



Em a Rita Reais Gouveia

CICLO DE VIDA DE PONTES RODOVIÁRIAS DE BETÃO: ESTUDO DA FIABILIDADE DA ESTRUTURA PARA ESTADOS LIMITES DE DESPASSIVAÇÃO E CORROSÃO

LIFE-CYCLE OF CONCRETE ROAD BRIDGES:
STUDY OF THE STRUCTURE'S RELIABILITY FOR
DEPASSIVATION AND CORROSION LIMIT STATES

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Alberto Miguel Bizarro Martins e pelo Professor Doutor Luís Miguel da Cruz Simões.

Coimbra, 8 de Setembro de 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA

A imagem colocada na capa é a ponte Almirante Sarmiento Rodrigues localizada em Barca d'Alva.



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Ema Rita Reais Gouveia

Ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão: estudo da fiabilidade da estrutura para estados limites de despassivação e corrosão

LIFE-CYCLE OF CONCRETE ROAD BRIDGES: STUDY OF THE STRUCTURE'S RELIABILITY FOR DEPASSIVATION AND CORROSION LIMIT STATES

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Alberto Miguel Bizarro Martins e pelo Professor Doutor Luís Miguel da Cruz Simões.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, declina qualquer
responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões
que possam surgir

Coimbra, 8 de Setembro de 2017

AGRADECIMENTOS

Quero aproveitar para agradecer a algumas pessoas que contribuíram para a realização desta dissertação.

Em primeiro, um agradecimento especial ao Professor Alberto Martins por todas as orientações, pelos conselhos e por todo o apoio prestado para a realização desta dissertação.

Ao Professor Luís da Cruz Simões por ter aceite ser meu orientador e pelo apoio prestado.

A toda à minha família, em especial aos meus pais por todo o amor, carinho, compreensão, e educação transmitida. Por nunca duvidarem de mim e por serem os meus grandes pilares, apoiando-me em todos os momentos.

Aos meus amigos d'A Firma por terem contribuído para o meu percurso académico e estarem presentes em todos os momentos. "Um para sempre a esta amizade!"

Ao Bruno por ser uma pessoa muito especial, que me apoiou na realização deste trabalho. Por todo o carinho, amizade e paciência demonstrada.

RESUMO

A temática da sustentabilidade da construção tem vindo a ganhar importância crescente nos últimos anos. Neste sentido assume especial relevância a análise do ciclo de vida das estruturas em particular de pontes rodoviárias que são projectadas para uma vida útil bastante alargada. A análise do ciclo de vida deve ser levada a cabo para definir uma adequada estratégia de inspecção, manutenção e reparação de modo a garantir a durabilidade das estruturas e a vida útil pretendida.

As estruturas de Engenharia Civil estão sujeitas à degradação dos materiais que as constituem devido à exposição das mesmas às acções ambientais. No caso particular das estruturas de betão armado, a sua durabilidade é afectada pela corrosão das armaduras que é o processo de deterioração mais comum neste tipo de estruturas. Em virtude da deterioração torna-se necessário adoptar medidas que visem a manutenção e reparação de modo a garantir a vida útil pretendida.

Neste trabalho desenvolve-se um modelo numérico para o estudo do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão. O modelo permite determinar a evolução da degradação por corrosão das armaduras ordinárias devido à acção da carbonatação e à acção dos cloretos. Para além disso, adoptou-se uma abordagem probabilística para avaliar a segurança da estrutura ao longo da sua vida útil. Deste modo, o modelo inclui uma análise de fiabilidade de nível II para determinar a evolução ao longo do tempo do índice de fiabilidade associado aos estados limites de despassivação e fendilhação. O índice de fiabilidade é utilizado como indicador de desempenho da estrutura para decidir sobre a necessidade de intervenções de reparação. O modelo numérico foi implementado num programa de computador desenvolvido em ambiente *MATLAB*.

Para ilustrar as características e capacidades do modelo desenvolvido apresentam-se exemplos de aplicação referentes ao estudo do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão sujeitas à acção da carbonatação e dos cloretos.

Palavras-chave: sustentabilidade; ciclo de vida; pontes de betão armado; durabilidade; corrosão das armaduras; fiabilidade

ABSTRACT

Construction sustainability has gained increasing importance in recent years. Concerning this, the life-cycle analysis is of particular relevance mainly for structures, like road bridges, which are designed for a large service life. The life-cycle analysis must be performed to define an adequate inspection, maintenance and repair strategy in order to ensure the structure durability and the desired service life.

Civil Engineering structures experience the degradation of their materials due to the exposure to environmental actions. For reinforced concrete structures, its durability is affected by the reinforcement corrosion which is the most common degradation process in this type of structures. Due to deterioration it is necessary to adopt maintenance and repair measures in order to achieve the desired service life.

In this work a numerical model concerning the life-cycle of concrete road bridges is developed. The model allows the evaluation of the evolution of concrete degradation over time due to reinforcement corrosion caused by carbonation and chlorides action. Besides that, a probabilistic approach was adopted to evaluate the structure safety during its service life. The model includes a level II reliability analysis to calculate the evolution over time of the reliability index associated to the depassivation and cracking limit states. The reliability index is used as performance indicator to decide the need of repair. The numerical model was implemented in a computer program developed in *MATLAB* environment.

The features and applicability of the developed model are illustrated by numerical examples concerning the life-cycle of concrete road bridges subjected to carbonation and chlorides action.

Keywords: sustainability; life-cycle; concrete bridges; durability; reinforcement corrosion; reliability.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
SIMBOLOGIA	vi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Objectivos de trabalho	2
1.3 Organização do trabalho	2
2 ESTADO DE ARTE	4
2.1 Introdução	4
2.2 Alterações da estrutura ao longo da vida útil	4
2.3 Durabilidade de estruturas de betão	7
2.3.1 Ataque químico do betão	7
2.3.2 Corrosão das armaduras	9
2.4 Análise do ciclo de vida de pontes de betão	13
2.5 Fiabilidade de estruturas	15
3 MODELO PROBABILISTICO PARA O ESTUDO DO CICLO DE VIDA DE PONTES RODOVIÁRIAS DE BETÃO	26
3.1 Introdução	26
3.2 Modelação da deterioração do betão armado	26
3.2.1 Introdução	26
3.2.2 Modelação do tempo de iniciação devido à carbonatação	27
3.2.3 Estudo da evolução da profundidade de carbonatação	28
3.2.4 Modelação do tempo de iniciação devido aos cloretos	33
3.2.5 Estudo da evolução da concentração crítica de cloretos	36
3.2.6 Modelação do tempo de propagação	40
3.3 Análise de fiabilidade de nível II	41
3.3.1 Introdução	41
3.3.2 Estado limite de despassivação	42
3.3.3 Estado limite de fendilhação	44
3.3.4 Exemplos de verificação	45
4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	48
4.1 Introdução	48
4.2 Ponte sujeita à acção da carbonatação	48
4.2.1 Considerações gerais	48

4.2.2	Análise da fiabilidade – Estado limite de despassivação	49
4.2.3	Análise da fiabilidade – Estado limite de fendilhação	52
4.3	Ponte sujeita à acção dos cloretos	56
4.3.1	Considerações gerais	56
4.3.2	Análise da fiabilidade – Estado limite de despassivação	57
4.3.3	Análise da fiabilidade – Estado limite de fendilhação	59
5	CONCLUSÕES	63
5.1	Conclusões	63
5.2	Recomendações para estudos futuros	64
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65
	ANEXO A	67

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

C	Custo da estrutura
$C(x, t)$	Concentração dos cloretos à profundidade x após um tempo t de exposição aos cloretos
C_R	Concentração crítica de cloretos ao nível das armaduras
C_S	Concentração dos cloretos na superfície do betão
D	Coefficiente de difusão do dióxido de carbono no betão carbonatado com 65% de humidade relativa e 20°C; Coeficiente de difusão dos cloretos no betão
D_0	Coefficiente de difusão potencial, com o betão na idade de referência $t_0 = 28$ dias
E	Modulo de elasticidade
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
I_{corr}	Intensidade média da corrente de corrosão
M_{Rd}	Momento flector resistente
N_{Rd}	Esforço axial resistente
R	Capacidade resistente
R_{C65}	Resistência à carbonatação do betão
Rec	Recobrimento
S	Solicitação de carga
U_n	Variável normal reduzida
U	Vector de variáveis aleatórias no espaço normalizado
X_i	Variável aleatória
X	Vector de variáveis aleatórias
X_{carb}	Profundidade de carbonatação
X_{clor}	Profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos no interior do betão
$FORM$	Métodos de fiabilidade de primeira ordem (First Order Reliability Methods)

Letras minúsculas latinas

a	Quantidade de dióxido de carbono
b	Largura
c	Concentração de dióxido de carbono no exterior
$c_{LC}^{(I)}$	Custo inicial (construção)

$c_{LC}^{(PM)}$	Custo esperado de manutenção
$c_{LC}^{(INS)}$	Custo esperado da inspeção
$c_{LC}^{(REP)}$	Custo esperado de reparação
$c_{LC}^{(F)}$	Custo esperado em caso de rotura
d	Distância
erf	Função erro
$f_R(r)$	Função de densidade de probabilidade em relação à variável R
$f_S(s)$	Função de densidade de probabilidade em relação à variável S
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão do betão à compressão; resistência à compressão diametral do betão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
g	Função estado limite
g_U	Função estado limite da superfície obtida das variáveis normais reduzidas
h	Altura
k_0	Factor de valor 3
k_1	Factor que permite considerar a influência da humidade relativa
k_2	Factor que permite considerar a influência da cura
$k_{a/c}$	Parâmetro relacionado com a razão água/ cimento
$k_{D,c}$	Factor que tem em consideração a influência das condições de cura
$k_{D,RH}$	Factor que tem em consideração a influência da humidade relativa do ambiente
$k_{D,T}$	Factor que tem em consideração a influência da temperatura
n	Factor que depende da molhagem/secagem ao longo do tempo
p_f	Probabilidade de rotura
r_0	Raio inicial das armaduras passivas
t	Tempo
t_0	Período de referencia
t_g	Tempo de vida útil pretendido
t_i^{carb}	Tempo de iniciação devido à acção da carbonatação
t_i^{clor}	Tempo de iniciação devido à acção dos cloretos
t_p	Tempo de propagação

Δc Diferença de concentração de dióxido de carbono no exterior e na frente de carbonatação

Letras minúsculas gregas

α_i Coeficiente de sensibilidades
 β Índice de fiabilidade
 β_{FORM} Índice de fiabilidade obtido através do método FORM
 μ_i Média de uma distribuição
 σ_i Desvio padrão de uma distribuição
 σ^2 Variância de uma distribuição
 σ_c Valor médio da resistência de compressão do betão aos 28 dias
 Φ Função de distribuição de probabilidade normal reduzida
 ϕ_0 Diâmetro inicial das armaduras passivas

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

As estruturas de Engenharia Civil e em particular as pontes são projectadas para uma vida útil bastante alargada. Por esse motivo, é importante estudar o seu ciclo de vida para definir uma adequada estratégia de inspecção, manutenção e reparação de modo a garantir a durabilidade destas estruturas e a vida útil pretendida.

A sustentabilidade é um tema que tem vindo a ganhar maior importância na construção. Cada vez mais é importante construir estruturas sustentáveis, que satisfaçam critérios sociais, económicos e ambientais. De forma a garantir a sustentabilidade pretende-se, com a análise do ciclo de vida, minimizar os custos associados à construção, manutenção, inspecção e reparação, maximizando os benefícios.

