura protegidas da chuva em ambiente predominantemente seco.

*** Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento de celulose, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 2. Classificação da agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto.

Classe de agressividade	pH	CO ₂ agressivo mg/L	amônia NH ₄ ⁺ mg/L	magnésio Mg ²⁺ mg/L	sulfato SO ₄ ²⁻ mg/L	sólidos dissolvidos mg/L
I	> 6,0	< 20	< 100	< 150	< 400	> 150
II	5,9 - 5,9	20 - 30	100 - 150	150 - 250	400 - 700	150 - 50
III	5,0 - 4,5	30 - 100	150 - 250	250 - 500	700 - 1500	< 50
IV	> 4,5	> 100	> 250	> 500	> 1500	< 50

- Notas:
1. No caso de solos a análise deve ser feita no extrato aquoso do solo;
 2. água em movimento, temperatura acima de 30°C, ou solo agressivo muito permeável conduz a um aumento de um grau na classe de agressividade.
 3. Ação física superficial tal como abrasão e cavitação aumentam a velocidade de ataque químico.

Classificação dos Concretos

A resistência do concreto aos diferentes meios agressivos depende da natureza e tipo dos seus materiais constituintes assim como da composição ou dosagem do concreto, ou seja, depende de;

- tipo e consumo de cimento
- tipo e consumo de adições
- relação água / cimento
- natureza e D_{max} do agregado

Na realidade o mais importante é a resistência da estrutura ao meio ambiente e esta depende não só da qualidade do concreto mas também de critérios adequados de projeto. Nesse sentido o texto da NBR 6118 foi muito feliz e ressalta que para evitar envelhecimento precoce e satisfazer as exigências de durabilidade dos usuários devem ser observados os seguintes critérios de projeto:

- a) Prever drenagem eficiente;
- b) Evitar formas arquitetônicas e estruturais inadequadas;
- c) Garantir concreto de qualidade apropriada, particularmente nas regiões superficiais dos elementos estruturais;
- d) Garantir corrimentos de concreto apropriados para proteção às armaduras;
- e) Detalhar adequadamente as armaduras;
- f) Controlar a fissuração das peças;
- g) Prever espessuras de sacrifício ou revestimentos protetores em regiões sob condições de exposição ambiental muito agressivas;
- h) Definir um plano de inspeção e manutenção preventiva.

A drenagem deve evitar a presença ou acumulação de água proveniente de chuvas ácidas ou decorrente de água de limpeza e lavagem, sobre a superfícies das estruturas de concreto. Da mesma forma as superfícies expostas que necessitam ser horizontais, tais como pátios, garagens, estacionamento, e outras, também devem ser convenientemente drenadas, com disposição de ralos e condutores a distâncias adequadas. Também as juntas de movimento ou de dilatação, em superfícies sujeitas à ação de água, devem ser convenientemente seladas, de forma a torná-las estanques à passagem (percolação) de água, conforme exemplificado na Fig. 1.

A qualidade efetiva do concreto superficial de cobrimento e proteção à armadura depende da adequabilidade da fôrma, do aditivo desmoldante e, preponderantemente da cura dessas superfícies. Em especial devem ser curadas as superfícies expostas precocemente, devido à desmoldagem, tais como fundo de lajes, laterais e fundos de vigas e faces de pilares e paredes.

Na ausência de valores obtidos de ensaios experimentais nos concretos que realmente serão utilizados na estrutura, pode ser adotada a classificação orientativa, apresentada na Tabela 3, referente à **corrosão de armaduras** e na Tabela 4, referente à **deterioração do concreto**.

Tabela 3. Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão das armaduras.

Classe de Concreto	Classe de Resistência (NBR 8953)	Máxima relação a/c	Deterioração por Carbonatação	Deterioração por Cloretos
			Teor de Adições	Teor de Adições
durável	≥ C50	≤ 0,38	≤ 10% de pozolana, sílica ativa ou escória de alto forno	≥ 20% de pozolana ou sílica ativa ≥ 65% de escória de alto forno
resistente	C35 C40 C45	≤ 0,50	≤ 10% de pozolana ou sílica ativa ≤ 15% de escória de alto forno	≥ 10% de pozolana ou sílica ativa ≥ 35 % de escória de alto forno
normal	C25 C30	≤ 0,62	qualquer	qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	qualquer	qualquer

Tabela 4. Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de deterioração por lixiviação ou por formação de compostos expansivos.

Classe de Concreto	Classe de Resistência (NBR 8953)	Deterioração por Expansão		Deterioração por Lixiviação
		Teor de C ₃ A no Cimento Anidro	Teor de Adições	Teor de Adições
durável	≥ C50	≤ 5%	≥ 20% de pozolana ou sílica ativa ≥ 65% de escória de alto forno	≥ 20% de pozolana ou sílica ativa ≥ 65% de escória de alto forno
resistente	C35 C40 C45	≤ 5%	≥ 10% de pozolana ou sílica ativa ≥ 35 % de escória de alto forno	≥ 10% de pozolana ou sílica ativa ≥ 35 % de escória de alto forno
normal	C25 C30	≤ 8%	qualquer	qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	qualquer	qualquer

Uma diretriz geral, encontrada na literatura técnica, ressalta que a durabilidade da estrutura de concreto é determinada por quatro fatores identificados como regra dos **4C**:

- Composição ou traço do concreto;
- Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
- Cura efetiva do concreto na estrutura;
- Cobrimento das armaduras.

Agressividade do Meio *versus* Durabilidade do Concreto

Uma vez que sejam mantidas constantes as demais variáveis que entram em jogo na problemática da durabilidade das estruturas de concreto, a correspondência básica entre agressividade do meio ambiente e durabilidade do concreto pode ser a considerada na Tabela 5.

Tabela 5. Correspondência entre agressividade do ambiente e durabilidade do concreto.

Classe de agressividade	Concreto recomendável
I fraca	efêmero, normal, resistente ou durável
II moderada	normal, resistente ou durável
III forte	resistente ou durável
IV muito forte	durável

Uma correspondência direta como a indicada na Tabela 5 só tem sentido como primeira aproximação pois é possível utilizar com segurança e sem comprometimento da durabilidade, um concreto não recomendável desde que esse fato seja compensado com outras medidas protetoras e preventivas. Esse é o caso da grande maioria das obras já construídas e em operação no Brasil. Nessas obras dificilmente foi empregado o concreto recomendável, porém medidas extras, às vezes bem dispendiosas, posteriores de manutenção e proteção podem assegurar uma vida útil compatível com as expectativas dos usuários e com a necessidade da sociedade.

Cabe ressaltar, no entanto, que do ponto de vista econômico todas as medidas visando durabilidade, tomadas a nível de projeto são sempre muitas vezes mais convenientes, mais seguras e mais baratas que medidas protetoras tomadas a posteriori. Os custos de intervenção na estrutura para atingir um certo nível de durabilidade e proteção, crescem exponencialmente quanto mais tarde for essa intervenção. 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 Fig.3¹⁴.

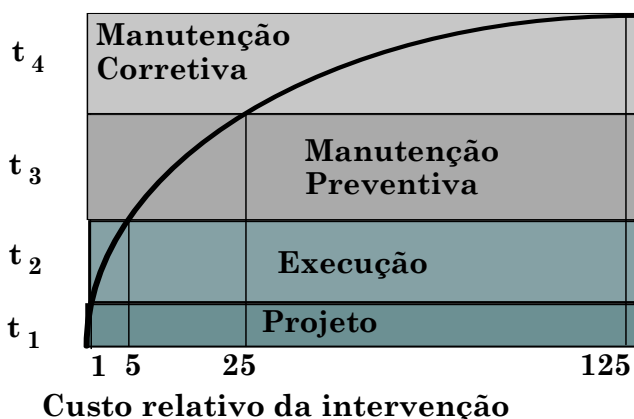


Figura 3. Representação da evolução dos custos em função da fase da vida da estrutura em que a intervenção é feita.

O significado dessa "lei" pode ser assim exposto¹⁵, segundo a intervenção seja na:

- fase de projeto: toda medida tomada a nível 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 f_{ck} , especificar certas adições, ou tratamentos protetores de superfície, e outras tantas implica num custo que pode ser associado ao número 1 (um);
- fase de execução: toda medida extra-projeto, tomada durante a fase de execução propriamente dita, implica num custo 5 (cinco) vezes superior 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 tomada na fase de projeto permitiria o redimensionamento automático da estrutura considerando um novo concreto de resistência à compressão mais elevada, de maior módulo de deformação e de menor fluência. Esses predicados permitiriam reduzir as dimensões dos componentes estruturais, reduzir as fôrmas e o volume de concreto, reduzir o peso próprio e reduzir as taxas de armadura. Essas medidas tomadas a nível de obra, apesar de eficazes e oportunas do ponto de vista da vida útil, não mais propiciam a mesma economia e otimização da estrutura caso fossem tomadas na fase de projeto;
- fase de manutenção preventiva: as operações isoladas de manutenção do tipo pinturas frequentes, limpezas de fachada 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 até 25 vezes mais que medidas corretas tomadas na fase de projeto estrutural ou arquitetônico. Por outro lado podem ser cinco

vezes mais econômicas que aguardar a estrutura apresentar problemas patológicos evidentes que requeiram uma manutenção corretiva;

- d) 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 superior ao custo das medidas que poderiam e deveriam ter sido tomadas na fase de projeto e que implicariam num mesmo nível de durabilidade que se estime dessa obra após essa intervenção corretiva.

Definição de Vida Útil

As estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que sob as condições ambientais previstas e respeitadas as condições de manutenção preventiva especificadas no projeto, conservem sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável, durante um período pré-fixado de tempo, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo.

A durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e esforços coordenados de pelo menos seis responsáveis;

- a) O proprietário: definindo suas expectativas presentes e futuras de uso da estrutura;
- b) O responsável pelo projeto arquitetônico: definindo detalhes e especificando materiais;
- c) O responsável pelo projeto estrutural: definindo geometrias, detalhes e especificando materiais e manutenção preventiva;
- d) O responsável pela tecnologia do concreto: definindo características dos materiais, traços e metodologia de execução, em conjunto com os responsáveis pelo itens c e e;
- e) O responsável pela construção: definindo metodologias complementares da construção e respeitando o projetado e especificado anteriormente;
- f) O proprietário / usuário: obedecendo as condições de uso, de operação e de manutenção preventiva especificadas.

Tomando como referência o CEB / FIP Model Code 1990, por vida útil entende-se o período de tempo no qual a estrutura é capaz de desempenhar as funções para as quais foi projetada sem necessidade de intervenções não previstas, ou seja, as operações de manutenção previstas e especificadas ainda na fase de projeto, fazem parte do período total de tempo durante o qual se admite que a estrutura está cumprindo bem sua função.

O modelo clássico de vida útil das estruturas de concreto foi proposto por Tuutti¹⁶ em 1982. A partir desse modelo, Helene¹⁷ propôs em 1993, a conceituação e definição objetiva de vida útil, mostrando que podem ser distinguidas pelo menos três situações e suas correspondentes vidas úteis, apresentadas na Fig. 4, que contempla o fenômeno da corrosão de armaduras por ser o mais frequente, o mais importante e mais conhecido cientificamente, mas que como modelo conceitual aplica-se a todos os mecanismos de deterioração.

Como se observa a partir da Fig. 4 podem ser definidas as seguintes “vidas úteis”;

- a) Período de tempo que vai até a despassivação da armadura, normalmente denominado de período de iniciação. A esse período de tempo pode-se associar a chamada *vida útil de projeto*. Normalmente corresponde ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura. O fato da região carbonatada ou de um certo nível de cloretos atingir a armadura e teoricamente despassivá-la, não significa que necessariamente a partir desse momento haverá corrosão importante, apesar de que em geral ela ocorre. Esse período de tempo, no entanto, é o período que deve ser adotado no projeto da estrutura, a favor da segurança;
- b) Período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, ou ocorrem fissuras no concreto de cobertura, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobertura. A esse período de tempo associa-se a chamada *vida útil de serviço ou de utilização*. ... muito variável de caso a caso pois em certos locais é inadmissível que uma estrutura de concreto apresente manchas de corrosão ou fissuras. Em outros casos somente o início da queda de pedaços de concreto, colocando em risco a integridade de pessoas e bens, pode definir o momento a partir do qual deve-se considerar terminada a vida útil de serviço;

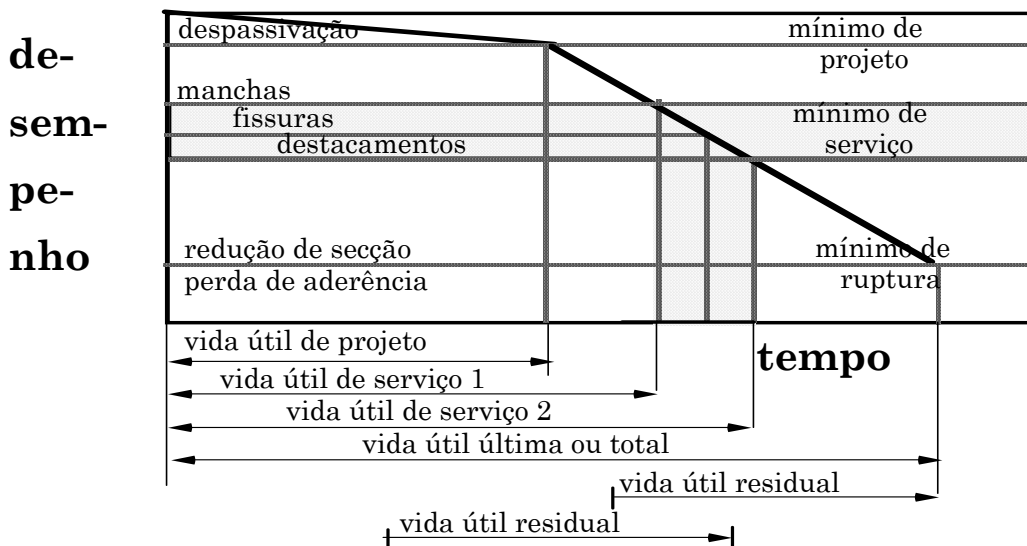


Figura 4. Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando-se por referência o fenômeno de corrosão das armaduras.

- c) Período de tempo que vai até a ruptura ou colapso parcial ou total da estrutura. A esse período de tempo associa-se a chamada *vida útil última ou total*. Corresponde ao período de tempo no qual há uma redução significativa da seção resistente da armadura ou uma perda importante da aderência armadura / concreto, acarretando o colapso parcial ou total da estrutura;
- d) Nessa modelagem foi introduzido ainda o conceito de vida útil residual, que corresponde ao período de tempo em que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado neste caso a partir da data, qualquer, de uma vistoria. Essa vistoria e correspondente diagnóstico pode ser efetuado a qualquer instante da vida em uso da estrutura. O prazo final, neste caso, tanto pode ser o limite de projeto, o limite das condições de serviço, quanto o limite de ruptura, dando origem a três vida útil residual; uma mais curta contada até a despassivação da armadura, outra até o aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do concreto e outra longa contada até a perda significativa da capacidade resistente do componente estrutural ou seu eventual colapso.

Em obras de caráter provisório, transitório ou efêmero é tecnicamente recomendável adotar-se vida útil de projeto de pelo menos um ano. Para as pontes e outras obras de caráter permanente, poderão ser adotadas períodos de 50, 75 ou até mais de 100 anos conforme recomendado pelas normas internacionais, conforme recomendam as normas inglesas, BS 7543¹⁸, apresentada na Tabela 6, e européias, CEN / EN 206, apresentada na Tabela 7.

As normas brasileiras, por enquanto, não especificam vida útil de projeto, infelizmente. Em princípio parece estar subentendido 50 anos.

TABELA 6. Vida útil de projeto recomendada pelos ingleses.

vida útil	tipo de estrutura
≤ 10 anos	temporárias
≥ 10 anos	substituíveis
≥ 30 anos	edifícios industriais e reformas
≥ 60 anos	edifícios novos e reformas de edifícios públicos
≥ 120 anos	obras de arte e edifícios públicos novos

A vida útil da estrutura depende tanto do desempenho dos elementos e componentes estruturais propriamente ditos quanto dos demais componentes e partes da obra. Os demais elementos e componentes incorporados à estrutura, tais como drenos, juntas, aparelhos de apoio, instalações, pingadeiras, rufos, chapins, impermeabilizações, revestimentos e outros, possuem geralmente vida útil mais curta que a do concreto, o que exige previsões adequadas para suas substituições e manutenções, uma vez que ali estão para proteger a estrutura de concreto.

Em princípio deve caber ao proprietário, assistido pelos responsáveis do projeto arquitetônico e estrutural, definir a extensão da vida útil de projeto da estrutura, registrando-a na documentação técnica da obra. Cabe aos responsáveis dos projetos analisar as condições de exposição e em confronto com a importância da estrutura como um todo, ou de suas partes, escolher os detalhes adequados que objetivem assegurar a vida útil de projeto indicada pelo proprietário.

TABELA 7. Vida útil de projeto recomendada pelas normas européias.

Comitê Europeu de Normalização	CEN / EN 206, 1994
vida útil	tipo de estrutura
1 a 5 anos	temporárias
≥ 25 anos	substituíveis
≥ 50 anos	edifícios novos
≥ 100 anos	obras de arte novas

Fica claro que cada vez mais cabe aos responsáveis dos projetos definir as medidas mínimas de inspeção, monitoramento e manutenção preventiva, necessárias a assegurar a vida útil de projeto da estrutura, em função da importância da obra.

O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

Deve-se ressaltar que os atuais e clássicos conceitos e métodos de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto não asseguram durabilidade nem são ferramentas adequadas para cálculo e previsão de vida útil. Há necessidade urgente de introduzir novas exigências pois as atuais não satisfazem.

Nos métodos de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto há vários anos, (vide CEB / FIP Model Code 1972 e NBR 6118/78) utiliza-se, em geral, os seguintes termos e critérios de dimensionamento:

- a. estado limite último ou de ruptura
- b. estado limite de utilização ou de serviço

O primeiro deles, ou seja, o estado limite último ou de ruptura, corresponde à estabilidade da estrutura, ou melhor, para o engenheiro civil corresponde à “segurança” da estrutura, ou melhor, de seus componentes, elementos ou partes estruturais frente à ruptura. Simplificadamente corresponde ao **colapso** de uma peça estrutural quando esta for construída com a geometria e com a resistência característica (quantil inferior de 5%) dos materiais “imaginados” pelo projetista. Essa capacidade teórica resistente atingiria seu limite de resistência mecânica sempre que a estrutura fosse submetida a ações características (quantil superior de 5%) majoradas de um certo coeficiente de segurança denominado γ_f , em geral em torno de 1,4 a 1,5.