Após a construção, as estruturas vão sofrendo degradação ao longo do tempo devido a alterações de utilização e a deterioração dos materiais. No caso de uma ponte rodoviária, a alteração das condições de utilização pode dever-se a um aumento do nível de tráfego. Quanto à deterioração dos materiais, existem várias causas naturais mas apenas se destacam as causas físicas, químicas e biológicas. Em virtude da degradação torna-se necessário realizar manutenções periódicas e reparações mais profundas de modo a garantir o adequado desempenho da estrutura ao longo da vida útil pretendida no projecto.

A corrosão das armaduras é o mecanismo de degradação mais comum em estruturas de betão armado e que afecta significativamente a durabilidade das mesmas. O processo de corrosão pode ocorrer por carbonatação e/ou pela acção dos cloretos, passando por duas fases: fase de iniciação e fase de propagação. Para melhorar a durabilidade destas estruturas, prolongando a sua vida útil, é importante prolongar a fase inicial do processo de corrosão, para isso, as escolhas efectuadas na fase de projecto são fundamentais.

Para detectar eventuais alterações recorre-se a inspecções periódicas, à observação e a sistemas de monitorização a fim de avaliar o estado da estrutura e alertar para a necessidade de efectuar reparações e/ou substituição de elementos. Para avaliar em que momento é necessário intervir existem parâmetros que ajudam nessa decisão. Um desses parâmetros é o índice de fiabilidade que permite avaliar a segurança estrutural estando associado a estratégias de gestão de risco. Importa referir que quando é efectuada uma acção de manutenção/ reparação a vida útil da estrutura é prolongada, levando a um aumento do índice de fiabilidade.

Neste sentido, com a análise do ciclo de vida e visando a sustentabilidade, procura-se encontrar a solução que minimize o custo global da estrutura. A solução óptima de inspeção/reparação ao longo da vida útil da estrutura é aquela que permite minimizar o custo total esperado do ciclo de vida mantendo a fiabilidade estrutural em condições de serviço. Esta também é uma técnica essencial que ajuda na tomada de decisão de grandes investimentos em geral e nas pontes em particular.

O presente trabalho insere-se no âmbito do estudo do ciclo de vida de pontes de betão. Deste modo, pretende-se desenvolver um modelo que traduza a evolução ao longo do tempo do índice de fiabilidade da estrutura sujeita à corrosão das armaduras devido à acção da carbonatação e dos cloretos. Com esta informação será possível decidir sobre a necessidade de realizar intervenções de reparação para assegurar a vida útil pretendida para a estrutura.

1.2 Objectivos de trabalho

Tendo em conta o que foi referido na secção anterior, o objectivo principal deste trabalho é o desenvolvimento de um modelo numérico para o estudo do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão. Pretende-se que o modelo descreva a evolução da degradação do betão por corrosão das armaduras devido à acção da carbonatação e à acção dos cloretos. Para além disso, pretende-se adoptar uma abordagem probabilística para avaliar a segurança da estrutura ao longo da sua vida útil de modo a utilizar o índice de fiabilidade como um indicador de desempenho da mesma. O conhecimento da evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo permitirá a definição de estratégias de reparação para manter o nível de desempenho ao longo da vida útil pretendida.

1.3 Organização do trabalho

Esta dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos e um anexo, sendo apresentado de seguida uma breve descrição dos mesmos.

No Capítulo 1 faz-se o enquadramento do tema da presente dissertação, apresentam-se os objectivos desta e a sua organização.

No Capítulo 2 apresenta-se o estado de arte referente ao tema da análise do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão. Começa-se por salientar os principais aspectos que provocam alterações das estruturas de Engenharia Civil, prestando-se especial atenção aos aspectos relacionados com a durabilidade das estruturas de betão. Neste âmbito, refere-se em detalhe a degradação por corrosão das armaduras, quer devido à acção da carbonatação, quer devido à acção dos cloretos. Posteriormente refere-se a importância da análise do ciclo de vida, em que consiste e faz-se a revisão de alguns trabalhos anteriores nesta temática. Por fim apresentam-se

os conceitos essenciais relacionados com a fiabilidade de estruturas que será utilizada no desenvolvimento do modelo numérico.

No Capítulo 3 apresenta-se o modelo numérico desenvolvido para o estudo do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão. Começa-se por apresentar os modelos de deterioração do betão por corrosão das armaduras, quer devido à acção da carbonatação, quer devido à acção dos cloretos, seguindo as indicações da Especificação E 465 (LNEC, 2005). Posteriormente apresenta-se a formulação adoptada para análise de fiabilidade de estruturas de betão armado sujeitas a deterioração por corrosão das armaduras utilizando os modelos referidos.

No Capítulo 4 são apresentados os exemplos de aplicação do modelo desenvolvido para o estudo do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão. Os índices de fiabilidade associados aos estados limites de despassivação e fendilhação são usados como indicadores de desempenho da estrutura. Tendo em conta a evolução destes indicadores ao longo da vida útil sugerem-se estratégias de reparação.

No Capítulo 5 indicam-se as principais conclusões obtidas com a realização deste trabalho e apresentam-se algumas ideias para eventuais trabalhos futuros.

Apresenta-se também a listagem das referências bibliográficas que foram utilizadas para a realização desta dissertação.

Por último, no Anexo A é apresentado um diagrama de funcionamento do modelo numérico desenvolvido em ambiente *MATLAB* para avaliar a segurança da estrutura ao longo do seu ciclo de vida.

2 ESTADO DE ARTE

2.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se um enquadramento do tema da presente dissertação, ou seja, o estudo do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão, prestando-se especial atenção à análise de fiabilidade da estrutura.

Começa-se por referir que as estruturas de Engenharia Civil sofrem alterações ao longo da sua vida útil, quer por alterações das condições de utilização, quer por degradação dos materiais que as constituem na medida em que estes estão sujeitos às acções ambientais. Para fazer face a estes aspectos salienta-se ainda a importância de efectuar inspecções e manutenções periódicas, assim como proceder a reparações de modo a assegurar a vida útil pretendida para uma dada estrutura.

Posteriormente, referem-se os principais aspectos relacionados com a durabilidade de estruturas de betão e quais os principais mecanismos que provocam a degradação das mesmas.

De seguida indicam-se alguns aspectos essenciais no que se refere à análise do ciclo de vida de estruturas, nomeadamente a minimização do custo global da estrutura. Faz-se também uma revisão de alguns trabalhos de outros autores acerca da análise do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão.

Por fim, apresentam-se conceitos fundamentais sobre fiabilidade de estruturas para contextualizar a metodologia adoptada no desenvolvimento do modelo numérico para avaliar a segurança estrutural de pontes rodoviárias de betão.

2.2 Alterações da estrutura ao longo da vida útil

As estruturas de Engenharia Civil são projectadas em função da sua utilização, pretendendo-se que resistam às acções devidas ao peso próprio dos materiais e a acções externas, quer ambientais, quer devido à sua utilização.

No caso particular de uma ponte rodoviária é necessário ter em consideração as cargas devido ao peso próprio dos materiais, as acções exteriores (vento, neve, temperatura, etc.) a as cargas devido ao tráfego rodoviário.

De acordo com a Figura 2.1 pode referir-se que, ao longo da sua vida útil, uma estrutura sofre um decréscimo progressivo das características do comportamento estrutural. Com o objectivo de manter o comportamento pretendido para a estrutura deverão ser efectuadas operações de

rotina de carácter preventivo (conservação necessária), ou operações essenciais que garantam o funcionamento da estrutura dentro dos limites de segurança (conservação essencial). O decréscimo do nível de desempenho da estrutura ao longo da sua vida útil pode dever-se, quer a alterações nas condições de utilização, quer à degradação dos materiais que constituem a estrutura devido aos efeitos das acções ambientais.

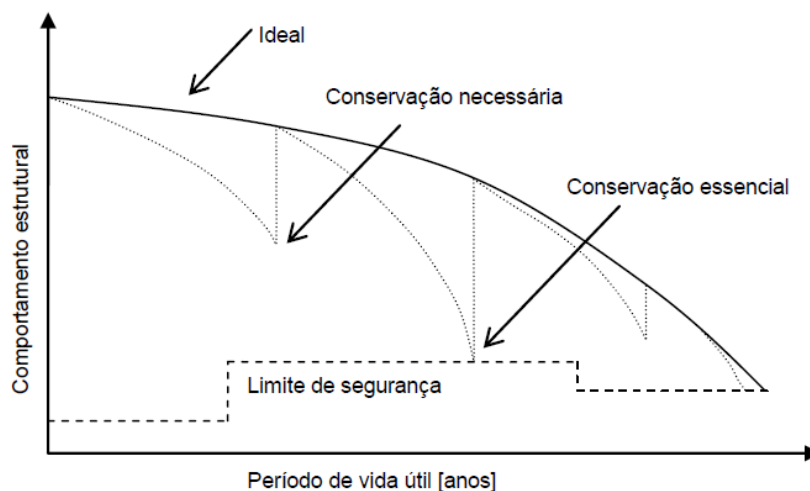


Figura 2.1 – Reposição dos níveis de segurança estrutural (Santa e Bergmeister, 2000).

Deste modo, para que as estruturas se mantenham em boas condições de segurança, é essencial efectuar intervenções de manutenção e reparação. No caso das pontes rodoviárias, um aumento ou modificação do tipo de tráfego, traduz-se em alterações das condições de utilização para as quais a estrutura foi projectada. A segurança estrutural deverá ser avaliada para as novas condições de modo a decidir-se sobre a necessidade de reforço ou mesmo de alteração estrutural de forma a garantir o adequado desempenho da estrutura.

Nem sempre surgem alterações nas condições de utilização, contudo, em virtude da exposição às acções ambientais os materiais sofrem deterioração. A deterioração pode ser descrita como um processo que leva a um estado de ruína que resulta da sua normal utilização, sem contabilizar os danos provocados por sismos, acidentes ou fogo (Rahim e Johnston, 1993).

A Figura 2.3 representa de forma esquemática os vários mecanismos de deterioração e de que forma estes influenciam o desempenho das estruturas de betão.

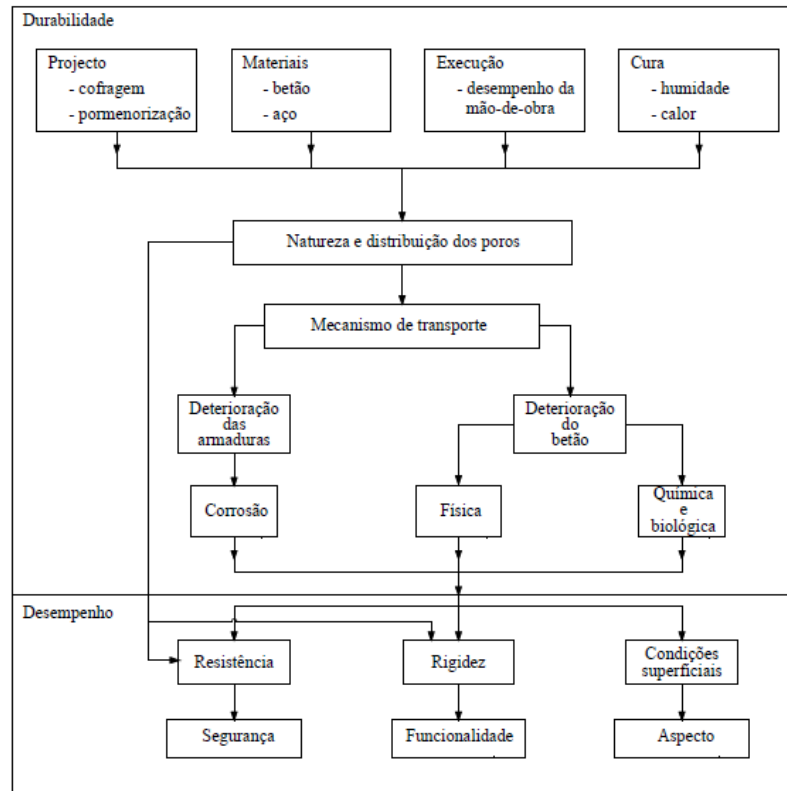


Figura 2.2 – Relação entre os principais mecanismos de deterioração de estruturas de betão (CEB, 1992).

Existem várias causas naturais que provocam a degradação dos materiais, destacando-se: as acções físicas, químicas e biológicas. As armaduras sofrem problemas de corrosão mesmo que não se encontrem expostas ao meio ambiente. O betão pode degradar-se devido a acções físicas tais como: ciclos de gelo/degelo que resulta das variações do estado da água que se encontra na superfície e no interior da massa de betão provocando uma delaminação deste; retracção que é uma propriedade do betão mas que ao longo do tempo provoca uma redução volumétrica deste originando fendilhação; fluência que é uma propriedade reológica do betão; abrasão que resulta do desgaste por atrito da camada superficial do betão, mas só ocorre em pontes com o pavimento constituído por betão; erosão, que no caso das pontes apenas se poderá sentir, por exemplo, nos pilares sobre um curso de água; cavitação resultante do desgaste provocado pela existência de água em movimento que leva a destruição da superfície do betão; e por fim as tensões térmicas que provêm das variações de temperatura do meio ambiente ou provocadas pelos gradientes térmicos que resultam de hidratação do cimento (Almeida, 2013).

Das acções químicas que provocam a degradação do betão armado, pode destacar-se: a carbonatação que resulta da reacção química entre o dióxido de carbono, existente na atmosfera, com o hidróxido de cálcio presente no betão, diminuindo a alcalinidade deste; a acção de

cloretos que ocorre quando a sua concentração atinge o teor crítico junto das armaduras levando a sua corrosão; reacção álcalis-agregado, ainda é uma reacção em estudo mas é provocada pela quantidade de sílica reactiva presente nos agregados; o ataque por sulfatos que resulta da reacção química entre os aluminatos que se encontram no betão e os iões sulfato levando ao aparecimento de fissuras e a perda de adesão e resistência do betão; e o ataque de ácidos que resulta da reacção entre os ácidos e os constituintes do betão, levando a fenómenos de lixiviação, provocando, gradualmente, a degradação da resistência do betão (Almeida, 2013)

A acção biológica é provocada pela actividade metabólica de várias espécies de bactérias e fungos, presentes em águas residuais, que levam a degradação do betão. Este tipo de degradação, no caso das pontes, não é significativo (Almeida, 2013).

Alguns problemas de degradação podem ser minimizados na fase de construção e se, ao longo da vida útil da estrutura, forem detectados a tempo, podem ter solução, sendo apenas necessário efectuar algumas reparações. Por vezes, estes problemas não são detectados a tempo e é necessário a substituição de alguns elementos ou até mesmo de toda a estrutura. Por este motivo a manutenção e a reparação da estrutura assumem especial relevância.

2.3 Durabilidade de estruturas de betão

Pode definir-se durabilidade como a capacidade de uma estrutura garantir, ao longo da sua vida útil, as funções para as quais foi projectada, sem envolver custos de manutenção ou reparação não previstos.

As estruturas de betão estão sujeitas a vários mecanismos de deterioração que afectam a durabilidade das mesmas e o seu desempenho ao longo do tempo.

De seguida descrevem-se os mecanismos mais relevantes de deterioração das estruturas de betão, nomeadamente, o ataque químico do betão e a corrosão das armaduras.

2.3.1 Ataque químico do betão

- **Reacção álcalis-agregado**

A reacção álcalis-agregado envolve reacções complexas, não sendo ainda bem conhecida. Esta reacção ocorre entre alguns agregados reactivos, como a sílica, os silicatos e os carbonatos, e os iões hidróxido (OH⁻), e alcalinos, como os iões potássio (K⁺) e sódio (Na⁺), que se encontram nos constituintes do betão. A proporção de sílica reactiva presente na constituição do betão é importante, pois determina a reactividade de alguns agregados.

A origem de grande parte dos álcalis presentes no betão está no cimento que é utilizado, mas por vezes também pode ter origem nos outros constituintes do betão ou até das condições a que a estrutura está exposta.

A reacção mais frequente é a reacção álcalis-sílica que resulta da combinação química dos hidróxidos, que provem da hidratação do betão, com a sílica reactiva, que está presente nos agregados, formando um gel que em contacto com a água expande dando origem a tensões internas que levam à formação de fendas.

Para que aconteça a reacção álcalis-sílica é indispensável que ocorram simultaneamente as seguintes condições: presença de sílica reactiva; elevada percentagem de alcalinos (potássio e sódio) e humidade suficiente.

As estruturas que estão sujeitas à elevada presença de água são mais afectadas por este problema. Uma forma de minimizar estes efeitos passa por não escolher agregados reactivos, verificar a quantidade de água presente no betão assim como a percentagem de alcalinos, aplicar um betão com uma baixa relação água/cimento e utilizar aditivos.

- **Sulfatos**

A deterioração devido aos sulfatos ocorre, quando estes, que estão presentes em alguns componentes do betão ou no exterior, reagem com o alumínio que se encontra nos constituintes do cimento. Os sulfatos ao entrar em contacto com o hidróxido de cálcio e os aluminatos de cálcio, que resultam da hidratação do cimento, reagem e dão origem a componentes que com o aumento de volume vão provocar forças expansivas levando à fendilhação no betão.

As reacções provocadas pelos sulfatos só aumentam na presença de água, sendo este um factor a controlar para minimizar os efeitos da deterioração.

Os sulfatos também desenvolvem reacções internas, que ocorrem quando no interior do betão são atingidas temperaturas elevadas devido à hidratação do cimento, impedindo a reacção do sulfato de cálcio do cimento. Assim, os iões sulfato reagem com os aluminatos após o endurecimento do betão provocando uma grande expansão que origina fendas no betão. Esta situação só tem relevância em elementos de grandes dimensões que consequentemente envolve uma betonagem de grandes massas de betão.

- **Ácidos**

Esta reacção ocorre quando os ácidos reagem com o hidróxido de cálcio provocando a sua lixiviação e diminuição do pH do betão, o que leva à degradação da resistência do betão. Os ácidos que originam reacções que contribuem de forma negativa para a resistência do betão,

são organizados em dois grupos: os ácidos orgânicos (ácido láctico e o fórmico) e os ácidos inorgânicos ou minerais (ácido sulfúrico e o nítrico). Esta reacção não acontece muitas vezes em pontes, pois não é muito frequente estas estarem sujeiras a este tipo de reagentes.

- **Água do mar**

A acção da água do mar pode actuar na estrutura de duas formas: a acção mecânica provocada pelas ondas levando à erosão por abrasão dos elementos estruturais, e a acção química que resulta da reacção entre os constituintes presentes na água do mar com os constituintes do betão. A água do mar contém cloretos, sulfatos, magnésio, potássio e sódio que originam a lixiviação de hidróxido de cálcio, pondo em risco a estrutura de betão. Como a água do mar contém sulfatos, estes vão actuar no exterior da estrutura originando fendas no betão. A acção dos sulfatos já foi referida anteriormente.

2.3.2 Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras é o processo de deterioração mais comum em estruturas de betão armado e ocorre quando a camada de recobrimento é degradada, deixando as armaduras desprotegidas. Isto acontece quando há uma diminuição significativa da alcalinidade do betão (o pH desce abaixo de 10) provocada pela carbonatação, ou quando os iões cloreto atravessam a camada de betão até à zona das armaduras atingindo o seu teor crítico. Quando as armaduras deixam de estar protegidas pelo betão designa-se despassivação.

Segundo o modelo de Tuutti (1982), que foi adoptado no âmbito deste trabalho, a deterioração por corrosão envolve duas fases:

- Fase de iniciação: corresponde ao processo que origina a despassivação das armaduras, não ocorrendo deterioração significativa;
- Fase de propagação: está relacionado com o processo de corrosão correspondendo á fase em que a deterioração de desenvolve.

A Figura 2.8 representa de forma esquemática as fases da deterioração ao longo do tempo.

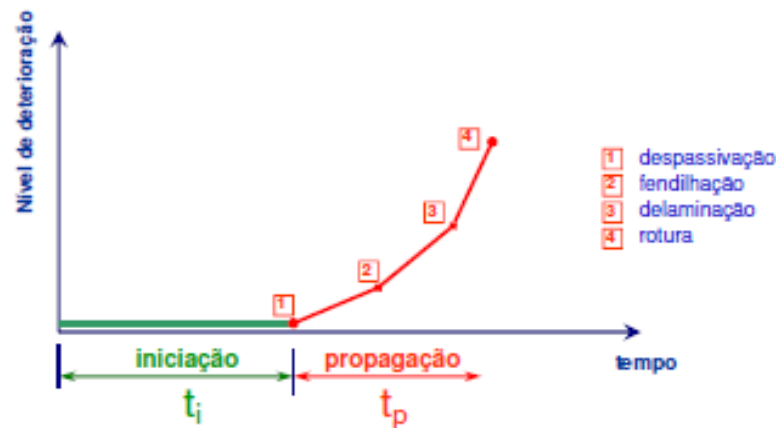


Figura 2.3 – Deterioração das armaduras ao longo do tempo (Costa, 1999)

Para que as estruturas de betão armado tenham uma boa durabilidade, ou seja, que desempenhem bem as suas funções ao longo do tempo de vida útil, é importante que a fase de iniciação seja mais prolongada no tempo.

• Fase de iniciação

Como já foi dito, a fase inicial envolve a despassivação das armaduras, este processo pode ocorrer através de 2 formas: pela carbonatação do betão ou pela penetração de cloretos.

O processo de carbonatação acontece quando o dióxido de carbono (CO_2), que se encontra na atmosfera, se difunde no betão reagindo com o hidróxido de cálcio levando a uma diminuição do pH.

Os cloretos (Cl^-), que se encontram sobretudo na água do mar e na atmosfera nas zonas junto ao mar, penetram o betão através de processos de absorção, difusão e permeação.

A velocidade com que o dióxido de carbono e os cloretos penetram nas estruturas depende de vários factores tais como: as condições de exposição, da qualidade do betão e da presença ou não de elementos que protegem a superfície de betão. Para que a estrutura seja resistente à penetração destas substâncias é preciso ter em atenção a composição do betão, a forma como é colocado em obra e da cura. Estas características, são influenciadas pela relação água/cimento (a/c), sabendo que a qualidade do betão piora à medida que esta relação aumenta.

O teor de humidade do betão também influencia a velocidade de penetração do dióxido de carbono, ou seja, quanto maior for o teor de humidade mais lenta é a penetração desta substância no betão. A quantidade de cimento presente no betão é outro factor importante pois durante a hidratação é libertado hidróxido de cálcio que afecta a sua capacidade resistente. .

O recobrimento permite proteger as armaduras contra estas substâncias, sendo que, quanto maior for o recobrimento mais difícil é a penetração destas substâncias no betão e, conseqüentemente, o efeito que estas provocam nas armaduras é retardado.