O segundo deles, ou seja, o estado limite de utilização ou de serviço, corresponde às condições “adequadas” de funcionamento da estrutura do ponto de vista de compatibilidade com outras partes da construção e do ponto de vista do conforto psicológico. Basicamente são cálculos simplificados de deformações máximas em peças fletidas por ação de cargas características (não majoradas) e de abertura máxima característica de fissuras (cujo valor em torno de 0,3 ou 0,4 mm corresponde ao limite de desconforto humano), assim como limitações de tensões de trabalho. Em outras palavras corresponde a exigir da estrutura uma **rigidez** mínima que permita assentar paredes e pisos sem que estes fissurem por deformações exageradas da estrutura. O princípio de fazer a análise considerando a geometria e os materiais característicos “imaginados” no projeto é o mesmo. A única diferença é que neste caso as ações características (que têm uma probabilidade de só serem ultrapassadas durante um período de tempo igual a 5% do total da vida útil da estrutura), não são majoradas com γ_f .

Resulta desses dois conceitos que dificilmente uma peça estrutural será construída com a resistência característica na seção mais solicitada e ao mesmo tempo essa peça será sujeita a uma carga externa igual a 1,4 (γ_f) vezes maior que a ação característica (máxima correspondente ao quantil superior de 5%) adotada inicialmente. Sempre que a carga máxima majorada atuar coincidentemente num componente estrutural que possui na sua seção mais solicitada um material de resistência característica (mínima) haverá o colapso. Felizmente essa probabilidade é muito pequena, da ordem de 10^{-6} . Portanto a probabilidade de atingir os estados limites últimos ou de serviço é sempre muito pequena, ou seja, da ordem de uma em um milhão de casos, pelo menos nas estruturas correntes, felizmente. Mesmo com essa probabilidade baixa ainda é comum encontrarmos estruturas muito deformadas e umas pouquíssimas colapsadas. O método ainda não consegue evitar ganância, incompetência e irresponsabilidade exageradas.

A questão da durabilidade, no entanto, nunca foi contemplada objetivamente nas normas. Nem a questão da estética. Para essas duas novas exigências humanas é necessário estabelecer novos requisitos e novos critérios de dimensionamento e de consideração. Serão outros critérios para “estados limites” últimos ou de serviço, que devem ser estabelecidos a partir do conhecimento dos fenômenos e mecanismos de envelhecimento e de suas consequências. Esse “conhecimento” deve derivar,

de preferência da observação histórica de estruturas com problemas patológicos de uma determinada natureza, deve considerar o custo e os problemas de uma intervenção corretiva e deve se adaptar aos mesmos princípios básicos que norteiam o projeto estrutural clássico. Em outras palavras devem ser estabelecidos de tal forma que tenham uma *probabilidade muito pequena de serem atingidos durante o período de tempo considerado*.

Relembrando que a evolução do fenômeno da corrosão pode ser representada graficamente conforme indicado na Fig. 5, passa-se a fazer considerações sobre essas fases de deterioração ou melhor, de envelhecimento.

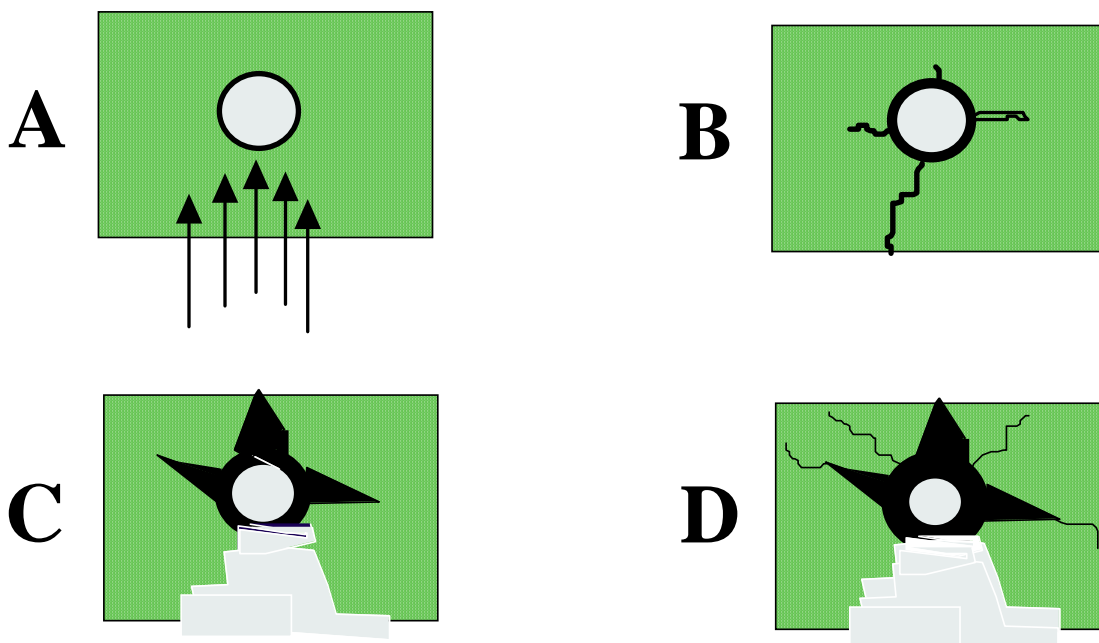


Figura 5. Representação gráfica da evolução da deterioração, ou envelhecimento das estruturas de concreto devido à corrosão das armaduras.

fase A: período de tempo que leva para os agentes agressivos penetrarem no concreto e despassivarem a armadura. Esse é um período de tempo que vai variar por diversas razões. Até no mesmo componente estrutural pode, e de fato quase sempre ocorre, é muito diferente segundo a face (cara) considerada. Portanto pode ocorrer que apenas uma das faces esteja despassivada enquanto as outras não. Por outro lado esse é o período de tempo que corresponde ao que se conhece por “concreto armado”, uma vez que a concepção de estruturas de concreto armado pressupõe uma armadura passivada indefinidamente dentro de um concreto alcalino eternamente.

fase B: período de tempo que leva entre a despassivação e o aparecimento de fissuras superficiais em decorrência da expansão dos produtos da corrosão. Depende muito das condições de exposição, mas principalmente depende da umidade relativa UR do ambiente e da umidade de equilíbrio do concreto nesse ambiente. Quanto maior a UR do ambiente, menor o período para fissurar, desde que a UR seja inferior a 99% durante pelo menos uma estação climática por ano. Quanto menos poroso o concreto (maior resistência e menor relação a/c) menor o período de tempo para fissurar, pois o concreto retem mais umidade de equilíbrio, ao mesmo tempo que não tem espaço para acomodar a expansão dos produtos de corrosão. Uma barra de 12 mm num concreto bem adensado e com 20 MPa, a 20 mm de profundidade (cobrimento) pode fissurar o concreto com apenas 0,2% da seção corroída¹⁹.

No caso de carbonatação, se a UR for permanentemente menor que 60% não há corrosão e conseqüentemente o período de tempo é “infinito”. No caso de cloretos também o seria, porém não há como o cloreto entrar se o ambiente tiver UR menor que 60% permanentemente, ou seja, sempre que há penetração de cloretos é porque há condições de umidade propícias à corrosão.

Portanto vem uma conclusão óbvia e primeira: somente considerar risco de corrosão de armaduras quando os componentes da estrutura tiverem o risco de, em algum momento da sua vida estar num ambiente com $60\% \leq UR \leq 99\%$, ou seja, em outras condições não considerar risco de corrosão de armaduras por gás carbônico ou por cloretos. Uma coisa é carbonatação e outra é corrosão de armaduras. A análise sempre deve ser de risco de corrosão.

Portanto deve-se discordar de certos pesquisadores da área que pretendem considerar como vida útil de projeto uma parte do período de tempo pós despassivação. Não dá para considerar o período de tempo “pós despassivação até fissuração” como vida útil pois é muito arriscado em países como o Brasil, úmidos e quentes, considerar que vai demorar mais para corroer no caso de gás carbônico. Até pelo contrário, neste país os maiores, mais comuns problemas e mais graves são de carbonatação. Em Brasília, e até em São Paulo onde a UR chega a 10% ou 20% em alguns meses do ano, mas chove bastante em outros meses, a corrosão por carbonatação é um desastre muito frequente.

Concluindo, não se deve fazer distinção entre vida útil de projeto para gás carbônico ou para cloreto, sempre que a UR do ambiente possa ser de 60 a 99%, ou o que é muito mais comum, exista ciclos de molhagem e secagem. Portanto no interior de edifícios, nas partes fechadas e secas, não há porque ter de considerar o risco de corrosão de armaduras durante a análise de durabilidade. Somente em partes abertas (garagens, térreos, salões abertos, marquizes), fechadas úmidas (banheiros, cozinhas, vestiários, lavanderias) e exteriores é que existe risco, e no caso do Brasil esse risco é geral no país todo, pois sempre há ciclos (períodos) de molhagem e secagem no nosso clima.

Parece óbvio que não dá para considerar ainda novos períodos de tempo, pois a situação C é de extremo risco às pessoas e bens “protegidos” pela estrutura civil. Só não causaria problemas graves quando os destacamentos de concreto ocorressem no pé de pilares e portanto não cairiam na cabeça de ninguém. Está óbvio que um engenheiro, em sã consciência, não pode deixar a obra chegar a esse nível de deterioração (envelhecimento). Uma coisa é que às vezes isso ocorre devido a dificuldades políticas de gestão do patrimônio público. Porém não se pode autorizar uma situação dessa em códigos e normas. Sempre considerar que se trata de normas e regulamentos diretivos, de projeto e de planejamento. Obra por fazer não é a mesma coisa que fato consumado, onde se faz um diagnóstico específico para um caso particular. Efetivamente há obras na situação C porém são fatos consumados de uma herança de construções onde o conhecimento atual ainda não era disponível. Hoje é inadmissível não exigir novas posturas na fase de projeto e construção.

— Pode-se considerar vida útil até a situação D?

Segundo alguns autores sim e na literatura aparece essa situação como a correspondente a uma perda de seção de aço de 25%, a partir do qual a estrutura ruiria. Cálculos demonstram de quanto deveria ser a perda de seção para fissurar o concreto. Depende de vários fatores como resistência à tração do concreto, módulo de elasticidade do concreto, espessura de cobrimento, diâmetro da armadura, porosidade do concreto e natureza dos produtos da corrosão, entre outros, porém dificilmente supera 1%. Com bem menos perda já há fissura em muitos casos. A prática de inspeção e diagnóstico demonstra que na maioria das vezes não há como medir perda de seção a não ser em uns poucos locais de obras muito abandonadas. Portanto muito antes de reduzir a seção da armadura em 25% ou até mesmo 5 a 10%, os danos de estética e de risco às pessoas já são absolutamente insuportáveis caracterizando uma situação anormal que não pode ser considerada no projeto estrutural. Além disso os riscos nem sempre são com as armaduras principais pois são os estribos (que são mais finos e ficam mais de fora), os que primeiro rompem e a estrutura perde estabilidade geométrica por flambagem das armaduras principais e não por ruptura da armadura principal. Em outras palavras aceitar 25% de redução de seção das armaduras principais é um absurdo na grande maioria das vezes, impossível de ser aceito pois muito antes disso a estrutura já causou algum desastre sério.

Na definição da vida útil o importante é construir uma sistemática abrangente que permita :

1. Ficar bem claro o critério de julgamento;
2. Fixar uma condição de alta probabilidade de sucesso pois o “engenheiro” vai ter de passar a projetar e garantir aquilo que projetou e construiu e não poderá frustrar-se frequentemente;
3. Estimular a inspeção periódica das estruturas com recálculos de vida residual e de vida útil efetivas e comprovação das hipóteses iniciais adotadas nos projetos;
4. Revalorizar o papel da técnica na decisão da durabilidade e não manter uma situação como a atual em que todos, inclusive e principalmente os “leigos” sabem que a vida útil de uma estrutura terminou pois esta se mostra visivelmente alterada e “desmanchando-se”. Reconhecer o término da vida útil de projeto de uma estrutura não é um procedimento visual para qualquer um, mas deve ser um procedimento especializado empreendido por um engenheiro profissional através do uso de equipamentos e técnicas modernos.

Os Quatro Métodos de Previsão da Vida Útil

1º *Com base nas experiências anteriores*

Desde as primeiras normas sobre estruturas de concreto armado a questão da durabilidade tem sido introduzida de forma subjetiva, ou melhor qualitativa. São especificadas umas certas exigências construtivas que “asseguram” durabilidade. Em outras palavras significa “...faça assim que tem dado bom resultado. — Mas quantos anos de vida útil terá? — Não se sabe mas parece que dessa maneira tem funcionado bem...”

A primeira norma sobre estruturas de concreto data de 1903 e era Suíça. Seguiram-na a Alemã de 1904, a Francesa de 1906 e a Inglesa de 1907. Em 1910 foi publicada a primeira norma Americana²⁰ para o projeto e construção de obras em concreto armado, que naquela época já especificava:

“... the main reinforcement in columns shall be protect by a minimum of two inches (≥ 5 cm) of concrete cover, reinforcement in girders and beams by one and one-half inches ($\geq 3,8$ cm) and floor slabs by one inch ($\geq 2,5$ cm)...”

Essa postura de especificar adequadas espessuras de cobrimento de concreto às armaduras perdura nas normas americanas até hoje, conforme especificado no ACI 301²¹ seção 3.4 e no e no ACI 318²², que além de recomendarem concretos com $f_{ck} \geq 28$ MPa e relação $a/c \leq 0,55$, ainda especificam os seguintes cobrimentos mínimos:

- componente em contato com o solo → $c \geq 76 \text{ mm}$
- componente à intempérie → $c \geq 51 \text{ mm p/ } \varnothing \geq 19 \text{ mm}$
→ $c \geq 38 \text{ mm p/ } \varnothing \leq 16 \text{ mm}$
- componente em interiores, lajes → $c \geq 19 \text{ mm p/ } \varnothing \leq 36 \text{ mm}$
interiores, vigas e pilares → $c \geq 38 \text{ mm}$

No Brasil a primeira norma sobre estruturas de concreto²³ data de 1931²⁴ e especificava:

- *consumo de cimento $\geq 240 \text{ kg/m}^3$, sempre;*
- *consumo de cimento $\geq 270 \text{ kg/m}^3$, partes expostas;*
- *consumo de cimento $\geq 300 \text{ kg/m}^3$, para pontes;*
- *água de amassamento não deve conter cloretos, sulfatos e nem matéria orgânica;*
- *cobrimento $\geq 1,0 \text{ cm}$ para lajes interiores e $\geq 1,5 \text{ cm}$ para exteriores;*
- *cobrimento $\geq 1,5 \text{ cm}$ para pilares e vigas interiores e $\geq 2,0 \text{ cm}$ para exteriores”*

Como se verifica claramente, a norma brasileira apesar de mais completa em relação à americana de 1910, era muito mais ousada, permitindo cobrimentos bem inferiores, e desprezando acintosamente a agressividade do meio ambiente. Hoje em dia, em face dos enormes prejuízos causados com a perda precoce da vida útil de inúmeras obras públicas e privadas, poder-se-ia dizer que a norma brasileira, já àquela época, era temerária.

Infelizmente esse método chamado de “*com base na experiência anterior*” continuou sendo praticado nas normas brasileiras seguintes de 1937, 1940, 1943, 1950, 1960 e 1978. Em todas elas verifica-se valores de cobrimento bem inferiores aos exigidos nos países desenvolvidos. Mais recentemente enquanto esses países também passaram a exigir concretos de qualidade superior, em geral um mínimo de $f_{ck} \geq 24 \text{ MPa}$, o Brasil até hoje não faz, em norma, nenhuma exigência sobre a qualidade mínima do concreto para estruturas.

Infelizmente o texto da norma brasileira NBR 6118 (NB-1 da ABNT), ainda adota como principal ferramenta esse método, deixando apenas como opcional (nos comentários do IBRACON) o método determinista que é muito mais avançado. Não estará sozinha pois os dois mais importantes textos normativos do planeta, o CEB / FIP Model Code 1990 e o ACI 318, também ainda adotam o mesmo procedimento ultrapassado de assegurar durabilidade. Esses três (3) textos apresentam tabelas de cobrimentos mínimos e qualidades mínimas do concreto de cobrimento, evidentemente mais completas que no início do século, porém utilizando os mesmos conceitos praticados há quase cem anos, ora obsoletos e insuficientes.

2° *Com base em ensaios acelerados*

Trata-se de um método introduzido pelos americanos em 1978, na norma ASTM E 632²⁵. Posteriormente foi publicada também a norma ISO 6241, com os mesmos conceitos. Segundo o texto da ASTM E 632 de 1988 “Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials”, a sequência para um estudo de previsão de vida útil deve ser:

- definir os requisitos e critérios de desempenho para as condições de serviço
- caracterizar o componente ou material
- escolher indicadores de deterioração
- identificar os agentes agressivos
- identificar os mecanismos de deterioração
- adotar que ensaios podem representar o envelhecimento natural
- definir os requisitos de desempenho que serão avaliados nos ensaios
- realizar ensaios exploratórios
- realizar ensaios acelerados e de envelhecimento natural
- julgar se o tipo de envelhecimento acelerado corresponde ao natural
- desenvolver modelos matemáticos
- estabelecer critérios de desempenho
- estimar a vida útil em condições de operação

Na realidade esse método aplica-se melhor ao estudo de produtos orgânicos e é de difícil aplicação direta no projeto de estruturas de concreto. De qualquer modo, considerando que nos últimos anos tem havido um grande desenvolvimento de métodos de ensaio acelerados, de fundamento eletroquímico, em câmaras de carbonatação e em câmaras de “salt-spray”, é possível que futuramente venha a ser mais utilizado no projeto e construção de estruturas de concreto.

3° *Através de métodos deterministas*

A base científica deste método são os mecanismos de transporte de gases, massa e íons através dos poros do concreto, no caso do período de iniciação e a lei de Faraday no caso do período de propagação, sempre que se trate de corrosão das armaduras, a saber:

- Modelos de Previsão até Despassivar —> *Termodinâmica da Corrosão*

Baseiam-se nos 4 (quatro) principais mecanismos de transporte no concreto que simplificarmente podem ser expressos por $c = k \cdot t^{1/2}$, onde c é a extensão percorrida pelo agente agressivo em cm, k é o coeficiente de um dos quatro mecanismos citados a seguir, e t é a vida útil em anos:

- > permeabilidade *equação de D'Arcy & de Arrhenius*
- > absorção capilar *equação de D'Arcy modificada & eq. de Laplace & eq. de Arrhenius*
- > difusão de gases e íons *equação de Arrhenius & eq. de Fick, 1ª e 2ª & eq. de Langmuir*
- > migração de íons *equação de Nernst-Planck & eq. de Arrhenius & eq. de Fick, 1ª e 2ª & eq. de Langmuir*

- Modelos de Previsão após Despassivar —> *Cinética da Corrosão*

Baseiam-se nos seguintes mecanismos:

- > mecanismos de perda de massa no aço *equação de Faraday*
- > mecanismos de difusão da ferrugem *equações de Fick*
- > geometria da peça *equações de resistência dos materiais*

Os modelos numéricos e deterministas de deterioração e envelhecimento das estruturas, também devem ser considerados separadamente; se afetos à corrosão das armaduras ou se afetos à deterioração do concreto.

Para os primeiros há modelos atuais de envelhecimento, enquanto para os segundos, que corresponderiam a velocidades de deterioração por sulfatos, por lixiviação, por reação álcali-agregado e outras formas, não há ainda modelos matemáticos satisfatórios, devendo as considerações de durabilidade ainda basear-se apenas em avaliações qualitativas.

Basicamente considera-se por um lado a “qualidade” do concreto e por outro o “percurso” que o agente agressivo deve percorrer até atingir a armadura em concentrações e quantidades significativas para deteriorar a estrutura.

Por qualidade do concreto entende-se os coeficientes de difusão, de permeabilidade, de absorção capilar, de migração, enfim os parâmetros do material concreto com relação ao transporte de certos íons, gases e líquidos através de seus poros. Para dar uma reduzida idéia da enorme variabilidade dessas propriedades nos concretos, sabe-se que o coeficiente de carbonatação (difusão do gás carbônico no concreto) pode variar de $0,1 \text{ cm}\cdot\text{ano}^{-1/2}$ para concretos de 60 MPa, a $1,0 \text{ cm}\cdot\text{ano}^{-1/2}$ para concretos de 15 MPa, nas mesmas condições de exposição. Enquanto a resistência à compressão alterou-se de 4 vezes, a “qualidade” do concreto alterou-se de 10 vezes e a vida útil de 100 (cem) vezes, mantido o mesmo revestimento e condições de exposição.

Portanto a vida útil desejada para a estrutura pode ser alcançada através de uma combinação adequada e inteligente desses fatores, ou seja, ao empregar um concreto de melhor qualidade é possível reduzir o revestimento mantendo a mesma vida útil de projeto, e vice-versa. Admitindo que o adensamento e a cura serão e deverão ser bem executados em qualquer circunstâncias, fica um certo grau de liberdade entre a escolha da resistência (qualidade) do concreto e a espessura do revestimento. Essa ainda não é, infelizmente, a postura do CEB²⁶, que não aconselha uma redução dos revestimentos mínimos.

Esse conceito pode ser exemplificado na Fig. 6 onde está apresentado um ábaco correspondente a uma estrutura sujeita a um ambiente agressivo no qual predomina a ação do gás carbônico, ou seja um fenômeno preponderante de carbonatação. Como se pode observar, uma mesma vida útil pode ser alcançada por diferentes pares de “revestimentos / resistência (qualidade) de concreto”.

Da mesma forma a Fig. 7, apresenta um ábaco determinista para o caso de estrutura de concreto situada em zona de variação de maré e respingos que é uma das situações naturais mais agressivas ao concreto armado e protendido. Para ter-se uma referência, o ACI 318 e o CEB / FIP Model Code 1990 especificam, para essa condição, revestimentos mínimos de concreto de 3 polegadas ($\geq 75\text{mm}$).

Nessas figuras entende-se por revestimento mínimo característico aquele que é superado em pelo menos 95% das situações efetivas de obra. O CEB / FIP Model Code 1990 recomenda que para obter o revestimento médio de obra, a ser especificado no projeto estrutural, seja somado o valor de pelo menos 10 mm ao mínimo encontrado nas tabelas tradicionais de revestimento. Neste caso corresponderia a somar 10 mm aos revestimentos indicados nos ábacos das Figs. 6 e 7.

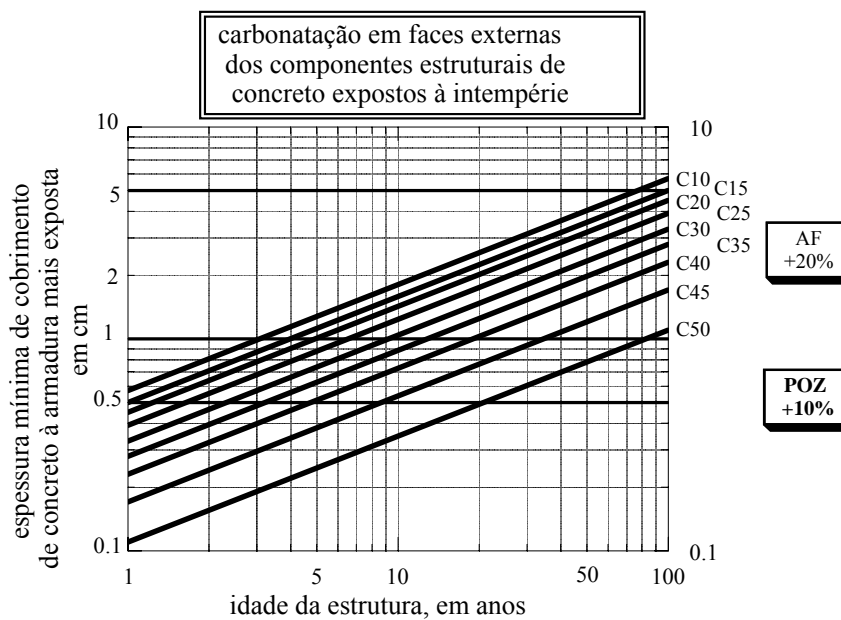


Figura 6. Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras em função do ambiente (zona urbana, industrial, marinha ou rural), do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos). Caso sejam utilizados cimentos Portland com escórias de alto forno ou com pozolanas as espessuras mínimas características de cobrimento de concreto à armadura, devem ser aumentadas em pelo menos 20% e 10%, respectivamente. ábacos similares são disponíveis para outras condições de exposição.

O coeficiente de carbonatação, k_{CO_2} , depende da difusividade do gás carbônico, do gradiente de concentração de CO_2 no ambiente, da temperatura ambiente, dos eventuais ciclos de molhagem e secagem do concreto, da quantidade retida de CO_2 em função da composição e eventuais adições ao cimento, entre outros. Da mesma forma o coeficiente de difusividade dos cloretos nos concretos depende de outras variáveis que não só a composição ou traço do concreto.

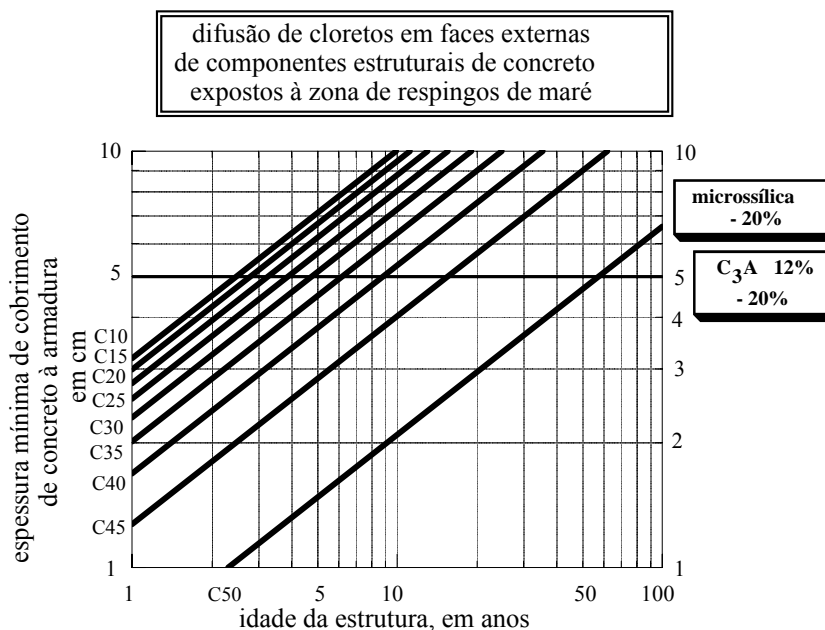


Figura 7. Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras em função do ambiente (zona urbana, industrial, marinha ou rural), do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos). Caso sejam utilizadas adições de 8% de sílica ativa ou empregados cimentos Portland com teor de $C_3A \geq 12\%$, as espessuras mínimas características de cobrimento de concreto à armadura, podem ser reduzidas em 20%. ábacos similares são disponíveis para outras condições de exposição.

No entanto, conhecidas a idade da estrutura e a espessura carbonatada, ou o perfil de penetração das concentrações de

cloreto, é possível calcular a constante k_{CO_2} e k_{Cl} dessa estrutura, numa determinada região da mesma. Uma vez conhecidos esses coeficientes, pode-se prever a velocidade de avanço da frente de carbonatação e de cloretos e portanto calcular o tempo que tardará em chegar até a armadura, desde que ainda não a tenha alcançado na ocasião da vistoria. O período de tempo contado da data da vistoria e inspeção detalhada até a época em que a frente de carbonatação ou de cloreto atingirá a armadura será denominado vida útil residual referida à despassivação.

A vida útil residual referida ao aparecimento de manchas de corrosão, de fissuras, de destacamento do concreto de cobrimento será muito superior à de despassivação e dependerá da velocidade com que a armadura irá corroer-se.

A velocidade ou taxa de corrosão de uma armadura num certo concreto, numa certa parte de uma determinada estrutura localizada num certo ambiente, pode ser estimada através do conhecimento da umidade de equilíbrio do concreto, da sua resistividade elétrica ou da corrente de corrosão (lei de Faraday). Admitindo-se que esses parâmetros permanecerão constantes no tempo, é possível estimar o período de tempo até a ocorrência de uma manifestação patológica considerada grave para a obra em estudo.

O período de tempo total contado a partir do término da construção até o aparecimento de uma manifestação patológica considerada grave é denominada vida útil de serviço ou de utilização. — Por exemplo qual o período de tempo necessário, após a despassivação, para que um certo componente estrutural fissure?

Em 1993, Helene²⁷ construiu um nomograma que representa a espessura total corroída da seção transversal da barra da armadura necessária para iniciar o processo de ruptura do concreto de cobrimento e, conseqüentemente, ser considerada de intensidade severa ou grave. A espessura total necessária para fissurar depende do diâmetro das barras consideradas e da natureza dos produtos de corrosão, ou seja, sua maior ou menor expansão em relação ao volume de aço corroído. Confrontando essas reduções de seção transversal com a taxa de corrosão ou a intensidade da corrente de corrosão (i_{corr}) é possível prever o período de tempo necessário ao aparecimento de fissuras no concreto de cobrimento, admitindo uma velocidade de corrosão constante no tempo.

— Quanto tempo levaria uma estrutura para ruir após despassivada a armadura? A previsão da vida útil total que corresponde à ruptura total ou colapso parcial da estrutura não tem muita utilidade prática pois muito antes, na maioria das vezes, a estrutura já perdeu a característica de atender às funções para a qual foi projetada. De qualquer forma esse conhecimento pode auxiliar no estabelecimento dos prazos críticos para intervenção e correção dos problemas.

Andrade, Alonso e González²⁸ apresentaram, em 1990, interessante modelo de previsão da vida útil total das estruturas de concreto a partir de medidas de taxa de corrosão, expressa em corrente de corrosão, conhecida por i_{corr} , baseado na lei ou equação de Faraday. Inicialmente adotam o modelo de vida útil proposto por Tuutti²⁹, e analisam a vida útil residual total a partir da despassivação da armadura, ou seja, no período de propagação^{vii} da corrosão.

O modelo proposto pelos autores citados depende do diâmetro da barra e da intensidade da corrente de corrosão. O modelo não considera a fissuração do concreto de cobrimento como limite de vida útil, ou seja, mesmo fissurado por expansão dos produtos da corrosão na direção longitudinal, paralelamente à direção da armadura principal, admite-se que o componente estrutural continuará desempenhando suas funções.

Os referidos autores adotaram como critério de perda da vida útil, apenas a redução da seção transversal da armadura seguindo os parâmetros e classificação do nível de degradação recomendados pelo CEB³⁰, em 1983. Certos estudos, no entanto, mostram que a fissura longitudinal pode comprometer significativamente a aderência da armadura ao concreto para perdas médias de seção transversal de 1,5 a 7,5%, segundo a espessura do cobrimento³¹. Enquanto para relação espessura de cobrimento/diâmetro da armadura igual a 7 ($c/\phi=7$), a perda de aderência somente ocorre com 4% de perda de seção, para $c/\phi=3$ basta cerca de 1% de perda de seção.

Concluindo esta consideração de modelos deterministas cabe observar que os principais mecanismos de transporte de gases e de líquidos em um meio poroso, ou seja, a absorção capilar, a permeabilidade, a migração e a difusão, podem ser representados por funções ou equações diretamente dependentes da raiz quadrada do tempo. Esse fato representa uma grande simplificação do estudo de transporte de massa nos poros do concreto pois a posição geométrica da “frente de penetração” de elementos agressivos poderá ser indicada simplifcadamente por $X = K \cdot t^{1/2}$.

Este autor acredita que dentro de pouco tempo os concretos poderão ser classificados por constantes K correspondentes aos elementos em estudo, ou seja, K_{O_2} , K_{CO_2} , K_{Cl} , K_{H_2O} , que pela simplicidade certamente contribuirão para aumentar a conscientização do meio técnico para a importância da durabilidade das estruturas de concreto, e da consideração desses parâmetros por ocasião do projeto da estrutura.

4° *Através de métodos estocásticos ou probabilistas*

^{vii} Evidentemente a vida útil do componente estrutural deve ser contada desde o momento do término da sua construção incluindo portanto o período de iniciação e o de propagação da corrosão. A separação é no entanto necessária pois no período de iniciação os fenômenos estão relacionados à difusão de cloretos e à carbonatação, ou seja, ligados direta e exclusivamente à qualidade do concreto de cobrimento e à agressividade do ambiente. No período de propagação os fenômenos são essencialmente de corrosão eletroquímica.

Os documentos básicos de referência obrigatória deste quarto, mais moderno e mais realístico método de introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto são; o ASTM³² STP 1098 de 1990, o RILEM Report 12³³ de 1995, o RILEM report 14³⁴ de 1996 e o CEB Bulletin 238³⁵ de 1997.

Os princípios de dimensionamento para a durabilidade são em tudo similares aos clássicos princípios de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, muito discutidos na década de 70³⁶.

Admite-se distribuições normais ou Gaussianas para as ações agressivas e log-normal para ou normal para as resistências da estrutura à essas ações de deterioração. O princípio é o da teoria das falhas onde se aplicam a distribuição de Weibull. Igual que para os demais três métodos anteriores, aqui também há níveis de profundidade dos estudos. O mais simples é combinar métodos deterministas com probabilistas. Na sequência considerar teoria das falhas e os mais aprofundados considerar o conceito de risco, ou seja o produto da probabilidade de falha pelo custo do prejuízo causado.

Utilizando a distribuição de probabilidade de Weibull, da teoria de probabilidade de falha, indicada pelos coeficientes β , pode-se encontrar a espessura de revestimento adequada para conferir uma certa probabilidade pequena de ocorrência a uma determinada idade, por exemplo o término da vida útil de projeto, conforme apresentado a seguir.

Considerando como ação deletéria no tempo (S,t) a espessura de carbonatação indicada pela clássica expressão $c = k_{CO_2} \cdot t^{1/2}$, com um coeficiente de variação de 25%, e como função de resistência no tempo (R,t) a espessura de revestimento c com um coeficiente de variação também de 25%, a partir de:

$$\beta(t) = [\mu(R,t) - \mu(S,t)] / [\sigma^2(R,t) + \sigma^2(S,t)]^{1/2}$$

onde; $\beta(t)$ = coeficiente de probabilidade

$\mu(R,t)$ = valor médio de R na idade t

$\mu(S,t)$ = valor médio de S no idade t

$\sigma^2(R,t)$ = variância de R na idade t

$\sigma^2(S,t)$ = variância de S na idade t

obtém-se:

$$\beta(t) = [c - k_{CO_2} \cdot t^{1/2}] / [\delta \cdot c)^2 + \delta \cdot k_{CO_2} \cdot t^{1/2}]^{1/2}$$

conhecendo-se k_{CO_2} para dois concretos, um de 15 MPa e outro de 40 MPa, na idade de 50 anos, correspondente à vida útil de projeto, e substituindo-se na equação os valores dos coeficientes de variação, obtém-se $\beta(t)$ como função exclusiva de c.

Dessa forma é possível responder à seguinte questão: — Qual o revestimento médio de concreto às armaduras que deve ser adotado para que aos 50 anos de idade exista uma probabilidade de apenas 10% do total da estrutura de concreto armado apresentar-se despassivado?

A partir de uma tabela de β , obtém-se, para o quantil de 10%, o valor de $\beta = 1,28$, o que acarreta uma espessura média de $c \geq 55$ mm para o revestimento de concreto na estrutura de $f_{ck} = 15$ MPa e de $c \geq 15$ mm para a estrutura de $f_{ck} = 40$ MPa.

Portanto uma evolução saudável e profícua no momento é o meio técnico passar a conhecer melhor a variabilidade efetiva dos revestimentos praticados no país, assim como a variabilidade efetiva das espessuras de carbonatação e dos perfis de cloreto. Este autor tem pesquisando a variabilidade efetiva dos revestimentos em obras acabadas, construídas com diferentes rigores de controle da qualidade de modo a viabilizar a aplicação desses conceitos estatísticos mais adequados à situação nacional.