A profundidade de carbonatação ao longo do tempo t pode ser dada pela seguinte equação:

$$x = K\sqrt{t} \quad (2.1)$$

Em que K é o coeficiente de carbonatação. Quanto maior for este parâmetro menor é a capacidade resistente do betão à penetração do CO_2 .

Os cloretos ao entrarem no betão vão originar nas camadas superiores uma maior concentração de cloretos que vai diminuindo em profundidade, designando-se por perfil de cloretos. O transporte dos cloretos da superfície do betão para o interior pode ser efectuado por dois mecanismos: por absorção, sendo este um mecanismo mais rápido, e por difusão, que é um mecanismo mais lento.

A velocidade com que os cloretos penetram a camada de betão aumenta quando este está exposto a períodos de molhagem/secagem com água salgada, levando a uma maior concentração de cloretos na sua superfície e a um aumento do transporte dos cloretos para o seu interior por absorção.

No caso da carbonatação quando o teor de humidade é elevado, e em particular, em estruturas sujeitas à acção da água do mar, a velocidade de carbonatação é lenta, mas a existência de cloretos pode levar a que as armaduras percam a protecção do betão. A penetração dos cloretos pode ser acelerada se a carbonatação ocorrer em simultâneo.

Uma conclusão importante é que o início da corrosão, quando as estruturas estão apenas sujeitas à carbonatação, ocorre mais tarde do que para as estruturas que estão sujeitas à acção dos cloretos, não esquecendo que a classe do betão é um factor importante.

- **Fase de propagação**

Esta fase está relacionada com o processo de corrosão que ocorre devido a uma reacção electroquímica, em que o ferro é modificado e passa a óxido de ferro. Para que esta reacção ocorra a armadura despassivada é o ânodo, o cátodo é a área de armadura que está em contacto com o O_2 , o condutor eléctrico é a armadura e o electrólito é o betão.

A corrosão só se desenvolve depois da despassivação das armaduras e se estas estiverem em contacto com a água e oxigénio, para poder funcionar como electrólito e para que ocorram as reacções catódicas.

A velocidade de corrosão é influenciada por muitos parâmetros:

- A acção dos cloretos faz acelerar a corrosão em relação à carbonatação do betão;
- A qualidade do betão, avaliado pelo parâmetro da resistividade, sabendo que quanto menor for este parâmetro maior é a velocidade de corrosão;
- O teor de humidade e a permeabilidade do betão que influencia a entrada de oxigénio até à zona das armaduras, afecta a velocidade de corrosão.

A resistividade é um parâmetro que permite avaliar a qualidade do betão em função do teor de humidade, sabendo que o valor da resistividade é o inverso do valor da humidade relativa. Este parâmetro, por sua vez, para o mesmo teor de humidade, vai aumentando em função da qualidade do betão e é uma característica que evolui no tempo a par com a resistência mecânica.

A corrosão pode surgir nas armaduras de duas maneiras: a corrosão localizada, que surge devido à presença de cloretos, e a corrosão generalizada, que está relacionada com o processo de carbonatação. Este é um dos maiores problemas que afecta as armaduras e consequentemente, as estruturas de betão quer a nível estético quer a nível resistente.

O processo de corrosão gera óxidos e hidróxidos de ferro que provocam um aumento de volume originando forças expansivas que levam ao aparecimento de fendas no betão assim como à sua delaminação e à separação da camada de recobrimento pondo as armaduras em evidência. As armaduras sujeitas à corrosão, vão sofrer uma diminuição da sua área de secção e perdem ductilidade.

As fendas que surgem no betão devido à corrosão, apresentam-se paralelamente às armaduras e ao longo da sua evolução podem ser perpendiculares à superfície ou paralelas à face.

A EN 1992-1-1 (2010) estabelece várias classes de exposição em função das condições ambientais. Nos Quadros 2.2 e 2.3 apresentam-se as classes de exposição em função da corrosão por carbonatação ou por cloretos.

Quadro 2.1 – Classes de exposição para a acção da carbonatação (EN 1992-1-1, 2010)

Corrosão induzida por carbonatação		
Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande numero de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios em uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2

Quadro 2.2 – Classes de exposição para a acção dos cloretos (EN 1992-1-1, 2010)

Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar		
Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar	Estruturas próximas da costa ou na costa
XS2	Permanentemente submerso	Elementos de estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da marítima	Elementos de estruturas marítimas

2.4 Análise do ciclo de vida de pontes de betão

A análise do ciclo de vida de uma estrutura, inserida na temática da sustentabilidade da construção, tem como principal finalidade a minimização dos custos globais da estrutura, que incluem os custos da construção, da conservação e da rotura. Nos custos de conservação inclui-se o custo da manutenção, da inspecção e da reparação. A análise desses custos é vista como uma ferramenta fundamental que permite ajudar no momento de decisão de grandes investimentos, nomeadamente nas pontes. O custo total do ciclo de vida (c_{LC}) pode ser calculado através da seguinte expressão (Frangopol et al., 1997):

$$c_{LC} = c_{LC}^{(I)} + c_{LC}^{(PM)} + c_{LC}^{(INS)} + c_{LC}^{(REP)} + c_{LC}^{(F)} \quad (2.2)$$

Em que, $c_{LC}^{(I)}$ é o custo inicial (construção), $c_{LC}^{(PM)}$ é o custo esperado da manutenção, $c_{LC}^{(INS)}$ é o custo esperado da inspeção, $c_{LC}^{(REP)}$ é o custo esperado de reparação e $c_{LC}^{(F)}$ é o custo esperado em caso de rotura (falência). Os custos que foram referidos são custos estimados ao longo da vida útil da estrutura.

Com o objectivo de avaliar a estrutura, a fiabilidade após a inspeção pode ser comparada com a fiabilidade mínima aceitável, determinando assim a segurança relativa da estrutura. Contudo, a precisão destes resultados são incertos sendo muitas vezes mais adequado analisar a fiabilidade de pontes para efeitos de risco. Desta forma, pode levar a medidas de gestão de risco (classificação do risco) para a inspeção, manutenção, reparação ou até substituição. Assim sendo, o custo de ciclo de vida pode ser utilizado para quantificar o custo esperado de uma decisão (Stewart, 2001).

Almeida (2013), na sua tese de doutoramento, estudou de que forma poderia calcular os custos de ciclo de vida de tabuleiros de pontes em betão armado. Este autor considera que o custo de ciclo de vida de pontes inclui os custos directos, associado aos materiais, e os custos dos utentes. No cálculo dos custos directos recorreu a um modelo de deterioração determinístico, com base nos principais mecanismos de deterioração. Este modelo permite a estudar o comportamento das estruturas de betão armado, ajudando na escolha de materiais e possibilitando determinar qual o custo do ciclo de vida e qual a melhor estratégia de construção e reparação que permita minimizar esse custo. Como principais conclusões pode referir-se que: a vida útil das estruturas de betão armado está directamente dependente de vários factores, como, a classe resistente do betão, o tipo de cimento e a sua dosagem, o recobrimento das armaduras, entre outros; os custos directos associados às obras de reparação são inferiores ao custo do utente; optar por soluções estruturais que possibilitam uma vida útil mais alargada é mais económico a longo prazo do que optar por soluções com uma vida útil inferior.

Segura *et al.* (2017) realizaram um trabalho que aborda a fiabilidade na optimização de pontes com vigas em caixão de betão armado pós-tensionadas sujeitas à acção da corrosão. Nesse trabalho pretendia-se determinar o custo ideal do ciclo de vida e das emissões de CO₂ para diferentes objectivos: menor custo inicial, tempo de iniciação de corrosão mais longo ou a máxima segurança. Os autores consideraram a corrosão originada pela acção dos cloretos que se traduz na redução da área de aço. Os autores concluíram que: para uma ponte, que se encontra sujeita a várias condições de deterioração, a melhor estratégia de manutenção é aquela em que são reparadas todas as superfícies deterioradas ao mesmo tempo, levando a efectuar menos intervenções de manutenção; os custos do ciclo de vida podem ser menores no caso em que a

estrutura é projectada para que o tempo de iniciação de corrosão seja mais longo, sobretudo quando é utilizado betão de alta resistência.

De entre outros estudos, destaca-se um efectuado por Frangopol *et al.* (1997) em que é proposto um método para otimizar as estratégias de manutenção/reparação ao longo da vida útil das estruturas de betão que sofrem deterioração devido à corrosão, com base na fiabilidade e na relação custo-eficácia. A solução óptima é aquela que apresenta um menor custo total do ciclo de vida, mantendo a fiabilidade estrutural. O custo total do ciclo de vida inclui o custo inicial e os custos de manutenção, inspecção, reparação e rotura. De entre as conclusões obtidas, interessa destacar algumas: efectuar inspecções/reparações em intervalos de tempo não uniformes é mais económico e requer menos inspecções/reparações ao longo da vida útil da estrutura do que estabelecer inspecções com o mesmo intervalo de tempo; o número óptimo de inspecções e o custo total esperado aumentam com o aumento da taxa de corrosão; o custo total esperado foi mais sensível à taxa de corrosão e ao custo da rotura.

2.5 Fiabilidade de estruturas

Fiabilidade é a probabilidade de uma estrutura não atingir um determinado estado limite durante um intervalo de tempo. Trata-se de uma grandeza quantitativa (probabilística) que pode ser calculada ou estimada. É relevante referir que a definição de fiabilidade estrutural envolve aspectos importantes como: o bom funcionamento em condições de serviço, a resistência e segurança estrutural, a durabilidade e a robustez.

Incertezas

O objectivo da fiabilidade estrutural consiste em tratar as incertezas que envolvem o projecto de estruturas com o intuito de garantir um valor aceitável da sua probabilidade de colapso. A probabilidade de colapso da estrutura é baixa, estes casos apenas ocorrem em situações extraordinárias de elevada solicitação e/ou se esta apresentar uma resistência anormalmente baixa. Como o processo de dimensionamento das estruturas é aleatório, pois envolve a utilização de parâmetros de natureza aleatória como a intensidade das acções, as características da resistência dos materiais, etc., é difícil garantir que uma estrutura seja totalmente segura (Guerreiro, 1999).

A dificuldade em assegurar que a estrutura seja totalmente segura tem por base as incertezas relacionadas com a falta de conhecimento do comportamento, das características e parâmetros do sistema estrutural. Com o objectivo de compreender os vários aspectos que influenciam a probabilidade de ruína, estas incertezas têm sido alvo de tentativas de classificação. Inicialmente as incertezas foram classificadas de forma genérica em dois grupos: as incertezas de origem natural e incertezas devidas à intervenção do homem.

Devido à existência de inúmeras fontes de incerteza e visto que estas são determinantes para a compreensão do comportamento estrutural, muitos foram os autores (Thoft-Christensen em 1982, Melchers em 1987, Nowark em 2000, entre outros) que se dedicaram ao estudo destas incertezas. Sendo então divididas nos seguintes grupos:

- Incertezas físicas: estão associadas à impossibilidade de controlar fenómenos naturais como as variações de pressão do vento, queda de neve, acção sísmica, etc e as propriedades mecânicas dos materiais. Para avaliar este tipo de incertezas é necessário recorrer a grandes fontes de informação e a controlos de qualidade convenientes, contudo, é difícil a sua avaliação por se tratarem de incertezas com características imprevisíveis.
- Incertezas na modelação: quando se pretende dimensionar uma estrutura recorre-se a ferramentas computacionais para determinar os cálculos numéricos, no entanto, para a realização destes cálculos são efectuadas aproximações teóricas do comportamento real da estrutura e dos seus materiais, assim como, as acções actuantes e os seus efeitos são simplificados. Com o objectivo de minimizar estas considerações, utilizam-se variáveis que aproximem o comportamento teórico do real.
- Incertezas estatísticas: resulta da utilização de parâmetros estatísticos para definir uma determinada variável que é obtida em função da recolha limitada de informações. A utilização destas variáveis origina incertezas que podem ser atenuadas com o aumento de informação e com o melhoramento da função de distribuição ao introduzir mais dados.
- Incerteza devido a factores humanos: a natureza deste tipo de incertezas resulta, como o nome indica, de factores humanos associados à actividade de construção desde a fase de projecto até à fase de utilização. Ao longo destas fases vão sendo introduzidos erros. Para minimizar este tipo de incertezas é importante recorrer a equipas especializadas e experientes.