Exemplo de Aplicação da Norma NBR 6118 (NB 1/2003)

Nesta segunda parte serão apresentados dois exemplos de aplicação do texto da NB 1/2003.

Aplicação a dois casos práticos: edifício em Brasília e outro na costa, por exemplo Vitória / ES.

Premissas:

1. A maioria dos edifícios têm estrutura de concreto aparente nas garagens, que devem ser considerados ambientes externos pois sempre estão em contato direto com o exterior;
2. A maioria dos edifícios têm jardins e costumam lavar os pisos térreos atingindo os pés de pilares;
3. A maioria dos edifícios têm revestimentos cerâmicos em fachadas que, infelizmente são lavados com ácido muriático (ácido clorídrico comercial);
4. A maioria dos edifícios têm as coberturas planas e impermeabilizadas.

Com essas premissas pode-se projetar assim:

- Grupo A → Garagens, térreo, pilares de fachada, cisternas e reservatório superior e cobertura devem ter revestimento maior ou concreto melhor ou os dois;

- Grupo B → Todos os interiores secos; dormitórios, salas, corredores, bibliotecas podem ter cobrimentos menores ou concretos inferiores ou os dois;
- Grupo C → Todos os interiores úmidos; banheiros, vestiários, lavanderias, cozinhas devem ter cobrimentos maiores ou concretos melhores ou os dois.

A partir da Tabela 6.1 da NB 1/2003:

<i>Obra em Brasília</i>	→ grupo A	→ classe de agressividade II
	→ grupo B	→ classe de agressividade I
	→ grupo C	→ classe de agressividade I
<i>Obra em Vitória</i>	→ grupo A	→ classe de agressividade III
	→ grupo B	→ classe de agressividade II
	→ grupo C	→ classe de agressividade III

A partir das tabelas 7.1 e 7.2 da NB 1/2003:

<i>Obra em Brasília</i>	→ grupo A	→ CA laje:	$a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 25mm
		→ CA viga/pilar:	$a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 30mm
		→ CP:	$a/c < 0,55; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 35mm
	→ grupo B	→ CA laje:	$a/c < 0,65; f_{ck} > 20 \text{ MPa}$	cobrimento > 20mm
		→ CA viga/pilar:	$a/c < 0,65; f_{ck} > 20 \text{ MPa}$	cobrimento > 25mm
		→ CP:	$a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 30mm
	→ grupo C	→ CA laje:	$a/c < 0,65; f_{ck} > 20 \text{ MPa}$	cobrimento > 20mm
		→ CA viga/pilar:	$a/c < 0,65; f_{ck} > 20 \text{ MPa}$	cobrimento > 25mm
		→ CP:	$a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 30mm
<i>Obra em Vitória</i>	→ grupo A	→ CA laje:	$a/c < 0,55; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 35mm
		→ CA viga/pilar:	$a/c < 0,55; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 40mm
		→ CP:	$a/c < 0,50; f_{ck} > 35 \text{ MPa}$	cobrimento > 45mm
	→ grupo B	→ CA laje:	$a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 25mm
		→ CA viga/pilar:	$a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 30mm
		→ CP:	$a/c < 0,55; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 35mm
	→ grupo C	→ CA laje:	$a/c < 0,60; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 35mm
		→ CA viga/pilar:	$a/c < 0,60; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 40mm
		→ CP:	$a/c < 0,55; f_{ck} > 35 \text{ MPa}$	cobrimento > 45mm

A qualidade potencial do concreto depende preponderantemente do tipo de cimento, da relação água/cimento e do grau de hidratação. São esses os principais parâmetros que regem as propriedades de absorção capilar de água, de permeabilidade por gradiente de pressão de água ou de gases, de difusibilidade 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.

Regattieri^{viii}, em 1999, em sua dissertação de mestrado, analisa vários tipos de cimentos quanto ao fator água/cimento e o consumo de cimento, mostrados na tabela 6. Observando-se que o tipo de cimento também influencia o consumo de cimento. Isto mostra que indicar na NB 1/00 os tipos de cimentos é de fundamental importância.

A qualidade efetiva do concreto na obra deve ser assegurada por um correto procedimento de mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e desmoldagem.

Embora um concreto de resistência mais alta seja, em princípio e sob certas circunstâncias, potencialmente mais durável do que um concreto de resistência mais baixa (de mesmos materiais), a resistência à compressão não é, por si só, uma medida suficiente da durabilidade do concreto, pois esta depende das camadas superficiais do concreto da estrutura.

Nessas camadas, a moldagem, o adensamento, a cura e a desmoldagem têm efeito muito importante nas propriedades de difusividade, permeabilidade e absorção capilar de água e gases. Apesar disso, decidiu-se na NB 1/00 fazer referência às classes de concreto (ver NBR 8953), por ser essa a propriedade mais consagrada nos projetos estruturais.

Tabela 6. Características de dosagem em função do tipo de cimento e fator água/cimento

^{viii} REGATTIERI, Carlos Eduardo Xavier. **Contribuição ao Estudo da Influência da Dosagem do Concreto na Absorção Capilar e Penetração de Íons Cloreto**. São Paulo, Universidade de São Paulo PCC / USP, CPGE, 04 fev. 1999. (dissertação de mestrado)

Tipo de cimento	Relação a/c (kg/kg)	Traço unitário (l:m)	Consumo Cimento (kg/m ³)
CP I-S-32	0,35	3,16	559
	0,50	5,41	348
	0,70	7,75	254
CP II-E-32	0,35	3,07	575
	0,50	5,41	356
	0,70	7,43	246
CP II-F-32	0,35	3,11	567
	0,50	5,09	377
	0,70	7,75	259
CP III-32	0,35	3,02	586
	0,50	5,25	370
	0,70	7,94	253
CP IV-32	0,35	2,27	612
	0,50	4,74	405
	0,70	7,14	284
CP V-ARI	0,35	2,88	607
	0,50	4,88	394
	0,70	7,43	270
CP V-ARI RS	0,35	2,80	620
	0,50	4,74	406
	0,70	7,23	281

Convém dar preferência a certos tipos de cimento Portland, adições e aditivos mais adequados a resistir à agressividade ambiental, em função da natureza dessa agressividade. Do ponto de vista da maior resistência à lixiviação são preferíveis os cimentos com adições tipo CP III e CP IV; para minimizar o risco de reações álcali-agregado são preferíveis os cimentos pozolânicos tipo CP IV; para reduzir a profundidade de carbonatação são preferíveis os cimentos 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, assim como adição extra de microssilica e cinza de casca de arroz.

A Tabela 7 dá uma idéia de como varia a resistência do concreto com a mudança do tipo de cimento.

Tabela 7. Resistência do concreto em MPa em função da relação a/c para vários tipos de cimento

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

NOTAS
1 Agregados de origem granítica
2 Diâmetro máximo dos agregados de 25 mm
3 Abatimento "slump" entre 50 e 70 mm
4 Concretos com aditivo plastificante normal

A qualidade efetiva do concreto superficial, de cobrimento e proteção à armadura, depende da adequabilidade da fôrma, do aditivo desmoldante e, preponderantemente da cura dessas superfícies. Em especial, devem ser curadas as superfícies expostas precocemente, devido à desmoldagem, tais como fundo de lajes, laterais e fundos de vigas e faces de pilares e paredes.

Controle da fissuração

O risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras de flexão transversais à armadura principal dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobertura da armadura. Aberturas características limites de fissuras na superfície do concreto, em componentes ou elementos de concreto armado, são satisfatórias para as exigências de durabilidade.

No caso de armaduras ativas, devido à sua maior sensibilidade à corrosão sob tensão, a abertura de fissuras na superfície do concreto, na região dessas armaduras, não deve ser superior a 0,1 mm.

A abertura máxima característica w_k das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,3 a 0,4 mm, em elementos e componentes estruturais submetidos e projetados em conformidade com as demais exigências da NB 1/2003, não tem importância significativa na evolução da corrosão das armaduras passivas.

Assim uma diferenciação mais detalhada entre aberturas limite de fissuras transversais à armadura principal não é necessária nas estruturas correntes de concreto armado.

É de interesse, no entanto, fixar aberturas limite de fissuras, no caso destas afetarem a funcionalidade da estrutura, como é o caso, por exemplo, da estanqueidade de reservatórios, assim como nos casos que possam vir a causar desconforto psicológico nos usuários. Nos componentes e elementos estruturais sob classes de agressividade muito forte (IV), a limitação de abertura de fissuras em valores menores que 0,3 mm não se constitui medida suficiente para prevenir a deterioração da estrutura.

A penetração de agentes agressivos ao concreto até atingir a armadura, dá-se por outros mecanismos, e que não exclusivamente através de fissuras^{ix}.

O aparecimento de fissuras nas estruturas de concreto armado é inerente aos materiais que as compõem. A utilização de aços de elevada resistência, como o são o CA 50 e o CA 60, implica em deformações à flexão e à tração importantes no concreto que envolve essas armaduras superando, na maioria das vezes, a deformação específica máxima à tração do concreto. Superada essa capacidade de absorção de deformações, o concreto fissura.

Projetar uma estrutura de modo que a máxima deformação do aço à tração não ultrapasse a correspondente deformação máxima de ruptura à tração do concreto, implica num grande desperdício da capacidade resistente das armaduras e conseqüentemente num aumento dos custos da estrutura. Na maioria dos casos a fissuração só é evitada em obras de concreto protendido, pela introdução de uma compressão ao concreto, e em obras especiais de contenção de líquidos agressivos.

O concreto armado pode fissurar por diferentes razões, sendo objeto de interesse desta seção apenas as fissuras devidas à atuação de cargas. Essas são as únicas passíveis de serem controladas através do cálculo estrutural, conhecendo-se e definindo-se “a priori” a distribuição e abertura de fissura aceitável para uma dada situação. A abertura máxima dessas fissuras são definidas a partir de exigências estéticas e psicológicas^x, de exigências de desempenho quanto à estanqueidade de líquidos e por razões de durabilidade da armadura. Cabe observar que o estudo da fissuração controlada por decisão de projeto, refere-se, sempre, ao fissuramento do concreto na direção transversal à da armadura longitudinal ou principal. Essas fissuras ocorrem devido à superação da capacidade de deformação máxima do concreto à tração ou flexão, ou seja, muito antes das armaduras iniciarem um processo de corrosão. As típicas fissuras longitudinais que acompanham a direção da armadura principal, estão sob domínio de outros fenômenos e variáveis, resultantes de um processo de corrosão já instalado, não sendo, portanto, objeto de discussão nesta seção.

Segundo o texto da NB 1/2003 as fissuras podem ter aberturas de até 0,3 a 0,4mm. É provável que essas exigências estejam a favor da segurança para a maioria das situações, sendo, no entanto, insuficientes frente a situações particulares de agressividade como a de lajes de cobertura em reservatórios, marquizes, tirantes, silos, pendurais^{xi}, etc. Por outro lado parece mais importante conhecer a profundidade da fissura^{xii}, ou seja, se esta alcança ou não a armadura e com que abertura o faz, que controlar apenas a abertura na superfície.

^{ix} CARMONA FILHO, Antonio; HELENE, Paulo R. L. Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras. In: Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil, 2., Rio de Janeiro, set. 1986. **Anais**. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986. p. 172-95

^x Existem poucas pesquisas sobre o tema. O “CEB Design Manual on Cracking and Deformations. Lausanne-Suisse, Ecole Polytechnique Fédérale, Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), 1985.” relata pesquisas de Padilla e Robles e de Haldane informando que abertura de fissura de 0,25 a 0,3 mm já causam desconforto psicológico aos usuários. Na realidade dependem também da textura superficial do concreto e da distância do observador.

^{xi} LIMA, Elorci; ROSSI, José & HELENE, Paulo R.L. **Causa Mortis: Corrosão de Armaduras**. São Paulo, *Anais do IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*, Universidade de São Paulo PEF / USP, 21 a 25 ago. 2000. p. 151-60 (CD Rom)

^{xii} A determinação da profundidade de fissuras é sempre complexa e acarreta uma certa incerteza. Pode-se empregar aparelhos de ultrassom que constituem técnica não destrutiva ou líquidos penetrantes, tais como o azul de metileno e fenolftaleína, quebrando-se a seguir, uma região do concreto. O mais confiável, no entanto, é a extração e observação de testemunhos de diâmetro adequado.

Está comprovado que o processo de carbonatação ocorre preponderantemente ao longo das paredes da fissura e esta carbonatação, mais rápida que as demais, vai contribuir para a aceleração do aparecimento de células de corrosão, devida às diferenças de pH e de aeração decorrentes da carbonatação. Essa é uma das conclusões decorrentes dos estudos experimentais de Carpentier e Soretz^{xiii} que ensaiando vigas armadas e submetidas a ambientes corrosivos durante dois anos, com fissuras de abertura da ordem de 0,2 mm a 0,3 mm, comprovaram que a corrosão é mais intensa quanto maior a abertura das fissuras e quanto mais cedo estas aparecem. Verificaram também que carregamentos alternados contribuem para aumentar a velocidade de corrosão em relação a carregamentos permanentes e estáticos. Estudos posteriores reafirmaram este fato^{xiv}, porém, foi observado também que ao considerar períodos longos de tempo, acima de 10 anos, não é possível distinguir entre corrosão acarretada por fissuras de aberturas inferiores a 0,4 mm. Tanto os componentes estruturais com fissuras de abertura 0,1 mm quanto os de abertura 0,4 mm estavam igualmente corroídos^{xv}.

O estudo da fissuração das estruturas de concreto deve comportar pelo menos os seguintes aspectos:

- classificação da agressividade do meio ambiente
- espessura mínima de cobertura de concreto à armadura
- qualidade mínima do concreto
- abertura máxima admissível de fissura na superfície do componente estrutural
- modelo e formulação que permite o cálculo da abertura de fissura

Um dos primeiros trabalhos nacionais, extenso e abrangente sobre o tema foi apresentado em 1981 por Burman^{xvi}, na Escola Politécnica. Carmona e Helene^{xvii} também discutem este tema em profundidade comparando a normalização nacional com a estrangeira, podendo ser considerado o trabalho nacional mais completo e atualizado sobre a questão. Verifica-se por exemplo que a normalização brasileira é a menos exigente quanto à espessura de concreto de cobertura à armadura, dentre as seis normas estudadas. Considerando que todos os fenômenos de penetração de agentes agressivos são proporcionais à raiz do tempo, pode-se calcular o prejuízo que isso significa em termos de durabilidade da estrutura. Ao dobrar a espessura de cobertura significa multiplicar por quatro a vida útil da estrutura, ou seja, a nossa normalização ao ser mais condescendente aceitando uma espessura menor de cobertura, está na realidade, aceitando uma vida útil de projeto mais curta. Esse fato explica em parte o porquê de tantas obras apresentando problemas de corrosão e exigindo manutenção corretiva com 5 a 10 anos de idade, quando poderiam ter vida útil de 20 a 40 anos, caso tivessem sido projetadas com o dobro do cobertura atual. Por outro lado, e esse parece ser o maior mérito do referido trabalho, não é possível analisar a questão da durabilidade de peças controladamente fissuradas sem uma *abordagem sistêmica* que considere pelo menos todos os cinco aspectos acima listados. Por exemplo, enquanto a normalização brasileira é mais exigente que a estrangeira na especificação da abertura máxima de fissura, o modelo nacional de cálculo da abertura previsível de fissura conduz a aberturas características- w_k , menores que as formulações estrangeiras. Portanto para um mesmo componente estrutural sob a mesmas considerações de ações, o valor de w_k encontrado pela fórmula da norma NBR 6118 é menor que o encontrado pela formulação estrangeira, ou seja, para uma mesma durabilidade o limite máximo de abertura de fissura especificado na norma nacional tem mesmo que ser menor e não estará, na maioria das vezes, significando maior proteção.

Suzuki et alii^{xviii} verificaram experimentalmente na Universidade de Osaka a grande influência favorável da relação água/cimento na minimização dos efeitos da corrosão causadas por fissuras em prismas de concreto armado controlados com o uso do potencial de corrosão, da metodologia da resistência de polarização e da verificação da perda de massa ao final dos ensaios. Ao fim de 140 dias de ensaio, para uma mesma espessura de cobertura da armadura e mesma abertura de fissura, as armaduras nos concretos de relação água/cimento igual a 0,35 apresentaram a metade da perda de massa das armaduras dos concretos com relação a/c igual a 0,55.

Apesar que a corrosão aumenta com a abertura da fissura, a taxa global de perda de massa medida através da corrente de

^{xiii} CARPENTIER, L.; SORETZ, M. S. Contribution à L'Étude de la Corrosion des Armatures dans le Béton Armé. **Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**. n. 223-224, p. 817-41, 1986.

^{xiv} PHILIPOSE, K. E.; BEAUDOIN, J. J.; FELDMAN, R. F. Degradation of Normal Portland and Slag Cement Concrete under Load Due to Reinforcement Corrosion. In: CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, 4., Stanbul, 1992. **Proceedings**. Detroit, ACI, 1992. p. 1491-508 (SP-132)

^{xv} BEEBY, A. W. Corrosion of Reinforcement and Cracks Width. In: International Symposium on Offshore Structures, Rio de Janeiro, 1979. **Proceedings**. London, Pentech Press, 1979. p. 147-59

^{xvi} BURMAN, Israel. **Fissuração no Concreto Armado: Natureza do Fenômeno e sua Interferência no Comportamento e Durabilidade das Estruturas**. São Paulo, 1981. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

^{xvii} CARMONA FILHO, Antonio; HELENE, Paulo R. L. Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras. In: Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil, 2., Rio de Janeiro, set. 1986. **Anais**. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986. p. 172-95

^{xviii} SUZUKI, K.; OHNO, Y.; PRAPARTANATORN, S.; TAMURA, H. Mechanism of Steel Corrosion in Cracked Concrete. 1992. [Documento preliminar recebido de Hiroshi Tamura em março de 1992]

corrosão, é muito mais dependente da espessura de cobrimento e da relação a/c do concreto^{xix}.