Estado limite

Define-se estado limite como uma condição que quando excedida pode prejudicar o funcionamento da estrutura para o qual esta foi construída pondo em causa a utilização da mesma ou a segurança dos utilizadores.

Como a fiabilidade está relacionado com o estado limite da estrutura é importante definir os estados limites em função da importância dos prejuízos provocados. Assim, foi essencial introduzir dois tipos de estado limite, um relacionado com a segurança e outro relacionado com o funcionamento da estrutura:

- Estados Limites Últimos: estão associados ao colapso total ou parcial da estrutura levando a prejuízos muito graves, que põe em causa a segurança humana e dos equipamentos.
- Estados Limites de Utilização: estão associados ao estado a partir do qual a estrutura sofre alterações que põe em causa o seu bom funcionamento, a sua durabilidade ou a sua estética.

Classificação dos níveis de verificação de segurança

Depois da definição dos vários tipos de incertezas que envolvem o projecto de estruturas e de perceber a sua origem, bem como, a definição de estado limite é necessário conjugar estas duas definições para avaliar a segurança do sistema estrutural, ou seja, métodos que avaliem as incertezas associadas ao sistema estrutural garantindo uma margem de segurança.

Então a verificação de segurança foi dividida em 3 grupos em função do seu grau de complexidade:

- Nível 1: os métodos de análise neste nível são semi-probabilísticos utilizando algoritmos de dimensionamento que de certa forma estão relacionados com a probabilidade de rotura. Para garantir a segurança estrutural são utilizados coeficientes de segurança, que resultam do conceito de estado limite, e vão afectar as variáveis envolvidas. Os valores das variáveis envolvidas podem ser nominais ou característicos e resultam de um análise estatística de distribuição.
- Nível 2: está relacionado com métodos de carácter probabilístico, que recorrem ao conhecimento das variáveis envolvidas, através de métodos estatísticos que permitam estudar a sua dispersão e a sua tendência central. Baseia-se na utilização de métodos simplificados, sendo esta uma das maiores limitações, para a determinação da probabilidade de rotura. O método mais utilizado para avaliar a probabilidade de rotura é o índice de fiabilidade. São exemplos dos métodos de nível 2, os métodos *FOSM (First Order Second Moment)*, *FORM (First Order Reliability Method)* e *SORM (Second Order Reliability Method)*.
- Nível 3: corresponde a métodos de probabilidade exacta utilizando cálculos exactos dos integrais que caracterizam a probabilidade de rotura. Esta probabilidade pode ser calculada analiticamente, aplicada apenas em casos simples, e através dos métodos de simulação, como por exemplo o método de Monte Carlo. Devido à complexidade dos sistemas estruturais este tipo de análise é limitada em casos reais.

Probabilidade de rotura

Para determinar a probabilidade de rotura considera-se, de forma simplificada, apenas duas variáveis, a capacidade resistente, R , e o efeito das acções, S . Com o objectivo de avaliar a segurança da estrutura utiliza-se uma função estado limite, $g(R, S)$, definida por:

$$g(R, S) = R - S \quad (2.3)$$

A partir desta expressão define-se a condição de fronteira que separa a zona de segurança da zona de rotura:

$$g(R, S) = R - S = 0 \quad (2.4)$$

A rotura da estrutura ocorre quando o efeito das acções é superior à capacidade resistente. Assim, a probabilidade de rotura, p_f , de uma estrutura ou de um elemento estrutural poderá ser expressa da seguinte forma:

$$p_f = P(R \leq S) = P(R - S \leq 0) = P\left(\frac{R}{S} \leq 1\right) \quad (2.5)$$

Simplificando,

$$p_f = P(g(R, S) \leq 0) \quad (2.6)$$

Admitindo que as variáveis R e S são independentes e que a função de densidade de probabilidade é dada por $f_R(r)$ e $f_S(s)$, respetivamente, então a probabilidade de rotura é expressa da seguinte forma:

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{s \geq r} f_R(r) \cdot f_S(s) dr ds \quad (2.7)$$

A Figura 2.4 apresenta as funções de densidade de probabilidade ($f_R(r)$ e $f_S(s)$), assim como a probabilidade de rotura.

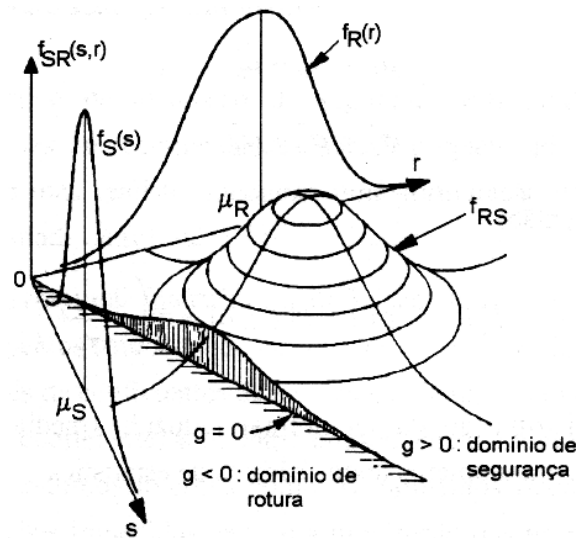


Figura 2.4 – Representação gráfica da probabilidade de rotura (Henriques, 1998)

As variáveis R e S , apesar de terem origens diferentes, podem ser definidas por uma variável genérica comum, X . Ao considerar a função de distribuição de probabilidade da variável da capacidade resistente, $F_R(x)$, a expressão (2.6) passa a ser definida como:

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) \cdot f_L(x) dx \quad (2.8)$$

Este integral representa então a probabilidade de rotura, também designado por integral de convolução. O integral representa o somatório dos casos em que a capacidade resistente é inferior ao efeito das acções actuante no sistema estrutural.

Índice de fiabilidade

Com o objectivo de quantificar a fiabilidade das estruturas, Cornell (1969), apresentou um método de fiabilidade estrutural designado por *FOSM (First Order Second Moment Reliability Method)*. Este método permite determinar o índice de fiabilidade, β , que traduz de forma indirecta a probabilidade de rotura, permitindo assim avaliar a segurança das estruturas. Este primeiro método foi importante para a determinação do índice de fiabilidade, mas apresentava algumas limitações. Na tentativa de melhorar este método e ultrapassar estas limitações, Rackwitz e Fiessler (1978), desenvolveram um método designado *FORM (First Order Reliability Methods)* e mais tarde o *SORM (Second Order Reliability Methods)* (Delgado, 2002).

Como já foi referido, considera-se que R e S representam a capacidade resistente e o efeito das acções, respectivamente. Estas variáveis são aleatórias, independentes e com distribuição

normal. Para representar a condição de fronteira introduz-se a variável Z , definida como a diferença entre a capacidade resistente e o efeito das acções.

Sabendo a definição da probabilidade de rotura, a expressão (2.4) pode ser modificada:

$$p_f = P(R - S \leq 0) = P(Z \leq 0) \quad (2.9)$$

destas variáveis, conclui-se que a variável Z também apresenta uma distribuição normal, sendo a média e o desvio padrão normal obtidos, respectivamente, da seguinte forma:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (2.10)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (2.11)$$

Conhecendo as características da variável Z é possível determinar a probabilidade de rotura através da expressão (2.9), transformando a variável Z em variável normal reduzida, recorrendo à função da lei normal reduzida que considera a média nula e o desvio padrão unitário. Assim, a expressão (2.9) é transformada na seguinte expressão:

$$p_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (2.12)$$

Sabendo que o índice de fiabilidade de Cornell é dado por:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (2.13)$$

Então, a probabilidade de rotura assume a seguinte expressão (Cornell, 1969):

$$p_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{-(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \Phi(-\beta) \quad (2.14)$$

A relação entre a probabilidade de rotura e o índice de fiabilidade está representado graficamente através da Figura 2.5. Como se pode observar a probabilidade de rotura aumenta, e conseqüentemente a segurança da estrutura diminui, à medida que o índice de fiabilidades baixa.

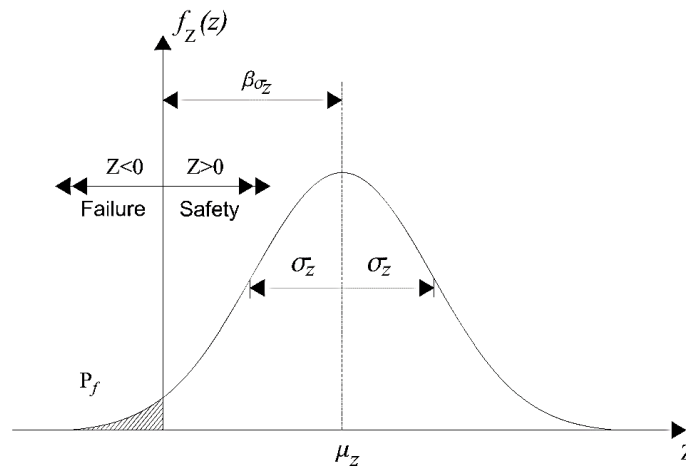


Figura 2.5 – Representação gráfica da distribuição da probabilidade de rotura e do índice de fiabilidade (Miranda, 2014)

Com o objectivo de controlar o índice de fiabilidade a EN 1990 (2009) estabelece valores mínimos recomendados, como está representado no Quadro 2.1, para os diferentes estados limites. Para cada estado limite o índice de fiabilidade é definido em função da classe de fiabilidade e do período de referência de 1 e 50 anos. Foram estabelecidas três classes de fiabilidade (*Reliability Classes*) RC3, RC2 e RC1 que dependem das classes de consequências CC3, CC2 e CC1, respectivamente. As classes de consequências envolvem a perda de vida humanas, económicas, sociais e ambientais.

Quadro 2.3- Valores mínimos para o índice de fiabilidade de referência segundo a EN 1990 (2009)

Índice de fiabilidade, β , mínimo						
Estado limite	Período de referência de 1 ano			Período de referência de 50 anos		
	RC1	RC2	RC3	RC1	RC2	RC3
Último	4,2	4,7	5,2	3,3	3,8	4,3
Fadiga					1,5 a 3,8 ^a	
Utilização		2,9			1,5	

a) Depende das condições para a inspeção, reparação e de tolerância do dano.