Na convenção do “American Concrete Institute” no outono de 1984, ocorreu interessante debate sobre a questão da implicação da fissuração de projeto, ou seja, da fissuração controlada, na corrosão das armaduras^{xx}. Envolveu vários especialistas no tema e foi coordenada pelo “ACI Committe 222 Corrosion of Metals in Concrete” e “ACI Committee 224 Cracking of Concrete”. Nos registros desse debate encontra-se novamente interessante demonstração da grande influência da espessura de cobrimento e da qualidade do concreto na taxa de corrosão. Enquanto para relação a/c de 0,49 a taxa de corrosão para cobrimento de 20 mm pode ser 2,22 vezes superior àquela observada para cobrimento de 38 mm, com relação a/c igual a 0,62 essa taxa relativa cai a 1,33 vezes, mantida a mesma abertura de fissura e prazo de um ano.

Graças ao trabalho pioneiro de Beeby^{xxi}, a tendência atual com relação à abertura máxima de fissura para estruturas de concreto armado, é aceitar uma referência vaga de $w_k \leq 0,4$ mm e limitar a abertura de forma indireta, através de detalhes construtivos do tipo espessura mínima de cobrimento de concreto, diâmetro e espaçamento máximo de barras^{xxii}, e, especialmente a qualidade do concreto (a/c, adições). Para concreto protendido a abertura máxima de referência adotada atualmente tem sido da ordem de 0,2 mm para ambientes pouco agressivos e zero para situações de média a alta agressividade.

Em princípio podem ser utilizadas as seguintes medidas protetoras especiais^{xxiii}:

- proteção das superfícies de concreto aparente com hidrofugantes (base silicone), com vernizes de base acrílico puro, com vernizes de base poliuretano alifático ou com sistemas duplos, renovados periodicamente a cada 3 a 5 anos;
- proteção das superfícies de concreto não aparente com chapisco, emboço, reboco e pintura ou revestimentos de pastilha, de cerâmica, de base asfalto, ou revestimentos reforçados com fibras de vidro ou de poliéster, de mantas de náilon, e similares, mantidos e renovados periodicamente;
- proteção da superfície da armadura com revestimentos de zinco tipo galvanizado. Cuidados especiais devem ser tomados no manuseio das barras para não comprometer a proteção superficial;
- proteção direta da superfície da armadura com revestimentos de base epóxi. Cuidados especiais devem ser tomados no manuseio das barras para não comprometer a proteção superficial; e
- proteção da armadura contra a corrosão, através de proteção catódica por corrente impressa, mantida periódica e sistematicamente.

Na tradição brasileira tem sido aceito considerar que um revestimento da superfície da estrutura de concreto com chapisco, emboço e reboco de argamassa de cimento:cal:areia, com acabamento de pintura, renovada periodicamente, ou outros acabamentos, tais como pastilhas, cerâmicas, etc., desde que submetidos a uma manutenção periódica, atuaria como uma barreira extra e protetora da armadura contra a corrosão. Com esse raciocínio, era permitido reduzir a espessura de cobrimento de 5 mm. Ao lado de obras com resultado positivo, há uma série de outras, catastróficas, principalmente quando isso foi considerado motivo para relaxar a qualidade da execução, e sempre que as cerâmicas, pastilhas, fachadas e pisos foram lavados com ácido muriático (ácido clorídrico comercial), que é altamente agressivo às armaduras. Portanto, apesar de viável em casos específicos, não se recomenda reduzir automaticamente os cobrimentos mínimos ou a qualidade do concreto de cobrimento, em concordância com as demais normas internacionais sobre o assunto.

O conjunto de projetos relativos a uma obra deve orientar-se por uma estratégia explícita, que facilite procedimentos de inspeção e manutenção preventiva da construção. Sempre que necessário um manual de utilização, inspeção e manutenção deve ser produzido e entregue ao usuário.

Referências bibliográficas

¹ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. NBR 6118 (NB 1/2003)**. Rio de Janeiro, ABNT, Março 2003. 170 p.

^{xix} SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Untersuchungen zum Mechanismus der Bewehrungskorrosion im Bereich von Rissen. In: **Baustofftechnische Einflüsse auf Konstruktionen**. Berlim, Ernst & Sohn, Zum 60. Geburtstag von Hubert K. Hilsdorf, 1990. p. 583-99

^{xx} AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Debate: Crack Width, Cover and Corrosion: reported by ACI Committee 222/224. **Concrete International**, p. 20-35, May 1985.

^{xxi} BEEBY, A. W. **Concrete in the Oceans. Cracking and Corrosion**. Wexham Springs, CIRIA / CCA, 1978. (Technical Report, 1)

^{xxii} COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. **Durable Concrete Structures. Design Guide**. Lausanne, Thomas Telford, 1992. p. 73

^{xxiii} HELENE, Paulo R.L. Quais as Alternativas para Reparar Estruturas de Concreto com Problemas de Corrosão de Armaduras? Buenos Aires, Revista **Ingeniería Estructural**, Asociación de Ingenieros Estructurales, año 7, n. 16, mayo 1999. p. 36-44

- ² INSTITUTO BRASILEIRO do CONCRETO. **Comentários Técnicos à NB-1**. São Paulo, IBRACON, Prática Recomendada n. 1, Junho 2003. 70 p.
- ³ HELENE, Paulo R.L. La Agressividad del Medio y la Durabilidad del Hormigón. Barcelona, Revista **Hormigón**, AATH, n. 10, May / Ago. 1983. p. 25-35
- ⁴ COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. **CEB-FIP Model Code 1990. Design Code**. Lausanne, CEB, May 1993. 437p. (Bulletin DiInformation, 213-214)
- ⁵ COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. **Durable Concrete Structures. Design Guide**. Lausanne, Thomas Telford, 1992.
- ⁶ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Guide to Durable Concrete: reported by ACI Committee 201. **ACI Materials Journal**, v. 88, n. 5, Sept./Oct. 1991. p. 544-82
- ⁷ EUROPEAN NORMALIZATION VOLUNTAIRE. **ENV-206** Performance, Production, Mise en Ouvre et Critères de Conformité du Béton. 1992.
- ⁸ ANDRADE, C. & GONZALEZ, J. A. Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras. Madrid, Revista **Informes de la Construcción**, v. 40, n. 398, nov. dic. 1988. p. 7-14
- ⁹ HELENE, Paulo R.L. Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado sob o Ponto de Vista da Corrosão da Armadura. In: **Seminário de Dosagem e Controle dos Concretos Estruturais**, Brasília, São Paulo, Belo Horizonte, Recife, Rio de Janeiro, jul. a set. 93. Anais ENCOL/SENAI, Brasília. 1993.
- ¹⁰ ROSTAM, Steen. Service Life Design - The European Approach. USA, Revista **Concrete International**, v. 15, n. 7, July 1993. p. 24-32
- ¹¹ COMPANHIA de TECNOLOGIA de SANEAMENTO AMBIENTAL do ESTADO de SÃO PAULO. **Agressividade do Meio ao Concreto. CETESB L1 007**. São Paulo, CETESB, 1995.
- ¹² COMITE EURO-INTERNACIONAL du BETON. **Durable Concrete Structures CEB Design Guide**. Lausanne, CEB, June 1989. (Bulletin DiInformation, n. 182) & Printed Edition Thomas Telford, 1992. 120p. (Bulletin DiInformation, n. 183).
- ¹³ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Reinforced Concrete: reported by ACI Committee 318. In: **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 1992. v.3.
---. Corrosion of Metals in Concrete: reported by ACI Committee 222, In: **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 1991. v.1
---. Guide to Durable Concrete: reported by ACI Committee 201. **ACI Materials Journal**, v.88, n.5, p. 544-82, Sep./Oct. 1991.
- ¹⁴ SITTER, W.R. Costs for Service Life Optimization. The "Law of Fives". In: **CEB-RILEM Durability of Concrete Structures. Proceedings of the International Workshop held in Copenhagen, 18-20 May 1983**. Copenhagen, CEB, 1984. (Workshop Reported by Steen Rostam)
- ¹⁵ HELENE, Paulo R.L. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. 2. ed. São Paulo, PINI, 1992. p. 24-5
- ¹⁶ TUUTTI, Kyosti. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. p. 17-21
- ¹⁷ HELENE, Paulo R.L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. São Paulo, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica, fev. 1993. 231p. (tese de livre-docência)
- ¹⁸ BRITISH STANDARD INSTITUTION. **Guide to Durability of Buildings and Building Element, Products and Components BS 7543**. London, BSI, Mar. 1992. 43p
- ¹⁹ HELENE, Paulo R.L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. São Paulo, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica, fev. 1993. 231p. (tese de livre-docência)
- ²⁰ NATIONAL ASSOCIATION of CEMENT USERS. **Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete**. Philadelphia, USA, Feb. 1910.
- ²¹ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Specifications for Structural Concrete for Buildings. reported by ACI Committee 301. In:—. **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 1997. v.3.
- ²² AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Reinforced Concrete: reported by ACI Committee 318. In:—. **ACI Manual of Concrete Practice**. Detroit, 1997. v.3.
- ²³ HELENE, Paulo R.L. & TERZIAN, Paulo R. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto**. São Paulo, PINI, abril 1993.
- ²⁴ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de CONCRETO. Regulamento para as Construções em Concreto Armado. São Paulo, **Cimento Armado**, v. 3, n. 3, p. 7-21, jul. 1931.
- ²⁵ AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials. ASTM E-632. In:—. **Annual Book of ASTM Standards**. Philadelphia, 1996.
- ²⁶ COMITE EURO-INTERNACIONAL du BETON. **High Performance Concrete. Recommended Extensions to the Model Code 90. Research Needs**. Lausanne, CEB, July 1995. 55p. (Bulletin DiInformation, 228)
- ²⁷ HELENE, Paulo R.L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. São Paulo, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica, fev. 1993. 231p. (tese de livre-docência) Fig. IV-11, p. 192 e Fig. IV-13, p. 197
- ²⁸ ANDRADE, C.; ALONSO, M. C.; GONZALEZ, J. A. An Initial Effort to Use the Corrosion Rate Measurements for Estimating Rebar Durability. In: Neal S. Berke, Victor Chaker, and David Whiting, eds. **Corrosion Rates of Steel in Concrete**. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 29-37 (STP 1065)
- ²⁹ TUUTTI, Kyosti. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. p. 17-21
- ³⁰ COMITE EURO-INTERNACIONAL du BETON. **Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)**; contribution to the 23rd Plenary Session of CEB, Praga, 1983. Lausanne, Aug. 1983. (Bulletin D'Information, 162) p. 87-90
- ³¹ AL-SULAIMANI, G. J.; KALEEMULLAH, M.; BASUNBUL, I. A.; RASHEEDUZZAFAR. Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members. **ACI Structural Journal**, p. 220-31, Mar. Apr. 1990.
- ³² AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. **Service Life of Rehabilitated Buildings and Other Structures. STP 1098**. Stephen J. Kelley & Philip C. Marshall, ed. 1990.
- ³³ REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. **Performance Criteria for Concrete Durability**. State of the Art Report of RILEM Technical Committee TC-116-PCD. Ed. by J. Kropp & H. K. Hilsdorf. London, RILEM Report 12, E & FN Spon, Chapman & Hall, 1995.

-
- ³⁴ REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. **Durability Design of Concrete Structures.** Report of RILEM Technical Committee 130-CSL. Ed. by A. Sarja and E. Vesikari. London, RILEM Report 14, E & FN Spon, Chapman & Hall, 1996.
- ³⁵ COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. **New Approach to Durability Design — An Example for Carbonation Induced Corrosion.** Lausanne, May 1997. (Bulletin D'Information, 238)
- ³⁶ ZAGOTTIS, Décio Leal de. **Introdução da Segurança no Projeto Estrutural.** São Paulo, Universidade de São Paulo, PEF / USP, 1974.

INTRODUÇÃO DA DURABILIDADE NO PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO COMO PROJETAR PARA A DURABILIDADE 2ª parte

Paulo Helene. MSc, PhD, Full Professor. University of São Paulo PCC.USP. Education, Research & Consultancy on Concrete Materials & Structures. Escola Politécnica. Chairman of Civil Construction & Urban Engineering Graduate Courses.

resumo

Nos últimos anos tem crescido o número de estruturas de concreto armado com manifestações patológicas, como resultado do envelhecimento precoce das construções existentes¹.

A perda da proteção natural oferecida à armadura pelo cobrimento de concreto pode ocorrer através de diversos mecanismos sendo preponderante a despassivação por carbonatação e por íons cloreto. Também o concreto de *per si* sofre o ataque do ambiente deteriorando-se. Em algumas situações a própria má escolha dos materiais constituintes do concreto pode gerar incompatibilidades e reações deletérias. Em todos os casos a estrutura de concreto pode vir a ser seriamente afetada.

Essas constatações tanto no âmbito nacional quanto no âmbito internacional, demonstraram que as exigências e recomendações existentes nos textos das principais normas de projeto e execução de estruturas de concreto vigentes na década de 80 eram insuficientes. A década de 90 caracterizou-se, então, por um forte movimento nacional e internacional de introdução do conceito de vida útil no projeto das estruturas de concreto.

Consciente dessa problemática, a engenharia brasileira iniciou, ainda no fim da década de 80, as atividades de revisão da normalização brasileira, ora concluídos.

Este trabalho apresenta e justifica as novas exigências da Normalização brasileira. Foram introduzidos dois novos capítulos específicos que permitem uma previsão da evolução da deterioração das estruturas de concreto armado através de modelos de comportamento que viabilizam projetar para durabilidade e não apenas para resistência mecânica e segurança estrutural.

abstract

The number of reinforced concrete structures with lack of durability, has been increased during the last years, as a result of the premature aging of these structures².

¹ AGUADO, Antonio; AGULLÓ, Luis; FERNÁNDEZ CÁNOVAS, Manuel; SALLA, José M. **Diagnóstico de Daños y Reparación de Obras Hidráulicas de Hormigón.** Madrid, Colégio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Monografía 19, 1996. 285 p. ANDRADE, C. & GONZALEZ, J. A. Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras. **Informes de la Construcción**, v. 40, n. 398, p. 7-14, nov. dic. 1988.

ANDRADE, Jairo J. O. **Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Patológicas nas Estruturas no Estado de Pernambuco.** Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul-UFRGS, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 14 abr. 1997. (dissertação de mestrado)

ARANHA, Paulo M. S. **Contribuição ao Estudo das Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado na Região Amazônica.** Porto Alegre, Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, 1994. 189 p. (dissertação de mestrado)

CARMONA FILHO, A.; MAREGA, A. Retrospectiva da Patologia no Brasil; Estudo Estatístico. In: Jornadas en Español y Português sobre Estructuras y Materiales, Madrid, 1988. **Colloquia 88.** Madrid, CEDEX, IET, mayo 1988. p. 325-48

CARMONA FILHO, Antonio. **Metodologia para Recuperação, Proteção e Determinação da Vida Útil Residual de Estruturas de Concreto em Meio Fortemente Agressivo.** São Paulo, Universidade Mackenzie, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Materiais "strictu-sensu", 13 nov. 1998. (tese de doutorado)

Dal MOLIN, Denise C.C. **Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul.** Porto Alegre, 1988. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

NINCE, Andréia A. **Levantamento de Dados sobre a Deterioração de Estruturas na Região Centro-Oeste.** Brasília, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília UnB, 25 mar. 1996. (dissertação de mestrado)

NUNES, Fabíola L. & HELENE, Paulo R.L. Influência da Dosagem do Concreto, da Idade e do Tipo de Cimento, na Resistência ao Ataque de Agentes Químicos. Havana, **III Congresso Ibero-Americano de Patología de la Construcción y V de Control de Calidad CON-PAT '95,** Q+Pareco, 17 a 20 out. 1995.

² COMMITTEE on CONCRETE DURABILITY: NEEDS and OPPORTUNITIES. **Concrete Durability: A Multibillion-Dolar Opportunity.** Washington, NMAB, CETS, NRC, National Academy Press, 1987. (Report NMAB-437)

MEHTA, P. Kumar. Durability of Concrete - Fifty Years of Progress? In: V. M. Malhotra, ed. **Proceedings of the Second International Conference on Durability of Concrete.** Detroit, ACI, 1991. p.1-31 (SP-126)

The loss of the rebar protection by the concrete cover may occur due to various factors but the main one is the depassivation of the rebar due to carbonation or chloride ions. Also the concrete material can be affected by aggressive environments and present early deterioration. Sometimes the concrete composition materials can present incompatibilities and deleterious reactions. In all cases, the structure as a whole can be seriously damaged.

These occurrences shown that the national and international concrete codes by the 80 decade must be changed. During the 90-decade the most important concrete codes have changed presenting new criteria to achieve more durability, introducing the service life concepts in the design of concrete structures.

During the 90 decade, Brazilian concrete code NB 1/78 has changed to NB 1/01. Two new chapters were introduced to achieve more durability. This paper presents and justifies the new exigencies.

Esclarecimentos

Nesta segunda parte, em primeiro lugar será apresentado o texto fiel constante da NB 1/02, em *script* ou *italic*. A seguir serão apresentadas as discussões que justificam as exigências e recomendações do texto da NB 1/02.

Passando então à NB 1/02 (NBR 6118 de 2002):

9.1 Exigências de durabilidade

As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto, e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante um período mínimo de 50 anos, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo.

Projetar para durabilidade implica em desacelerar o processo de deterioração das partes críticas da estrutura. Isto implica, normalmente, em uma estratégia de múltiplos estágios, os quais podem, freqüentemente, se basear em barreiras sucessivas que se opõem à deterioração.

O conceito de vida útil conduz a um tratamento integralizado das seguintes fases do ciclo da construção:

- planejamento
- projeto
- materiais
- execução
- utilização (operação e manutenção)

Em consequência dessa integração, estão envolvidos na questão da durabilidade todos aqueles profissionais que participam de alguma das fases acima; assim, cada um deles tem sua parcela de responsabilidade. Não é intenção da Comissão de Estudos, impor obrigações legais a terceiros, mas, apenas, esclarecer o contexto geral de trabalho em que está inserido o projetista da estrutura.

Cabe ao projetista da estrutura prever as situações de exposição pelas quais poderá passar a estrutura no transcorrer de sua vida útil. Cabe a ele, então, proceder às especificações e recomendações pertinentes, que deverão ser cumpridas pelos demais intervenientes do ciclo da construção, ou seja, os fornecedores de materiais e componentes, os fornecedores de equipamentos, o construtor, o proprietário, o usuário, o responsável da manutenção, e demais envolvidos.