O índice de fiabilidade pode ser interpretado geometricamente, sendo esta interpretação como a base dos métodos *FORM*. Então, considerando a função estado limite:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.15)$$

Admitindo que g se trata de uma função linear:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = a_0 + a_1X_1 + \dots + a_nX_n = a_0 + \sum_{i=1}^n a_iX_i \quad (2.16)$$

Sabendo que as variáveis básicas X_i são independentes e com distribuição normal, apresentando parâmetros como a média, μ_i , e o desvio padrão, σ_i . Estas variáveis são transformadas em variáveis normais reduzidas, U_i , com média nula e desvio padrão unitário, (Hasofer e Lind, 1974):

$$U_i = \frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i} \quad (2.17)$$

O conjunto de pontos formado pelas variáveis (U_1, \dots, U_n) designa-se espaço normalizado. Tendo em atenção a condição de fronteira podemos definir a função estado limite como:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (2.18)$$

Consequentemente,

$$g_U(U_1, U_2, \dots, U_n) = 0 \quad (2.19)$$

Esta função estado limite é caracterizada pelas variáveis normais reduzidas e representa a superfície de rotura no espaço normalizado. Sabendo que para determinar o índice de fiabilidade as variáveis envolvidas são a capacidade resistente R e o efeito das acções S , pode-se então definir esta função estado limite como a superfície que separa a zona de segurança da zona de ruína no espaço normalizado.

Segundo Hasofer e Lind (1974), o índice de fiabilidade, é definido como a distância mínima entre a origem dos pontos das variáveis reduzidas e a superfície definida pela função de estado limite $g_U = 0$:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = d \quad (2.20)$$

Esta definição só é válida se a função estado limite for linear e as variáveis apresentarem uma distribuição normal. Contudo, isto nem sempre acontece, e quando não se cumpre uma destas situações os valores do índice de fiabilidade β tomam valores aproximados. Esta é a base do método *FORM*, ou seja, é usado β_{FORM} como uma aproximação de β , por esta razão este é considerado um método aproximado. A Figura 2.6 mostra qual o erro cometido por essa aproximação. Em que V_1 representa de forma ilustrativa a probabilidade de rotura exacta e V_2 representa o erro cometido pelo método *FORM*, a soma destas duas áreas representa a probabilidade obtida pelo método *FORM*.

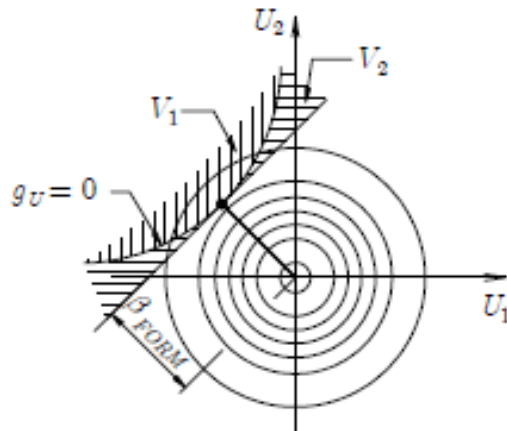


Figura 2.6 – Erro de aproximação cometido pelo método FORM (Jacinto,2011)

O problema da função de estado limite ser linear ou não linear só é importante para a zona onde apresenta uma maior probabilidade de ruína. Então, o objectivo do método *FORM* é encontrar o ponto u^* que está presente na superfície $g_U = 0$ que se encontre mais próximo da origem no espaço normalizado.

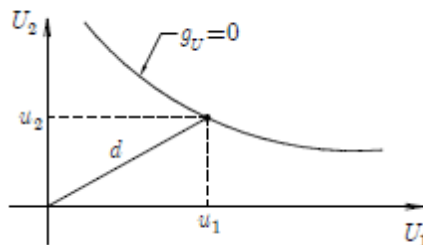


Figura 2.7 – Objectivo do método FORM (Jacinto,2011)

Pretende-se com o método *FORM* minimizar a distância para assim determinar o índice de fiabilidade, tratando-se de um problema de optimização:

$$\text{Minimizar } d = \sqrt{u_1^2 + \dots + u_n^2} \quad (2.21)$$

$$\text{Sujeito a } g_U(u_1, u_2, \dots, u_n) = 0$$

De uma forma resumida, o índice de fiabilidade pode ser determinado através do método *FORM* usando os seguintes passos:

1. Depois de identificar as variáveis básicas X_i que caracterizam o problema que se pretende analisar, efectua-se a transformação destas em variáveis normais reduzidas U_i , sendo estas variáveis independentes e com distribuição normal:

$$U_i = \frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i} \leftrightarrow X_i = \mu_i + \sigma_i U_i \quad (2.22)$$

2. Com os resultados obtidos na alínea 1. a função estado limite $g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$ é transformado na superfície $g_U(U_1, U_2, \dots, U_n) = 0$, que é definida em função das variáveis normais reduzidas. Não esquecendo que estas funções de estado limite são lineares.
3. Depois de determinar a superfície $g_U(U_1, U_2, \dots, U_n) = 0$, pretende-se localizar o ponto que se encontre mais próximo do ponto de origem do referencial das variáveis normais reduzidas. O índice de fiabilidade β_{FORM} é, então, a menor distância entre esses dois pontos.

Sabendo o significado do ponto u^* e do β_{FORM} no método *FORM* é importante relacionar estes dois parâmetros, como tal, chegou-se à seguinte equação:

$$u_i^* = \alpha_i \beta_{FORM} \quad (2.23)$$

Em que α_i é o coeficiente de sensibilidade da variável X_i e é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha_i = \frac{\frac{\partial g}{\partial X_i} \sigma_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \sigma_i \right)^2}} \quad (2.24)$$

Em que as derivadas da função estado limite serão determinadas no ponto de dimensionamento.

O coeficiente de sensibilidade α_i contribui para o cálculo da fiabilidade na medida em que, determina a incerteza da variável X_i .

Por vezes, a função estado limite $g(X)$ não é linear. Isso leva a que os momentos estatísticos (média e variâncias) que são usados para determinar β , não possam ser calculados de forma directa. Para resolver este problema, normalmente, faz-se uma aproximação a esta função no ponto mais representativo do problema $X^*(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*)$ para determinar os momentos estatísticos.

Essa aproximação é efectuada através do desenvolvimento em série de Taylor da função estado limite $g(X)$:

$$Z \cong g(X^*) + \nabla g|_{X^*}(X - X^*) + \frac{1}{2}(X - X^*)^T \nabla^2 g|_{X^*}(X - X^*) + \dots \quad (2.25)$$

Em que X^* representa o ponto onde é efectuada a aproximação e $\nabla^k g$ representa a derivada parcial de ordem k .

No caso dos métodos de primeira ordem (*FOSM* e *FORM*) apenas interessam os termos de primeira ordem do desenvolvimento em serie de Taylor da função estado limite $g(X)$ relativamente ao ponto X^* :

$$Z \cong g(X^*) + \left. \frac{\partial g}{\partial X} \right|_{X^*} (X - X^*) \quad (2.26)$$

Esta equação resulta da aproximação da verdadeira superfície que define o estado limite com um hiperplano tangente no ponto de aproximação X^* .

3 MODELO PROBABILISTICO PARA O ESTUDO DO CICLO DE VIDA DE PONTES RODOVIÁRIAS DE BETÃO

3.1 Introdução

No presente capítulo descreve-se, detalhadamente, o modelo numérico desenvolvido em ambiente *MATLAB* e destinado ao estudo do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão.

Deste modo, começa-se por apresentar os modelos de deterioração do betão por corrosão das armaduras, quer devido à acção da carbonatação, quer devido à acção dos cloretos. Para tal, recorreu-se aos modelos propostos na Especificação E 465 (LNEC, 2005). Como aplicação do modelo apresentam-se os resultados da evolução da profundidade de carbonatação e da concentração crítica de cloretos, analisando-se a influência de diversos parâmetros como a classe de exposição, a classe resistente do betão e o tipo de cimento.

Posteriormente apresenta-se a formulação adoptada para análise de fiabilidade de estruturas de betão armado sujeitas a deterioração por corrosão das armaduras utilizando os modelos descritos anteriormente. Apresentam-se as expressões das funções estado limite a considerar na análise de fiabilidade de nível II utilizando o método *FOSM* (*First Order Second Moment*).

3.2 Modelação da deterioração do betão armado

3.2.1 Introdução

Como foi referido no Capítulo 2 a deterioração por corrosão envolve duas fases: a fase inicial e a fase de propagação. Nestas duas fases estão envolvidos fenómenos diferentes, do ponto de vista físico-químico, por esse motivo existem modelos distintos para prever cada uma destas fases. Estes modelos são baseados no modelo de Tuutti (1982) de degradação do betão armado sob a acção ambiental XC ou XS.

Os modelos de previsão da fase de iniciação estão relacionados com a profundidade com que o dióxido de carbono ou os cloretos penetram no recobrimento ao longo do tempo. Quanto aos modelos para prever a fase de propagação, estes fazem depender o tempo de propagação de taxas de corrosão das armaduras que levam à fendilhação do betão ou da intensidade da corrente electroquímica que provoca a corrosão das armaduras.

Recorreu-se à Especificação E 465 (LNEC, 2005) para modelar a deterioração do betão armado por corrosão do aço.

3.2.2 Modelação do tempo de iniciação devido à carbonatação

Como foi descrito no Capítulo 2 o processo de carbonatação ocorre devido à difusão no betão de dióxido de carbono (CO₂) presente na atmosfera, que vai reagir com o hidróxido de cálcio provocando uma diminuição do pH.

Um dos modelos presentes na Especificação E 465 (LNEC, 2005) que permite determinar a profundidade de carbonatação, X_{Carb} (m), é dado pela expressão:

$$X_{Carb} = \sqrt{\frac{2 \cdot D \cdot \Delta c}{a} \cdot t \cdot K} = \sqrt{\frac{2 \cdot D \cdot \Delta c}{a} \cdot t \cdot \left[\sqrt{k_0 \cdot k_1 \cdot k_2} \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \right]} \quad (3.1)$$

Em que:

- O termo $X_{Carb} = \sqrt{\frac{2 \cdot D \cdot \Delta c}{a} \cdot t}$ corresponde à lei de Fick;
- t é o tempo em anos;
- D é o coeficiente de difusão do dióxido de carbono no betão carbonatado com 65% de humidade relativa e 20°C (m²/ano);
- Δc é a diferença de concentração de dióxido de carbono no exterior, c , e na frente de carbonatação, c_1 . Considerando que $c_1 = 0$ e $\Delta c = c = 0,7 \cdot 10^{-3}$ kg/m³;
- a é a quantidade de dióxido de carbono que provoca a carbonatação que depende do tipo e dosagem do cimento (kg/m³);
- k_0 é o factor de valor 3 quando se verificam as condições de ensaio da Especificação LNEC E 391;
- k_1 é o factor que permite considerar a influência da humidade relativa, cujos valores se encontram no Quadro 3.1;
- k_2 é o factor que permite considerar a influência da cura, e toma valores de 1 no caso da cura normalizada e 0,25 quando a cofragem é de permeabilidade controlada e a cura é de 3 dias;
- t_0 é o período de referencia de 1 ano;
- n é o factor que depende da molhagem/secagem ao longo do tempo, cujos valores se encontram no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Valores dos parâmetros k_1 e n (LNEC, 2005)

	XC1	XC2	XC3	XC4
k_1	1,0	0,20	0,77	0,41
n	0	0,183	0,02	0,085

É considerado que a resistência à carbonatação do betão, R_{C65} , pode ser expressa da seguinte forma (kg.ano/m⁵):

$$R_{C65} = \frac{a}{D} \quad (3.2)$$

Esta expressão contabiliza a difusibilidade ao CO₂ do betão, bem como o tipo e dosagem do cimento. Substituindo a Equação 3.2 na Equação 3.1, obtém-se o modelo que permite determinar a profundidade de carbonatação X_{carb} (m) (LNEC, 2005):

$$X_{carb} = \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot t}{R_{C65}}} \cdot \left[\sqrt{k_0 \cdot k_1 \cdot k_2} \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \right] \quad (3.3)$$

Para determinar a resistência à carbonatação do betão, R_{C65} , em função da resistência à compressão do mesmo recorreu-se aos resultados de um estudo experimental efectuado por Gonçalves et al. (2007). Neste estudo são propostas as seguintes relações:

$$R_{C65} = 0,0016 \cdot \sigma_c^{3,106} \quad \text{CEM I; II/A} \quad (3.4)$$

$$R_{C65} = 0,0018 \cdot \sigma_c^{2,8618} \quad \text{CEM II/B; CEM III; CEM IV; CEM V} \quad (3.5)$$

Em que σ_c é o valor médio da resistência de compressão do betão aos 28 dias, em MPa.