O período de referência mínimo de 50 anos foi introduzido após muitas discussões no âmbito da Comissão de Estudos da ABNT. Na realidade a vida útil de uma estrutura de concreto depende de vários fatores, inclusive da importância da obra. Em obras de caráter provisório, transitório ou efêmero é tecnicamente recomendável adotar-se vida útil de projeto de pelo menos um ano. Para as pontes e outras obras de caráter permanente, poderão ser adotados períodos de 50, 75 ou até mais de 100 anos conforme recomendado pelas normas internacionais, BS 7543³, apresentada na Tabela 3, e européias, CEN / EN 206⁴, apresentada na Tabela 4.

TABELA 3. Vida útil de projeto recomendada pelos ingleses, BS 7543.

BS 7543. Guide to Durability of Buildings and Building Elements, Products and Components (1992)

MEHTA, P. Kumar. Durability of Concrete in Marine Environment- an Overview. In: —. ed. **Proceedings of Gerwick Symposium on Durability of Concrete in Marine Environment**. Berkeley, University of California, 1989.

³ BRITISH STANDARD INSTITUTION. **Guide to Durability of Buildings and Building Element, Products and Components BS 7543**. London, BSI, Mar. 1992. 43p

⁴ Comitê Europeu de Normalização. CEN EN 206 Concrete Technology. 1998.

vida útil	tipo de estrutura
≤ 10 anos	temporárias
≥ 10 anos	substituíveis
≥ 30 anos	edifícios industriais e reformas
≥ 60 anos	edifícios novos e reformas de edifícios públicos
≥ 120 anos	obras de arte e edifícios públicos novos

TABELA 4. Vida útil de projeto recomendada pelas normas européias, CEN.

Comitê Europeu de Normalização		CEN / EN 206, 1994
vida útil	tipo de estrutura	
1 a 5 anos	temporárias	
≥ 25 anos	substituíveis	
≥ 50 anos	edifícios novos	
≥ 100 anos	obras de arte novas	

A vida útil da estrutura depende tanto do desempenho dos elementos e componentes estruturais propriamente ditos quanto dos demais componentes e partes da obra. Os demais elementos e componentes incorporados à estrutura, tais como drenos, juntas, aparelhos de apoio, instalações, pingadeiras, rufos, chapins, impermeabilizações, revestimentos e outros, possuem geralmente vida útil mais curta que a do concreto, o que exige previsões adequadas para suas substituições e manutenções, uma vez que ali estão para proteger a estrutura de concreto.

Em princípio deve caber ao proprietário, assistido pelos responsáveis do projeto arquitetônico e estrutural, definir a extensão da vida útil de projeto da estrutura, registrando-a na documentação técnica da obra. Cabe aos responsáveis dos projetos analisar as condições de exposição e em confronto com a importância da estrutura como um todo, ou de suas partes, escolher os detalhes adequados que objetivem assegurar a vida útil de projeto indicada pelo proprietário.

Fica claro que cada vez mais cabe aos responsáveis dos projetos definir as medidas mínimas de inspeção, monitoramento e manutenção preventiva, necessárias a assegurar a vida útil de projeto da estrutura, em função da importância da obra.

Finalmente observa-se que o conceito de vida útil inclui qualquer tipo ou natureza de manutenção, ou seja, todos os serviços de manutenção previstos no projeto estrutural e previamente acordados com o proprietário e registrados na documentação de projeto estrutural, deverão ser normalmente executados durante o transcorrer da vida útil da estrutura e, por mais onerosos que sejam, **não significarão** perda da vida útil prevista. Caso esses serviços de manutenção não sejam realizados o projetista fica, automaticamente, isento de compromisso com a vida útil da estrutura.

9.2 Vida útil

9.2.1 *Por vida útil de projeto entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo; é após esse período que começa a efetiva deterioração da estrutura, com o aparecimento de sinais visíveis como: produtos de corrosão da armadura, deterioração do concreto, fissuras, etc.*

9.2.2 *Esta Norma pressupõe uma vida útil de no mínimo 50 anos, de acordo com 9.1.*

9.2.3 *O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.*

A vida útil pode também ser entendida como o período de tempo durante o qual a estrutura é capaz de desempenhar bem as funções para as quais foi projetada. Pode-se distinguir pelo menos três situações e suas correspondentes vidas úteis, apresentadas na Fig.4, que contempla o fenômeno da corrosão de armaduras, por ser o mais freqüente, o mais importante e mais conhecido cientificamente, mas que, como modelo conceitual, aplica-se a todos os mecanismos de deterioração.

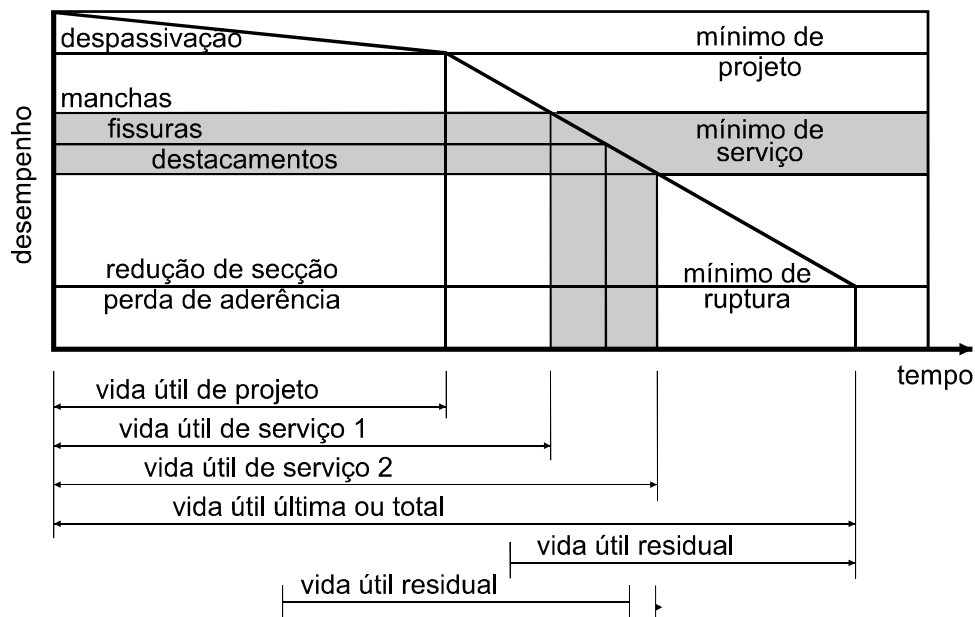


Figura 4. Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando-se por referência o fenômeno de corrosão das armaduras⁵.

A partir da Fig. 4 podem ser definidas as seguintes vidas úteis:

- período de tempo que vai até a despassivação da armadura, normalmente denominado de período de iniciação. A esse período de tempo pode-se associar a chamada **vida útil de projeto**, conforme adotada nesta Norma. Normalmente corresponde ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura. O fato de a região carbonatada ou de um certo nível de cloretos atingir a armadura e teoricamente despassivá-la, não significa que necessariamente a partir desse momento haverá corrosão importante, embora usualmente isso ocorra. Esse período de tempo, no entanto, é o período que se recomenda seja adotado no projeto da estrutura, a favor da segurança;
- período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, ou ocorrem fissuras no concreto de cobrimento, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobrimento. A esse período de tempo associa-se a chamada **vida útil de serviço ou de utilização**. É muito variável de caso a caso, pois, em certos locais é inadmissível que uma estrutura de concreto apresente manchas de corrosão ou fissuras. Em outros casos somente o início da queda de pedaços de concreto, colocando em risco a integridade de pessoas e bens, pode definir o momento a partir do qual deve-se considerar terminada a vida útil de serviço;
- período de tempo que vai até a ruptura ou colapso parcial ou total da estrutura. A esse período de tempo associa-se a chamada **vida útil última ou total**. Corresponde ao período de tempo no qual há uma redução significativa da seção resistente da armadura ou uma perda importante da aderência armadura / concreto, acarretando o colapso parcial ou total da estrutura;
- nessa modelagem foi introduzido ainda o conceito de **vida útil residual**, que corresponde ao período de tempo em que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado nesse caso a partir da data, qualquer, de uma vistoria. Essa vistoria e correspondente diagnóstico podem ser efetuado a qualquer instante da vida em uso da estrutura. O prazo final, nesse caso, tanto pode ser o limite de projeto, o limite das condições de serviço quanto o limite de ruptura, dando origem a três tipos de "vida útil residual"; uma mais curta contada até a despassivação da armadura, outra até o aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do concreto e outra longa contada até a perda significativa da capacidade resistente do componente estrutural ou seu eventual colapso.

⁵ HELENE, Paulo R.L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. São Paulo, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil PCC / USP, fev. 1993. 231p. (tese de livre-docência)

É importante salientar que os custos de intervenção na estrutura para atingir um certo nível de durabilidade e proteção, crescem rapidamente com o tempo de espera para se fazer essa intervenção. A evolução desse custo pode ser representado por uma progressão geométrica de razão 5, conhecida por lei dos 5 ou regra de Sitter⁶, representada na Fig. 5.

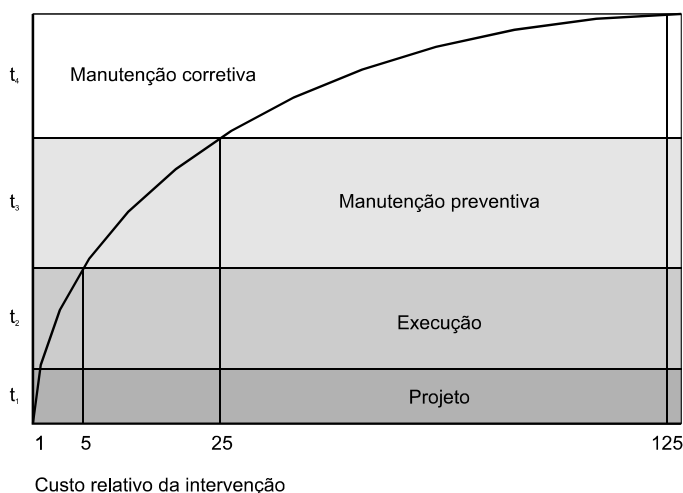


Figura 5. Representação da evolução dos custos em função da fase da vida da estrutura em que a intervenção é feita⁷.

O significado dessa “lei” pode ser exposto⁸, conforme a intervenção seja feita na:

- fase de projeto:** toda medida tomada a nível 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 f_{ck} , especificar certas adições ou tratamentos protetores de superfície, e outras tantas, implica num custo que pode ser associado ao número 1 (um);
- fase de execução:** toda medida extra-projeto, tomada durante a fase de execução propriamente dita, implica num custo 5 (cinco) vezes superior 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 tomada na fase de projeto permitiria o redimensionamento automático da estrutura, considerando um novo concreto de resistência à compressão mais elevada, de maior módulo de deformação e de menor fluência. Esses predicados permitiriam reduzir as dimensões dos componentes estruturais, reduzir as fôrmas e o volume de concreto, reduzir o peso próprio e reduzir as taxas de armadura. Essas medidas tomadas a nível de obra, apesar de eficazes e oportunas do ponto de vista da vida útil, não mais podem propiciar economia e otimização da estrutura;
- fase de manutenção preventiva:** as operações isoladas de manutenção, tipo: pinturas freqüentes, limpezas de fachada 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 até 25 vezes mais que medidas corretas tomadas na fase de projeto estrutural ou arquitetônico. Por outro lado, podem ser cinco vezes mais econômicas que aguardar a estrutura apresentar problemas patológicos evidentes que requeiram uma manutenção corretiva; e
- 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 essas atividades pode-se associar um custo 125 vezes superior ao custo das medidas que poderiam e deveriam ter sido tomadas na fase de projeto e que

⁶ SITTER, W.R. Costs for Service Life Optimization. The “Law of Fives”. In: **CEB-RILEM Durability of Concrete Structures. Proceedings of the International Workshop held in Copenhagen, 18-20 May 1983.** Copenhagen, CEB, 1984. (Workshop Reported by Steen Rostam)

⁷ HELENE, Paulo R.L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado.** São Paulo, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil PCC / USP, fev. 1993. 231p. (tese de livre-docência)

⁸ HELENE, Paulo R.L. **Manual para Reparación, Refuerzo y Protección de las Estructuras de Concreto.** México, IMCYC, 1997. 150 p. (em espanhol) ISBN 968-464-005-6

implicariam num mesmo nível de durabilidade que se estima dessa obra após essa intervenção corretiva.

Os colaboradores do texto da NB 1/00 entendem que pelo menos alguns dos intervenientes no ciclo da construção: o arquiteto, o proprietário, o construtor, coordenados pelo projetista estrutural devam estabelecer a extensão da vida útil, analisar as condições de exposição, escolher detalhes que objetivem assegurar a vida útil prevista e definir medidas mínimas de inspeção, monitoramento e manutenção preventiva, na fase de uso da obra.

Fica claro que a durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e esforços coordenados de pelo menos seis co-responsáveis;

- a) O proprietário: definindo suas expectativas presentes e futuras de uso da estrutura;
- b) O responsável pelo projeto arquitetônico: definindo detalhes e especificando materiais;
- c) O responsável pelo projeto estrutural: definindo geometrias, detalhes e especificando materiais e manutenção preventiva;
- d) O responsável pela tecnologia do concreto: definindo características dos materiais, traços e metodologia de execução, em conjunto com os responsáveis pelo itens c e e;
- e) O responsável pela construção: definindo metodologias complementares da construção e respeitando o projetado e especificado anteriormente;
- f) O usuário (proprietário): obedecendo as condições de uso, de operação e de manutenção preventiva especificadas.

9.3 Mecanismos de envelhecimento e deterioração

Na consideração da durabilidade devem ser levados em conta os mecanismos mais importantes de envelhecimento e deterioração da estrutura de concreto, pelo menos os relacionados a seguir:

9.3.1 Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto

- a) **lixiviação**: por ação de águas puras, carbônicas agressivas e ácidas, que dissolvem e carreiam os compostos hidratados da pasta de cimento;
- b) **expansão** por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com **sulfatos**, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado;
- c) **expansão** por ação das reações entre os **álcalis** do cimento e certos **agregados reativos**;
- d) **reações deletérias superficiais** de certos agregados, decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.

9.3.2 Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura

- a) **despassivação por carbonatação**, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera, que penetra por difusão e reage com os hidróxidos alcalinos da solução dos poros do concreto, reduzindo o pH dessa solução. A despassivação deletéria só ocorre de maneira significativa em ambientes de umidade relativa abaixo de 98% e acima de 65%, ou em ambientes sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, possibilitando a instalação da corrosão;
- b) **despassivação por elevado teor de íon cloro** (cloreto), ou seja, por penetração do cloreto através de processos de difusão, de impregnação ou de absorção capilar de águas contendo teores de cloreto, que ao superarem, na solução dos poros do concreto, um certo limite em relação à concentração de hidroxilas, despassivam a superfície do aço e instalam a corrosão.

9.3.3 Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita

São todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, deformação lenta (fluência), relaxação, e outros considerados nas demais partes desta Norma.

Lixiviação: a sintomatologia básica é uma superfície arenosa ou com agregados expostos sem a pasta superficial, eflorescências de carbonato, elevada retenção de fuligem e risco de desenvolvimento de fungos, com conseqüente redução do pH do extrato aquoso dos poros superficiais.

Expansão por sulfatos: a sintomatologia básica é uma superfície com fissuras aleatórias, esfoliação e redução significativa da dureza e resistência superficial do concreto, com conseqüente redução do pH do extrato aquoso dos poros superficiais. Do ponto de vista do concreto, os sulfatos presentes na água do mar, nas águas servidas, nas águas industriais e nos solos úmidos e gessíferos, podem acarretar reações

deletérias de expansão, com formação de compostos expansivos do tipo etringita e gesso secundário⁹. O teor de sulfato em um concreto depende do consumo de cimento e do teor de gesso primário no referido cimento. Assim, por exemplo, um concreto de massa específica de 2 300 kg/m³, com 350 kg de cimento por m³, amassado com um cimento de no máximo 3% de gesso, dará um teor máximo total de sulfatos de 0,46% da massa de concreto. Se as quantidades encontradas forem superiores significarão que houve contaminação proveniente do exterior¹⁰.

Expansão por reação álcali-agregado: dentre os agregados reativos pode-se destacar a opala, a calcedônia, as sílicas amorfas, certos calcários, que, para conduzir a reações significativamente deletérias, requerem estar em presença de elevada umidade. A sintomatologia básica é uma expansão geral da massa de concreto, com fissuras superficiais e profundas.

Reações superficiais deletérias: destaca-se como exemplo os problemas oriundos com agregados que contêm pirita, que pode acarretar manchas, cavidades e protuberâncias na superfície dos concretos.

Despassivação por carbonatação: o fenômeno não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto e até aumenta sua dureza superficial. A identificação da frente ou profundidade de carbonatação requer ensaios específicos. Ao atingir a armadura, dependendo das condições de umidade ambiente, pode promover séria corrosão, com aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes.

Despassivação por cloretos: eventualmente, esses teores elevados de cloreto podem ter sido introduzidos, inadvertidamente, durante o amassamento do concreto, geralmente através do excesso de aditivos aceleradores de endurecimento. O fenômeno não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto, nem altera seu aspecto superficial. A identificação da frente ou da profundidade de penetração de certo teor crítico de cloreto requer ensaios específicos. Ao atingir a armadura, pode promover séria corrosão, com aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes.

9.4 Agressividade do ambiente

9.4.1 *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.*

9.4.2 *Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental pode ser classificada, conceitualmente, de acordo com o apresentado na Tabela 11.*

Tabela 11. Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade	Agressividade	Risco de deterioração da estrutura
I	fraca	insignificante
II	média	pequeno
III	forte	grande
IV	muito forte	elevado

9.4.3 *A classificação da agressividade do meio ambiente às estruturas de concreto armado e protendido pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição, da estrutura ou de suas partes, apresentadas na Tabela 12.*

Tabela 12. Classes de agressividade ambiental em função das condições de exposição

Macro-clima	Micro-clima	
	Ambientes internos	Ambientes externos e obras em geral

⁹ BICZÓK, Imre. **La Corrosión del Hormigón y su Protección**. 6 ed. Bilbao, Urmo, 1978.

¹⁰ ANDRADE, Carmen. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. Trad. de Antonio Carmona Filho & Paulo Helene. São Paulo, PINI, nov. 1992. 105 p.

	Seco ¹ UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos ² de molhagem e secagem	Seco ³ UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos ⁴ de molhagem e secagem
rural	I	I	I	II
urbana	I	II	I	II
marinha	II	III	-----	III
industrial	II	III	II	III
especial ⁵⁾	II	III ou IV	III	III ou IV
respingos de maré	-----	-----	-----	IV
submersa ≥ 3m	-----	-----	-----	I
solo	-----	-----	não agressivo I	úmido e agressivo II, III ou IV

¹⁾ Salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de aptos. residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

²⁾ Vestiários, banheiros, cozinhas, lavanderias industriais e garagens.

³⁾ Obras em regiões secas, como o nordeste do país, partes protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos.

⁴⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

⁵⁾ Macro clima especial significa ambiente com agressividade bem conhecida, que permitirá definir a classe de agressividade III ou IV nos ambientes úmidos. Se o ambiente for seco, a classe de agressividade será sempre II nos ambientes internos e III nos externos.

9.4.4 Quando o risco de contaminação por cloretos for alto, deve-se enquadrar este trecho da estrutura na classe IV. É o caso da zona de respingos de maré.

No caso de águas agressivas e solos contaminados, atuando sobre estruturas de concreto, uma classificação mais rigorosa, com base na concentração efetiva de certas substâncias pode também ser utilizada, recomendando-se os limites orientativos constantes da norma CETESB L 1.007.

No caso de agressividade ao concreto, avaliada através de determinações específicas de teores de substâncias agressivas, podem ser adotados os valores referenciais¹¹ apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Classificação da agressividade do ambiente visando a durabilidade do concreto

Classe de agressividade	pH	CO ₂ agressivo mg/L	Amônia NH ₄ ⁺ mg/L	Magnésia Mg ²⁺ mg/L	Sulfato SO ₄ ²⁻ mg/L	Sólidos dissolvidos mg/L
I	> 6,0	< 20	< 100	< 150	< 400	> 150
II	5,9 - 5,9	20 - 30	100 - 150	150 - 250	400 - 700	150 - 50
III	5,0 - 4,5	30 - 100	150 - 250	250 - 500	700 - 1500	< 50
IV	> 4,5	> 100	> 250	> 500	> 1500	< 50

notas:

1 No caso de solos, a análise deve ser feita no extrato aquoso do solo.

2 Água em movimento, temperatura acima de 30°C, ou solo agressivo muito permeável conduz a um aumento de um grau na classe de agressividade.

3 Ação física superficial tal como abrasão e cavitação, aumenta a velocidade de ataque químico.

Aplicação a dois casos práticos: edifício em Brasília e outro na costa, por exemplo Vitória / ES.

¹¹ COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. **Durable Concrete Structures. Design Guide.** Lausanne, Thomas Telford, 1992.

Obs.:

1. A maioria dos edifícios têm estrutura de concreto aparente nas garagens, que devem ser considerados ambientes externos pois sempre estão em contato direto com o exterior;
2. A maioria dos edifícios têm jardins e costumam lavar os pisos térreos atingindo os pés de pilares;
3. A maioria dos edifícios têm revestimentos cerâmicos em fachadas que, infelizmente são lavados com ácido muriático (ácido clorídrico comercial);
4. A maioria dos edifícios têm as coberturas planas e impermeabilizadas.

Com essas premissas pode-se projetar assim:

- Grupo A → Garagens, térreo, pilares de fachada, cisternas e reservatório superior e cobertura devem ter cobrimento maior ou concreto melhor ou os dois;
- Grupo B → Todos os interiores secos; dormitórios, salas, corredores, bibliotecas podem ter cobrimentos menores ou concretos inferiores ou os dois;
- Grupo C → Todos os interiores úmidos; banheiros, vestiários, lavanderias, cozinhas devem ter cobrimentos maiores ou concretos melhores ou os dois.

A partir da tabela 12 da NB 1/00

<i>Obra em Brasília</i>	→ grupo A	→ classe de agressividade II
	→ grupo B	→ classe de agressividade I
	→ grupo C	→ classe de agressividade I
<i>Obra em Vitória</i>	→ grupo A	→ classe de agressividade III
	→ grupo B	→ classe de agressividade II
	→ grupo C	→ classe de agressividade III

A partir das tabelas 13 e 14 da NB 1/00

<i>Obra em Brasília</i>	→ grupo A	→ CA laje: $a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 25mm
		→ CA viga/pilar: $a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 30mm
		→ CP: $a/c < 0,55; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 35mm
	→ grupo B	→ CA laje: $a/c < 0,65; f_{ck} > 20 \text{ MPa}$	cobrimento > 20mm
		→ CA viga/pilar: $a/c < 0,65; f_{ck} > 20 \text{ MPa}$	cobrimento > 25mm
		→ CP: $a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 30mm
	→ grupo C	→ CA laje: $a/c < 0,65; f_{ck} > 20 \text{ MPa}$	cobrimento > 20mm
		→ CA viga/pilar: $a/c < 0,65; f_{ck} > 20 \text{ MPa}$	cobrimento > 25mm
		→ CP: $a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 30mm
<i>Obra em Vitória</i>	→ grupo A	→ CA laje: $a/c < 0,55; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 35mm
		→ CA viga/pilar: $a/c < 0,55; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 40mm
		→ CP: $a/c < 0,50; f_{ck} > 35 \text{ MPa}$	cobrimento > 45mm
	→ grupo B	→ CA laje: $a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 25mm
		→ CA viga/pilar: $a/c < 0,60; f_{ck} > 25 \text{ MPa}$	cobrimento > 30mm
		→ CP: $a/c < 0,55; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 35mm
	→ grupo C	→ CA laje: $a/c < 0,60; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 35mm
		→ CA viga/pilar: $a/c < 0,60; f_{ck} > 30 \text{ MPa}$	cobrimento > 40mm
		→ CP: $a/c < 0,55; f_{ck} > 35 \text{ MPa}$	cobrimento > 45mm

10.1 Generalidades

Para evitar envelhecimento prematuro e satisfazer as exigências de durabilidade, devem ser observados, além dos demais capítulos desta Norma, os seguintes critérios do conjunto de projetos relativos à obra:

- a) prever drenagem eficiente;
- b) evitar formas arquitetônicas e estruturais inadequadas;
- c) garantir concreto de qualidade apropriada, particularmente nas regiões superficiais dos elementos estruturais;
- d) garantir cobrimentos de concreto apropriados para proteção às armaduras;
- e) detalhar adequadamente as armaduras;
- f) controlar a fissuração das peças;

- g) *prever espessuras de sacrifício ou revestimentos protetores em regiões sob condições de exposição ambiental muito agressivas; e*
- h) *definir um plano de inspeção e manutenção preventiva.*

A resistência do concreto aos diferentes meios agressivos depende da natureza e tipo dos seus materiais constituintes assim como da composição ou dosagem do concreto, ou seja, depende de;

- tipo e consumo de cimento
- tipo e consumo de adições
- relação água / cimento
- natureza e D_{max} do agregado

Na realidade o mais importante é a resistência da estrutura ao meio ambiente e esta depende não só da qualidade do concreto mas também de critérios adequados de projeto. Nesse sentido o texto da NB 1/00 foi muito feliz e ressalta que para evitar envelhecimento precoce e satisfazer as exigências de durabilidade dos usuários devem ser observados vários critérios de projeto.

10.2 Drenagem

10.2.1 *Evitar a presença ou acumulação de água proveniente de chuvas ácidas ou decorrente de água de limpeza e lavagem, sobre as superfícies das estruturas de concreto.*

10.2.2 *As superfícies expostas que necessitam ser horizontais, tais como pátios, garagens, estacionamento, e outras, devem ser convenientemente drenadas, com disposição de ralos e condutores a distâncias adequadas.*

10.2.3 *Todas as juntas de movimento ou de dilatação, em superfícies sujeitas à ação de água, devem ser convenientemente seladas, de forma a torná-las estanques à passagem (percolação) de água.*

10.2.4 *Todos os topos de platibandas e paredes devem ser protegidos por chapins. Todos os beirais devem ter pingadeiras, e os encontros a diferentes níveis devem ser protegidos por rufos.*

A condição mais desfavorável à durabilidade do concreto é o contato permanente com água poluída e impregnada que o mantenha úmido, pois propicia a deterioração precoce da estrutura.

Recomenda-se, portanto, que sejam criadas boas condições de drenagem, evitando acúmulo sobre a estrutura e encaminhando-a para tubulações de drenagem adequadas.

10.3 Formas arquitetônicas e estruturais

10.3.1 *Selecionar formas arquitetônicas e estruturais apropriadas de modo a evitar disposições arquitetônicas ou construtivas que reduzam a durabilidade da estrutura.*

10.3.2 *Prever acesso adequado para inspeção e manutenção de partes da estrutura com vida útil inferior ao todo, tais como aparelhos de apoio, caixões, insertos, impermeabilizações, pinturas e outros.*

Uma das mais eficientes formas de reduzir a ação deletéria do meio ambiente sobre a estrutura é através de projetos arquitetônico e estrutural adequados.

10.4 Qualidade do concreto e cobrimento

10.4.1 *Atendidas as condições gerais de 10.1, a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento.*

10.4.2 *Ensaio comprobatório de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto, devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. 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 13.*

10.4.3 *Os requisitos das Tabelas 13 e 14 são válidos para concretos executados com aglomerantes hidráulicos que atendam às especificações de cimento Portland tipos I, II, III, IV e V, respectivamente; NBR 5732, NBR 11578, NBR 5735, NBR 5736 e NBR 5733.*

Tabela 13. Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Classe de agressividade (ver tabela 11)
-----------------	--

	Tipo	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
Notas:					
1 CA Componentes e elementos estruturais de concreto armado					
2 CP Componentes e elementos estruturais de concreto protendido					

10.4.4 Os concretos sujeitos a intensa solicitação mecânica de desgaste por abrasão, devem ter resistência característica à compressão $f_{ck} \geq 40$ MPa (C40 da NBR 8953), reduzida exsudação e serem submetidos a prolongada cura úmida (> 7 dias).

10.4.5 A durabilidade das estruturas de concreto armado e protendido é altamente dependente da qualidade e da espessura do concreto de cobrimento das armaduras. Entende-se como cobrimento mínimo o menor valor que deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado e que se constitui num critério de aceitação.

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar o cobrimento nominal. Quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado um valor $\Delta c = 5$ mm. Em caso contrário, nas obras correntes, seu valor deve ser de no mínimo $\Delta c = 10$ mm, o que determina os cobrimentos nominais indicados na tabela 14.

Nos casos em que o controle de qualidade for rigoroso, os requisitos mínimos para o cobrimento nominal da tabela 14 podem ser reduzidos de 5 mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto.

10.4.6 Os cobrimentos nominais e mínimos são sempre, referidos à superfície da armadura externa, em geral a face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

- $c_{nom} \geq \phi$ barra
- $c_{nom} \geq \phi$ feixe = $\phi_n = \phi \sqrt{n}$
- $c_{nom} \geq 0,5 \phi$ bainha

10.4.7 A dimensão máxima característica do agregado graúdo, utilizado no concreto, não pode superar 20% da espessura nominal do cobrimento, ou seja:

$$d_{max} \leq 1,2 \cdot c_{nom}$$

Tabela 14 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal

c_{nom} mm	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 11)			
		I	II	III	IV ²⁾
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga / pilar	25	30	40	55
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 pelo item 10.4.6, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15\text{mm}$.
- 3) As faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos devem ter cobrimento nominal $\geq 45\text{mm}$.

10.4.8 Aditivos contendo cloreto na sua composição não devem ser utilizados em estruturas de concreto armado ou protendido.

10.4.9 A proteção das armaduras ativas externas deve ser garantida pela bainha, completada por graute, calda de cimento Portland sem adições, ou graxa especialmente formulada para esse fim.

10.4.10 Atenção especial deve ser dedicada à proteção contra a corrosão das ancoragens das armaduras ativas.

A qualidade potencial do concreto depende preponderantemente do tipo de cimento, da relação água/cimento e do grau de hidratação. São esses os principais parâmetros que regem as propriedades de absorção capilar de água, de permeabilidade por gradiente de pressão de água ou de gases, de difusibilidade 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.

Regattieri¹², em 1999, em sua dissertação de mestrado, analisa vários tipos de cimentos quanto ao fator água/cimento e o consumo de cimento, mostrados na tabela 6. Observando-se que o tipo de cimento também influencia o consumo de cimento. Isto mostra que indicar na NB 1/00 os tipos de cimentos é de fundamental importância.

Tabela 6. Características de dosagem em função do tipo de cimento e fator água/cimento

Tipo de cimento	Relação a/c (kg/kg)	Traço unitário (1:m)	Consumo Cimento (kg/m ³)
CP I-S-32	0,35	3,16	559
	0,50	5,41	348
	0,70	7,75	254
CP II-E-32	0,35	3,07	575
	0,50	5,41	356
	0,70	7,43	246
CP II-F-32	0,35	3,11	567
	0,50	5,09	377
	0,70	7,75	259
CP III-32	0,35	3,02	586
	0,50	5,25	370
	0,70	7,94	253
CP IV-32	0,35	2,27	612
	0,50	4,74	405
	0,70	7,14	284
CP V-ARI	0,35	2,88	607
	0,50	4,88	394
	0,70	7,43	270
CP V-ARI RS	0,35	2,80	620
	0,50	4,74	406
	0,70	7,23	281

A qualidade efetiva do concreto na obra deve ser assegurada por um correto procedimento de mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e desmoldagem.

¹² REGATTIERI, Carlos Eduardo Xavier. **Contribuição ao Estudo da Influência da Dosagem do Concreto na Absorção Capilar e Penetração de íons Cloreto**. São Paulo, Universidade de São Paulo PCC / USP, CPGEC, 04 fev. 1999. (dissertação de mestrado)

Embora um concreto de resistência mais alta seja, em princípio e sob certas circunstâncias, potencialmente mais durável do que um concreto de resistência mais baixa (de mesmos materiais), a resistência à compressão não é, por si só, uma medida suficiente da durabilidade do concreto, pois esta depende das camadas superficiais do concreto da estrutura.

Nessas camadas, a moldagem, o adensamento, a cura e a desmoldagem têm efeito muito importante nas propriedades de difusividade, permeabilidade e absorção capilar de água e gases. Apesar disso, decidiu-se na NB 1/00 fazer referência às classes de concreto (ver NBR 8953), por ser essa a propriedade mais consagrada nos projetos estruturais.

Convém dar preferência a certos tipos de cimento Portland, adições e aditivos mais adequados a resistir à agressividade ambiental, em função da natureza dessa agressividade. Do ponto de vista da maior resistência à lixiviação são preferíveis os cimentos com adições tipo CP III e CP IV; para minimizar o risco de reações álcali-agregado são preferíveis os cimentos pozolânicos tipo CP IV; para reduzir a profundidade de carbonatação são preferíveis os cimentos 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, assim como adição extra de microsilica e cinza de casca de arroz.

A Tabela 7 dá uma idéia de como varia a resistência do concreto com a mudança do tipo de cimento.

Tabela 7. Resistência do concreto em MPa em função da relação a/c para vários tipos de cimento

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

NOTAS
 1 Agregados de origem granítica
 2 Diâmetro máximo dos agregados de 25 mm
 3 Abatimento "slump" entre 50 e 70 mm
 4 Concretos com aditivo plastificante normal

A qualidade efetiva do concreto superficial, de cobrimento e proteção à armadura, depende da adequabilidade da fôrma, do aditivo desmoldante e, preponderantemente da cura dessas superfícies. Em especial, devem ser curadas as superfícies expostas precocemente, devido à desmoldagem, tais como fundo de lajes, laterais e fundos de vigas e faces de pilares e paredes.

Uma diretriz geral, encontrada na literatura técnica, diz que a durabilidade da estrutura de concreto é determinada por quatro fatores, identificados como regra dos **4C**:

- Composição ou traço do concreto;
- Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
- Cura efetiva do concreto na estrutura;
- Cobrimento ou espessura do concreto de cobrimento das armaduras

Na ausência de valores obtidos de ensaios experimentais nos concretos que realmente serão utilizados na estrutura, pode ser adotada a classificação orientativa, apresentada na Tabela 8, referente à **corrosão de armaduras** e na Tabela 9, referente à **deterioração do concreto**.

Tabela 8. Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão das armaduras.

Classe de Concreto	Classe de Resistência (NBR 8953)	Máxima relação a/c	Deterioração por Carbonatação	Deterioração por Cloretos
			Teor de Adições	Teor de Adições
durável	≥ C50	≤ 0,38	≤ 10% de pozolana, sílica ativa ou escória de alto forno	≥ 20% de pozolana ou sílica ativa ≥ 65% de escória de alto forno
resistente	C35 C40 C45	≤ 0,50	≤ 10% de pozolana ou sílica ativa ≤ 15% de escória de alto forno	≥ 10% de pozolana ou sílica ativa ≥ 35 % de escória de alto forno
normal	C25 C30	≤ 0,62	qualquer	qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	qualquer	qualquer

Tabela 9. Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de deterioração por lixiviação ou por formação de compostos expansivos.

Classe de Concreto	Classe de Resistência (NBR 8953)	Deterioração por Expansão		Deterioração por Lixiviação
		Teor de C ₃ A no Cimento Anidro	Teor de Adições	Teor de Adições
durável	≥ C50	≤ 5%	≥ 20% de pozolana ou sílica ativa ≥ 65% de escória de alto forno	≥ 20% de pozolana ou sílica ativa ≥ 65% de escória de alto forno
resistente	C35 C40 C45	≤ 5%	≥ 10% de pozolana ou sílica ativa ≥ 35 % de escória de alto forno	≥ 10% de pozolana ou sílica ativa ≥ 35 % de escória de alto forno
normal	C25 C30	≤ 8%	qualquer	qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	qualquer	qualquer

Portanto, a vida útil desejada para a estrutura pode ser alcançada através de uma combinação adequada e inteligente desses fatores, ou seja, ao empregar um concreto de melhor qualidade, é possível reduzir o cobrimento mantendo a mesma vida útil de projeto, e vice-versa. Admitindo que o adensamento e a cura serão e deverão ser bem executados em qualquer circunstância, fica um certo grau de liberdade entre a escolha da resistência (qualidade) do concreto e a espessura do cobrimento.