É importante referir, que a resistência do betão à carbonatação, R_{C65} , é um parâmetro determinante no cálculo da profundidade de carbonatação. Este parâmetro deverá ser determinado experimentalmente, como sugere a Especificação E 465 (LNEC, 2005). Neste trabalho adoptaram-se as Equações 3.4 e 3.5 para desenvolvimento do modelo numérico.

A determinação do tempo de iniciação (t_i^{carb}) é feita conhecendo o valor da resistência do betão à carbonatação (R_{C65}) e impondo como profundidade máxima de carbonatação o valor do recobrimento Rec (m), obtendo-se a seguinte expressão:

$$t_i^{carb} = \left(\frac{Rec}{\sqrt{\frac{2c}{R_{C65}}} \cdot \sqrt{k_0 \cdot k_1 \cdot k_2} \cdot t_0^n} \right)^{\frac{2}{1-2n}} \quad (3.6)$$

3.2.3 Estudo da evolução da profundidade de carbonatação

Numa primeira fase o modelo numérico desenvolvido foi utilizado para estudar a evolução da profundidade de carbonatação em função da classe de exposição e da resistência à carbonatação.

Numa primeira análise estudou-se a influência da classe de exposição e do tipo de cimento na profundidade de carbonatação. Deste modo, admitiu-se um tempo de vida útil pretendido de 150 anos (t_g) e um betão de classe resistente C35/45. A classe resistente do betão e o tipo de cimento irão influenciar a resistência à carbonatação do betão, R_{C65} , por via das expressões adoptadas a partir dos resultados do estudo de Gonçalves et al. (2007). A classe de exposição irá influenciar o cálculo da profundidade de carbonatação através dos parâmetros k_1 e n . Nas Figuras 3.1 e 3.2 apresentam-se os resultados obtidos.

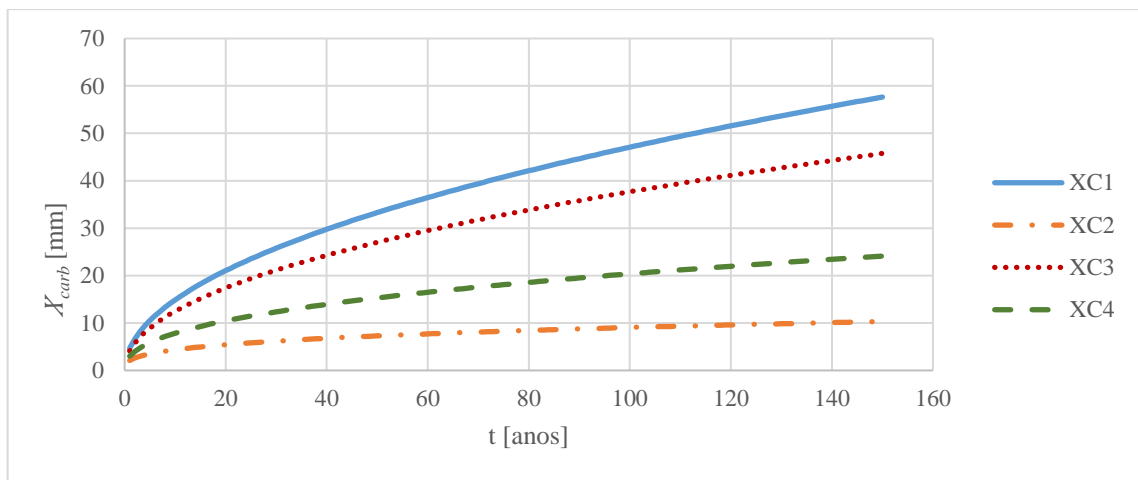


Figura 3.1 – Profundidade de carbonatação para cimento tipo CEM I; II/A, variando a classe de exposição

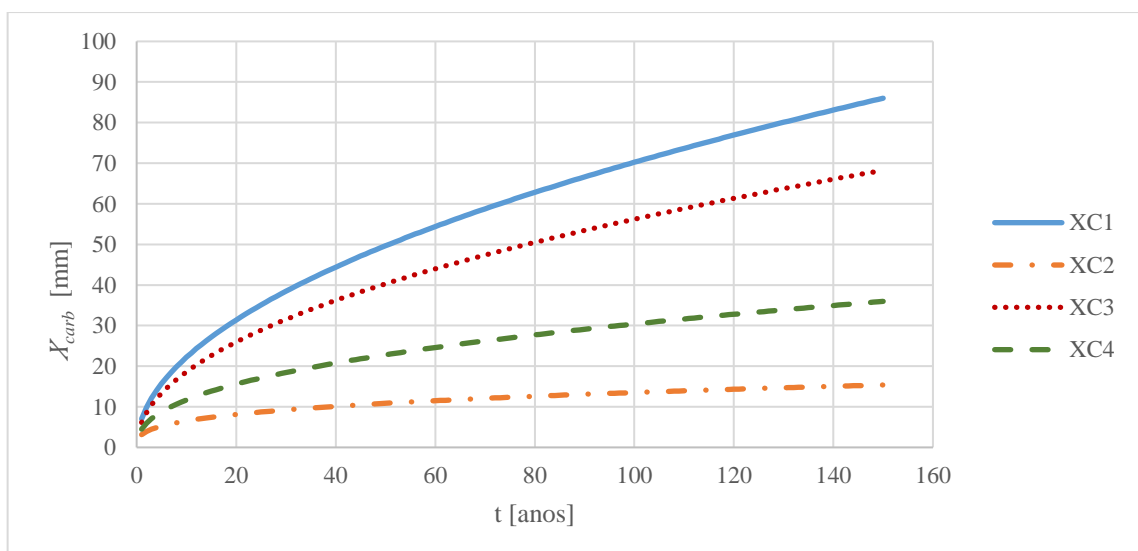


Figura 3.2 - Profundidade de carbonatação para cimento tipo CEM II/B; CEM III; CEM IV; CEM V, variando a classe de exposição

Analisando as Figuras 3.1 e 3.2, para as condições descritas, verifica-se que as classes de exposição XC1 e XC3 são as que mais afectam a profundidade de carbonatação. O ambiente referente à classe XC1 caracteriza-se por ser um ambiente seco ou permanentemente húmido. No primeiro caso, o betão encontra-se em contacto com o CO₂ presente na atmosfera levando a uma maior aceleração da penetração do dióxido de carbono. No segundo caso, que se caracteriza por um ambiente com humidade moderada (70% de humidade relativa), o betão também se encontra em contacto com o CO₂ mas a penetração deste é mais lenta devido à maior humidade relativa.

Comparando as Figuras 3.1 e 3.2 observa-se que o tipo de cimento afecta a penetração do dióxido de carbono. Considerando, por exemplo, um recobrimento de 50 mm verifica-se que se for usado um cimento tipo CEM I; II/A e para uma classe de exposição XC1, a profundidade de carbonatação iguala o recobrimento apenas para uma idade de, aproximadamente, 110 anos. Da análise da Figura 4.2, conclui-se que ao utilizar um cimento tipo CEM II/B; CEM III; CEM IV; CEM V a velocidade de penetração do dióxido de carbono vai ser superior à verificada para o cimento tipo CEM I; II/A. Considerando novamente um recobrimento de 50 mm e para uma classe de exposição XC1, a profundidade de carbonatação iguala o recobrimento para uma idade de 50 anos, o que é substancialmente mais gravoso do que para o cimento tipo CEM I; II/A. Para uma classe de exposição XC3 esta situação ocorre para uma idade de 80 anos. Para valores de recobrimento inferiores esta situação reveste-se de maior gravidade. Assim, para estruturas sujeitas à acção da carbonatação o cimento do tipo CEM I; II/A será o mais adequado para prolongar o período de iniciação da corrosão e, conseqüentemente, a vida útil da estrutura.

Numa segunda análise estudou-se a influência da classe do betão e do tipo de cimento na profundidade de carbonatação para as classes de exposição mais gravosas, XC1 e XC3. A classe do betão, como já foi referido, irá influenciar a resistência à carbonatação do betão, R_{C65} , que por sua vez, também depende do tipo de cimento utilizado. Os resultados obtidos apresentam-se nas Figuras 3.3, 3.4, 3.5 e 3.6.

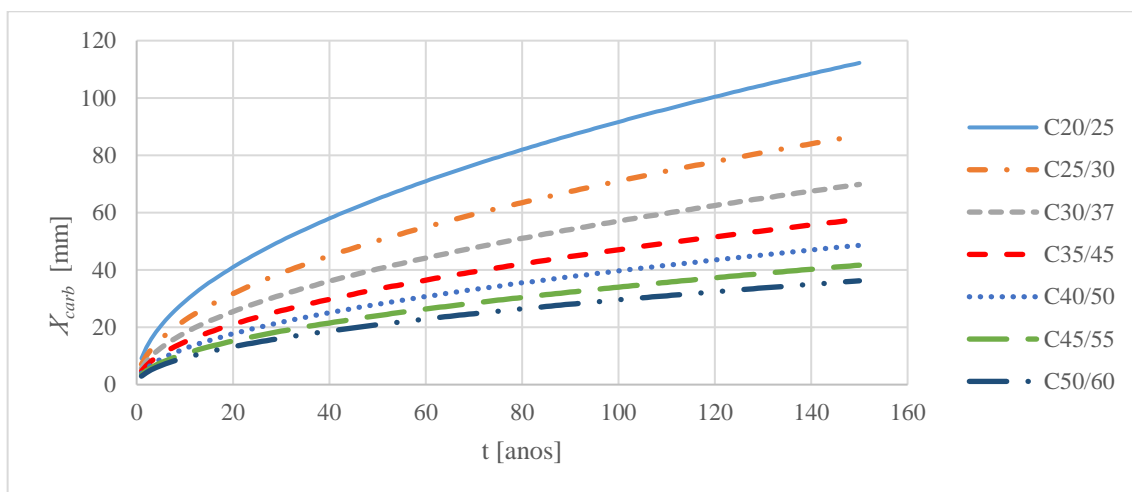


Figura 3.3 – Profundidade de carbonatação para cimento do tipo CEM I; II/A e classe de exposição XC1