Essa nova visão da questão da durabilidade, expressa neste comentário aponta para uma mudança radical na forma de exigir requisitos de projeto. Atualmente, e esta NB 1/00 ainda assim age, uma vez classificada a agressividade do ambiente, o passo seguinte é escolher a qualidade do concreto e atender a uma certa espessura de cobrimento. Desse atendimento aos dois requisitos, espera-se alcançar uma certa vida útil de projeto (nesta NB 1/00 estimada como 50 anos).

Dentro da nova conceituação apresentada, após a classificação da agressividade do ambiente, o passo a tomar deveria ser o de escolher uma vida útil de projeto e, a partir dela, com liberdade, combinar inteligentemente o cobrimento de concreto das armaduras com a qualidade (resistência) desse concreto.

No caso do **Item 10.4.10** da NB 1/00 o ideal para proteção durável parece ser o emprego de grautes, de base cimento modificado com polímeros.

10.5 Detalhamento das armaduras

10.5.1 *As barras devem ser dispostas dentro do componente ou elemento estrutural, de modo a permitir e facilitar a boa qualidade do lançamento e adensamento do concreto.*

10.5.2 *Para garantir um bom adensamento é vital prever no projeto estrutural, durante o detalhamento da disposição das armaduras, espaço suficiente para entrada da agulha do vibrador.*

O congestionamento das barras dificulta a moldagem, propicia a segregação dos componentes do concreto e impede um bom adensamento, ao dificultar a entrada do vibrador, comprometendo a compacidade final do concreto endurecido¹³.

10.6 Controle da fissuração

10.6.1 *O risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras de flexão transversais à armadura principal dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobertura da armadura. Aberturas características limites de fissuras na superfície do concreto, dadas em 13.3.2, em componentes ou elementos de concreto armado, são satisfatórias para as exigências de durabilidade.*

10.6.2 *No caso de armaduras ativas, devido à sua maior sensibilidade à corrosão sob tensão, a abertura de fissuras na superfície do concreto, na região dessas armaduras, não deve ser superior a 0,2 mm, conforme exigências do capítulo 13.*

A abertura máxima característica w_k das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,3 a 0,4 mm, em elementos e componentes estruturais submetidos e projetados em conformidade com as demais exigências desta NB 1/00, não tem importância significativa na evolução da corrosão das armaduras passivas.

Assim uma diferenciação mais detalhada entre aberturas limite de fissuras transversais à armadura principal não é necessária nas estruturas correntes de concreto armado.

É de interesse, no entanto, fixar aberturas limite de fissuras, no caso destas afetarem a funcionalidade da estrutura, como é o caso, por exemplo, da estanqueidade de reservatórios, assim como nos casos que possam vir a causar desconforto psicológico nos usuários. Nos componentes e elementos estruturais sob classes de agressividade muito forte (IV), a limitação de abertura de fissuras em valores menores que 0,3 mm não se constitui medida suficiente para prevenir a deterioração da estrutura.

A penetração de agentes agressivos ao concreto até atingir a armadura, dá-se por outros mecanismos, e que não exclusivamente através de fissuras¹⁴.

O aparecimento de fissuras nas estruturas de concreto armado é inerente aos materiais que as compõem. A utilização de aços de elevada resistência, como o são o CA 50 e o CA 60, implica em deformações à flexão e à tração importantes no concreto que envolve essas armaduras superando, na maioria das vezes, a deformação específica máxima à tração do concreto. Superada essa capacidade de absorção de deformações, o concreto fissura.

Projetar uma estrutura de modo que a máxima deformação do aço à tração não ultrapasse a correspondente deformação máxima de ruptura à tração do concreto, implica num grande desperdício da capacidade resistente das armaduras e conseqüentemente num aumento dos custos da estrutura. Na maioria dos casos a fissuração só é evitada em obras de concreto protendido, pela introdução de uma compressão ao concreto, e em obras especiais de contenção de líquidos agressivos.

O concreto armado pode fissurar por diferentes razões, sendo objeto de interesse desta seção apenas as fissuras devidas à atuação de cargas. Essas são as únicas passíveis de serem controladas através do cálculo estrutural, conhecendo-se e definindo-se "a priori" a distribuição e abertura de fissura aceitável para uma dada situação. A abertura máxima dessas fissuras são definidas a partir de exigências estéticas e psicológicas¹⁵, de exigências de desempenho quanto à estanqueidade de líquidos e por razões de durabilidade da armadura. Cabe observar que o estudo da fissuração controlada por decisão de projeto,

¹³ O'REILLY, Vitervo. **Dosagem dos Concretos**. São Paulo, PINI, 1998.

¹⁴ CARMONA FILHO, Antonio; HELENE, Paulo R. L. Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras. In: Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil, 2., Rio de Janeiro, set. 1986. **Anais**. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986. p. 172-95

¹⁵ Existem poucas pesquisas sobre o tema. O "CEB Design Manual on Cracking and Deformations. Lausanne-Suisse, Ecole Polytechnique Fédérale, Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), 1985." relata pesquisas de Padilla e Robles e de Haldane informando que abertura de fissura de 0,25 a 0,3 mm já causam desconforto psicológico aos usuários. Na realidade dependem também da textura superficial do concreto e da distância do observador.

refere-se, sempre, ao fissuramento do concreto na direção transversal à da armadura longitudinal ou principal. Essas fissuras ocorrem devido à superação da capacidade de deformação máxima do concreto à tração ou flexão, ou seja, muito antes das armaduras iniciarem um processo de corrosão. As típicas fissuras longitudinais que acompanham a direção da armadura principal, estão sob domínio de outros fenômenos e variáveis, resultantes de um processo de corrosão já instalado, não sendo, portanto, objeto de discussão nesta seção.

Segundo o texto da NB 1/00 as fissuras podem ter aberturas de até 0,3 a 0,4mm. É provável que essas exigências estejam a favor da segurança para a maioria das situações, sendo, no entanto, insuficientes frente a situações particulares de agressividade como a de lajes de cobertura em reservatórios, marquizes, tirantes, silos, pendurais¹⁶, etc. Por outro lado parece mais importante conhecer a profundidade da fissura¹⁷, ou seja, se esta alcança ou não a armadura e com que abertura o faz, que controlar apenas a abertura na superfície.

Está comprovado que o processo de carbonatação ocorre preponderantemente ao longo das paredes da fissura e esta carbonatação, mais rápida que as demais, vai contribuir para a aceleração do aparecimento de células de corrosão, devida às diferenças de pH e de aeração decorrentes da carbonatação. Essa é uma das conclusões decorrentes dos estudos experimentais de Carpentier e Soretz¹⁸ que ensaiando vigas armadas e submetidas a ambientes corrosivos durante dois anos, com fissuras de abertura da ordem de 0,2 mm a 0,3 mm, comprovaram que a corrosão é mais intensa quanto maior a abertura das fissuras e quanto mais cedo estas aparecem. Verificaram também que carregamentos alternados contribuem para aumentar a velocidade de corrosão em relação a carregamentos permanentes e estáticos. Estudos posteriores reafirmaram este fato¹⁹, porém, foi observado também que ao considerar períodos longos de tempo, acima de 10 anos, não é possível distinguir entre corrosão acarretada por fissuras de aberturas inferiores a 0,4 mm. Tanto os componentes estruturais com fissuras de abertura 0,1 mm quanto os de abertura 0,4 mm estavam igualmente corroídos²⁰.

O estudo da fissuração das estruturas de concreto deve comportar pelo menos os seguintes aspectos:

- classificação da agressividade do meio ambiente
- espessura mínima de cobrimento de concreto à armadura
- qualidade mínima do concreto
- abertura máxima admissível de fissura na superfície do componente estrutural
- modelo e formulação que permite o cálculo da abertura de fissura

Um dos primeiros trabalhos nacionais, extenso e abrangente sobre o tema foi apresentado em 1981 por Burman²¹, na Escola Politécnica. Carmona e Helene²² também discutem este tema em profundidade comparando a normalização nacional com a estrangeira, podendo ser considerado o trabalho nacional mais completo e atualizado sobre a questão. Por esta razão este trabalho está apresentado no Anexo A e passa a fazer parte integrante desta tese. Verifica-se por exemplo que a normalização brasileira é a menos exigente quanto à espessura de concreto de cobrimento à armadura, dentre as seis normas estudadas. Considerando que todos os fenômenos de penetração de agentes agressivos são proporcionais à raiz do tempo, pode-se calcular o prejuízo que isso significa em termos de durabilidade da estrutura. Ao dobrar a espessura de cobrimento significa multiplicar por quatro a vida útil da estrutura, ou seja, a nossa normalização ao ser mais condescendente aceitando uma espessura menor de cobrimento, está na realidade, aceitando uma vida útil de projeto mais curta. Esse fato explica em parte o porquê de tantas obras apresentando problemas de corrosão e exigindo manutenção corretiva com 5 a 10 anos de idade, quando poderiam ter vida útil de 20 a 40 anos, caso tivessem sido projetadas com o dobro do

¹⁶ LIMA, Elorci; ROSSI, José & HELENE, Paulo R.L. **Causa Mortis: Corrosão de Armaduras**. São Paulo, *Anais do IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*, Universidade de São Paulo PEF / USP, 21 a 25 ago. 2000. p. 151-60 (CD Rom)

¹⁷ A determinação da profundidade de fissuras é sempre complexa e acarreta uma certa incerteza. Pode-se empregar aparelhos de ultra-som que constituem técnica não destrutiva ou líquidos penetrantes, tais como o azul de metileno e fenolftaleína, quebrando-se a seguir, uma região do concreto. O mais confiável, no entanto, é a extração e observação de testemunhos de diâmetro adequado.

¹⁸ CARPENTIER, L.; SORETZ, M. S. Contribution à L'Étude de la Corrosion des Armatures dans le Béton Armé. **Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**. n. 223-224, p. 817-41, 1986.

¹⁹ PHILIPPOSE, K. E.; BEAUDOIN, J. J.; FELDMAN, R. F. Degradation of Normal Portland and Slag Cement Concrete under Load Due to Reinforcement Corrosion. In: CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, 4., Stanbul, 1992. **Proceedings**. Detroit, ACI, 1992. p. 1491-508 (SP-132)

²⁰ BEEBY, A. W. Corrosion of Reinforcement and Cracks Width. In: International Symposium on Offshore Structures, Rio de Janeiro, 1979. **Proceedings**. London, Pentech Press, 1979. p. 147-59

²¹ BURMAN, Israel. **Fissuração no Concreto Armado: Natureza do Fenômeno e sua Interferência no Comportamento e Durabilidade das Estruturas**. São Paulo, 1981. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

²² CARMONA FILHO, Antonio; HELENE, Paulo R. L. Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras. In: Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil, 2., Rio de Janeiro, set. 1986. **Anais**. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986. p. 172-95

cobrimento atual. Por outro lado, e esse parece ser o maior mérito do referido trabalho, não é possível analisar a questão da durabilidade de peças controladamente fissuradas sem uma *abordagem sistêmica* que considere pelo menos todos os cinco aspectos acima listados. Por exemplo, enquanto a normalização brasileira é mais exigente que a estrangeira na especificação da abertura máxima de fissura, o modelo nacional de cálculo da abertura previsível de fissura conduz a aberturas características- w_k , menores que as formulações estrangeiras. Portanto para um mesmo componente estrutural sob a mesmas considerações de ações, o valor de w_k encontrado pela fórmula da norma NBR 6118 é menor que o encontrado pela formulação estrangeira, ou seja, para uma mesma durabilidade o limite máximo de abertura de fissura especificado na norma nacional tem mesmo que ser menor e não estará, na maioria das vezes, significando maior proteção.

Suzuki et alii²³ verificaram experimentalmente na Universidade de Osaka a grande influência favorável da relação água/cimento na minimização dos efeitos da corrosão causadas por fissuras em prismas de concreto armado controlados com o uso do potencial de corrosão, da metodologia da resistência de polarização e da verificação da perda de massa ao final dos ensaios. Ao fim de 140 dias de ensaio, para uma mesma espessura de cobrimento da armadura e mesma abertura de fissura, as armaduras nos concretos de relação água/cimento igual a 0,35 apresentaram a metade da perda de massa das armaduras dos concretos com relação a/c igual a 0,55.

Apesar que a corrosão aumenta com a abertura da fissura, a taxa global de perda de massa medida através da corrente de corrosão, é muito mais dependente da espessura de cobrimento e da relação a/c do concreto, conforme mostrado na Fig.III-27²⁴.

Na convenção do "American Concrete Institute" no outono de 1984, ocorreu interessante debate sobre a questão da implicação da fissuração de projeto, ou seja, da fissuração controlada, na corrosão das armaduras²⁵. Envolveu vários especialistas no tema e foi coordenada pelo "ACI Committe 222 Corrosion of Metals in Concrete" e "ACI Committee 224 Cracking of Concrete". Nos registros desse debate encontra-se novamente interessante demonstração da grande influência da espessura de cobrimento e da qualidade do concreto na taxa de corrosão. Enquanto para relação a/c de 0,49 a taxa de corrosão para cobrimento de 20 mm pode ser 2,22 vezes superior àquela observada para cobrimento de 38 mm, com relação a/c igual a 0,62 essa taxa relativa cai a 1,33 vezes, mantida a mesma abertura de fissura e prazo de um ano.

Graças ao trabalho pioneiro de Beeby²⁶, a tendência atual com relação à abertura máxima de fissura para estruturas de concreto armado, é aceitar uma referência vaga de $w_k \leq 0,4$ mm e limitar a abertura de forma indireta, através de detalhes construtivos do tipo espessura mínima de cobrimento de concreto, diâmetro e espaçamento máximo de barras²⁷, e, especialmente a qualidade do concreto (a/c, adições). Para concreto protendido a abertura máxima de referência adotada atualmente tem sido da ordem de 0,2 mm para ambientes pouco agressivos e zero para situações de média a alta agressividade.

10.7 Medidas especiais

Em condições de exposição adversas devem ser tomadas medidas especiais de proteção e conservação, tais como: aplicação de revestimentos hidrofugantes e pinturas impermeabilizantes sobre as superfícies do concreto, revestimentos de argamassas, de cerâmicas ou outros sobre a superfície do concreto, galvanização da armadura, proteção catódica da armadura, e outras.

Em princípio podem ser utilizadas as seguintes medidas protetoras especiais²⁸:

- proteção das superfícies de concreto aparente com hidrofugantes (base silicone), com vernizes de base acrílico puro, com vernizes de base poliuretano alifático ou com sistemas duplos, renovados periodicamente a cada 3 a 5 anos;

²³ SUZUKI, K.; OHNO, Y.; PRAPARNTANATORN, S.; TAMURA, H. Mechanism of Steel Corrosion in Cracked Concrete. 1992. [Documento preliminar recebido de Hiroshi Tamura em março de 1992]

²⁴ SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Untersuchungen zum Mechanismus der Bewehrungskorrosion im Bereich von Rissen. In: **Baustofftechnische Einflüsse auf Konstruktionen**. Berlin, Ernst & Sohn, Zum 60. Geburtstag von Hubert K. Hilsdorf, 1990. p. 583-99

²⁵ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Debate: Crack Width, Cover and Corrosion: reported by ACI Committee 222/224. **Concrete International**, p. 20-35, May 1985.

²⁶ BEEBY, A. W. **Concrete in the Oceans. Cracking and Corrosion**. Wexham Springs, CIRIA / CCA, 1978. (Technical Report, 1)

²⁷ COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. **Durable Concrete Structures. Design Guide**. Lausanne, Thomas Telford, 1992. p. 73

²⁸ HELENE, Paulo R.L. Quais as Alternativas para Reparar Estruturas de Concreto com Problemas de Corrosão de Armaduras? Buenos Aires, Revista **Ingeniería Estructural**, Asociación de Ingenieros Estructurales, año 7, n. 16, mayo 1999. p. 36-44

- proteção das superfícies de concreto não aparente com chapisco, emboço, reboco e pintura ou revestimentos de pastilha, de cerâmica, de base asfalto, ou revestimentos reforçados com fibras de vidro ou de poliéster, de mantas de náilon, e similares, mantidos e renovados periodicamente;
- proteção da superfície da armadura com revestimentos de zinco tipo galvanizado. Cuidados especiais devem ser tomados no manuseio das barras para não comprometer a proteção superficial;
- proteção direta da superfície da armadura com revestimentos de base epóxi. Cuidados especiais devem ser tomados no manuseio das barras para não comprometer a proteção superficial; e
- proteção da armadura contra a corrosão, através de proteção catódica por corrente impressa, mantida periódica e sistematicamente.

Na tradição brasileira²⁹ tem sido aceito considerar que um revestimento da superfície da estrutura de concreto com chapisco, emboço e reboco de argamassa de cimento:cal:areia, com acabamento de pintura, renovada periodicamente, ou outros acabamentos, tais como pastilhas, cerâmicas, etc., desde que submetidos a uma manutenção periódica, atuaria como uma barreira extra e protetora da armadura contra a corrosão. Com esse raciocínio, era permitido reduzir a espessura de cobrimento de 5 mm. Ao lado de obras com resultado positivo, há uma série de outras, catastróficas, principalmente quando isso foi considerado motivo para relaxar a qualidade da execução, e sempre que as cerâmicas, pastilhas, fachadas e pisos foram lavados com ácido muriático (ácido clorídrico comercial), que é altamente agressivo às armaduras. Portanto, apesar de viável em casos específicos, não se recomenda reduzir automaticamente os cobrimentos mínimos ou a qualidade do concreto de cobrimento, em concordância com as demais normas internacionais sobre o assunto.

10.8 Inspeção e manutenção preventiva

10.8.1 *O conjunto de projetos relativos a uma obra deve orientar-se por uma estratégia explícita, que facilite procedimentos de inspeção e manutenção preventiva da construção.*

10.8.2 *Quando necessário o manual de utilização, inspeção e manutenção deve ser produzido de acordo com o item 25.3.*

²⁹ NB 1/78.