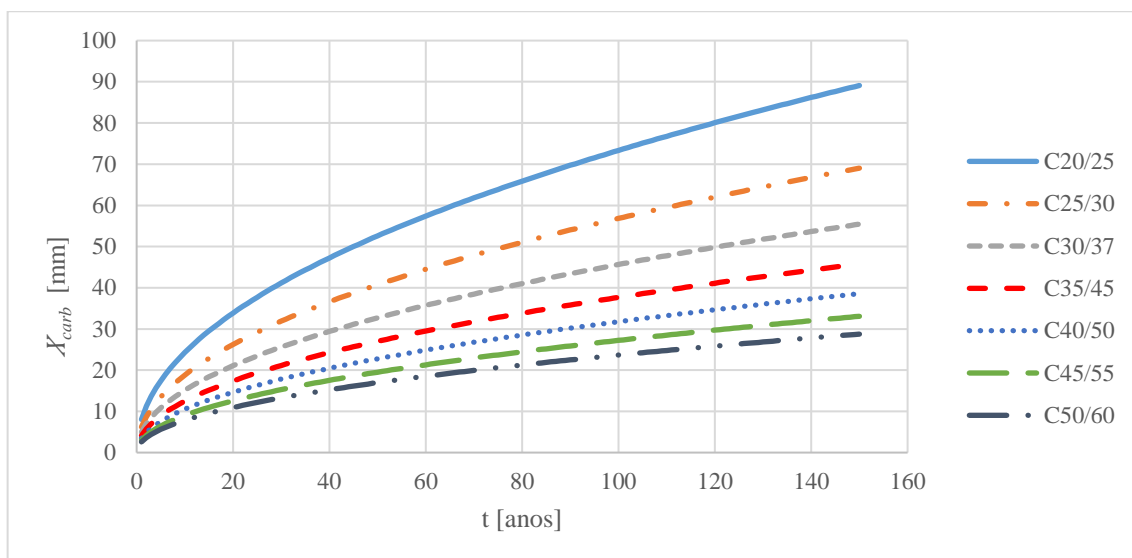


Figura 3.4 – Profundidade de carbonatação para cimento do tipo CEM I; II/A e classe de exposição XC3

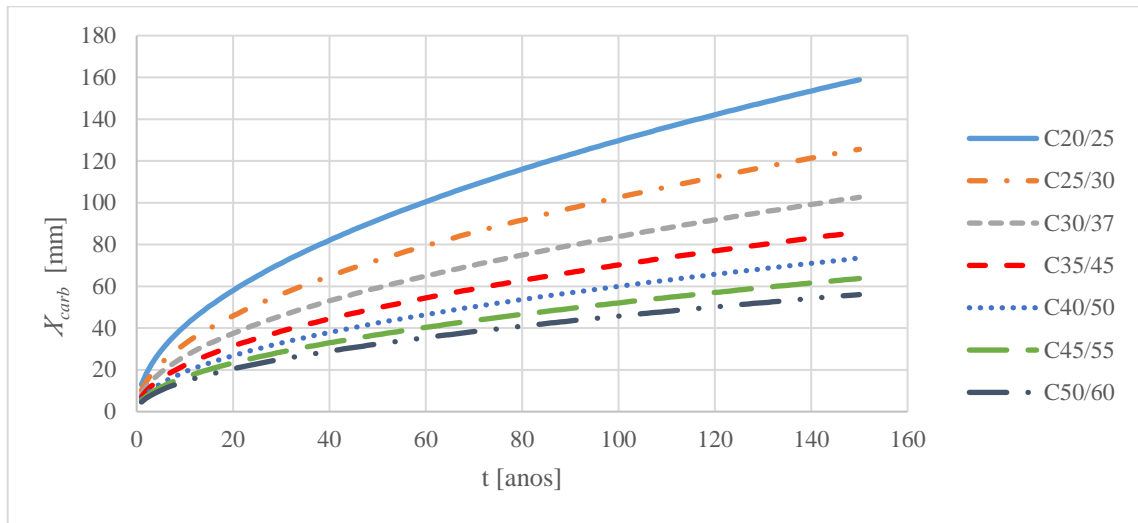


Figura 3.5 – Profundidade de carbonatação para cimento do tipo CEM II/B; CEM III; CEM IV; CEM V e classe de exposição XC1

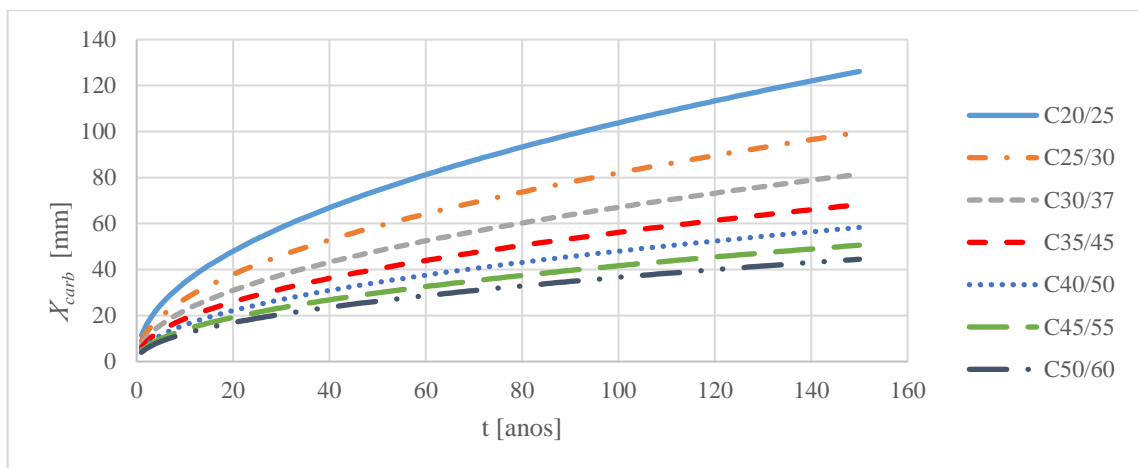


Figura 3.6 – Profundidade de carbonatação para cimento do tipo CEM II/B; CEM III; CEM IV; CEM V e classe de exposição XC3

Analisando os resultados obtidos, conclui-se, novamente que o cimento tipo CEM I; II/A leva a uma menor velocidade de penetração do dióxido de carbono quando comparado com o cimento tipo CEM II/B; CEM III; CEM IV; CEM V. Em relação à classe do betão, verifica-se que o seu aumento conduz a um aumento da resistência do betão à carbonatação e, consequentemente, diminui a velocidade de penetração do dióxido de carbono.

3.2.4 Modelação do tempo de iniciação devido aos cloretos

Como foi referido no Capítulo 2, a penetração dos cloretos no betão vai originar um aumento da concentração dos mesmos nas camadas mais profundas. O transporte dos cloretos da superfície do betão para o interior pode ser efectuado por dois mecanismos: por absorção, sendo este um mecanismo mais rápido, e por difusão, que é um mecanismo mais lento.

Para determinar o período de iniciação da corrosão das armaduras devido à acção dos cloretos, recorre-se ao modelo que se baseia na 2ª lei de Fick da difusão que é dado pela seguinte expressão:

$$C(x, t) = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \frac{X_{clor}}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad (3.7)$$

Que também pode ser escrita como:

$$X_{clor} = 2\xi\sqrt{D \cdot t} \quad (3.8)$$

Com

$$\xi = \operatorname{erf}^{-1} \frac{C_s - C(x, t)}{C_s} \quad (3.9)$$

Em que:

- X_{clor} representa a profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos no interior do betão em m;
- D é o coeficiente de difusão dos cloretos no betão em m^2/s ;
- $C(x, t)$ é a concentração dos cloretos à profundidade x (m) após um tempo t (s) de exposição aos cloretos, sendo expressa em % da massa de ligante. O início da despassivação das armaduras dá-se quando x é igual ao recobrimento, Rec , e o tempo de exposição é igual ao tempo de iniciação. Desta forma, tem-se a concentração crítica de cloretos ao nível das armaduras, $C(Rec, t_i) = C_R$;
- C_s é a concentração dos cloretos na superfície do betão, ou seja, $X=0$, para $t=0$, expressa em % da massa de ligante;
- erf é a função erro: $\operatorname{erf}(z) = w$ e o inverso: $\operatorname{erf}^{-1}(w) = z$.

Segundo a Especificação E465 (LNEC, 2005), foi admitido que, nas Equações 3.7, 3.8 e 3.9, não há qualquer concentração inicial de cloretos no próprio betão. No caso de haver, presente num constituinte do betão, então é subtraída às concentrações C_R e C_s . No Quadro 3.2 estão indicados os valores de C_R .

Quadro 3.2 – Concentração dos cloretos, C_R (% em massa do cimento) (LNEC, 2005)

Água/Cimento	XS1 e XS2	XS3
$a/c \leq 0,30$	0,6	0,5
$0,30 < a/c \leq 0,40$	0,5	0,4
$a/c > 0,40$	0,4	0,3

Para determinar a concentração de cloretos à superfície do betão, C_s , (% em massa de cimento) é utilizada a seguinte expressão:

$$C_s = C_b \cdot k_{a/c} \cdot k_{vert} \cdot k_{hor} \cdot k_{temp} \quad (3.10)$$

Em que:

- $C_b = 3,0\%$ nas classes de exposição XS2 e XS3 e $C_b = 2,0\%$ na classe de exposição XS1. Estes valores têm em conta o teor de cloretos da água do mar em Portugal (21g/l) bem como a temperatura ($16 \pm 2^\circ\text{C}$);
- $k_{a/c} = 2,5 \cdot (a/c)$, onde a/c é a razão água/ligante;
- k_{temp} é referente ao betão e os valores deste parâmetro estão indicados no Quadro 3.3;
- k_{vert} e k_{hor} são parâmetros cujos valores estão indicados no Quadro 3.4.

Quadro 3.3 – Valores do parâmetro k_{temp} (LNEC,2005)

0°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C
2,2	1,5	1,2	1,0	0,8	0,7	0,6

Quadro 3.4 – Valores dos parâmetros k_{vert} e k_{hor} (LNEC, 2005)

Classe de exposição		k_{vert}
XS1		0,7
XS2	a 1 m de profundidade	1,0
	a 24 m de profundidade*	1,4
XS3		1,0
Distância à linha da costa*		k_{hor}
0		1
1 km		0,6

*A distância pode aumentar em zonas planas e relativamente baixas e nos vales dos rios. Nas ilhas da Madeira e dos Açores pode ser duplicada.

O coeficiente de difusão do betão, D (m^2/s), presente na Equação 3.4, foi determinado considerando que diminui com o tempo de exposição, podendo ser expresso como:

$$D(t) = D(t_0) \cdot (t_0/t)^n = k_{D,c} \cdot k_{D,RH} \cdot k_{D,T} \cdot D_0 \cdot (t_0/t)^n = k \cdot (t_0/t)^n \cdot D_0 \quad (3.11)$$

Em que:

- $k_{D,c}$ é o factor que tem em consideração a influência das condições de cura, cujos valores se encontram no Quadro 3.5;
- $k_{D,RH}$ é o factor que tem em consideração a influência da humidade relativa do ambiente, cujos valores se encontram no Quadro 3.6;
- $k_{D,T}$ é o factor que tem em consideração a influência da temperatura, cujos valores se encontram no Quadro 3.7;
- D_0 é o coeficiente de difusão potencial em m^2/s , com o betão na idade de referência $t_0 = 28$ dias;
- n é o factor que tem em conta o decréscimo de D ao longo do tempo, os valores deste factor encontram-se nos Quadro 3.8.

Quadro 3.5 – Valores do parâmetro $k_{D,c}$ (LNEC,2005)

Número de dias de cura	$k_{D,c}$
Normalizada	2,4
Em contacto permanente com água	0,75
Cofragem de permeabilidade controlada e 3 dias de cura húmida	1,0

Quadro 3.6 – Valores do parâmetro $k_{D,RH}$ (LNEC, 2005)

Classes de exposição	$k_{D,RH}$
XS1	0,4
XS2	1,0
XS3	1,0

Quadro 3.7 – Valores do parâmetro $k_{D,T}$ (LNEC, 2005)

Temperatura do betão (°C)	$k_{D,T}$
30	1,5
25	1,2
20	1,0
15	0,8
10	0,75
0	0,4

Quadro 3.8 – Valores do parâmetro n (LNEC, 2005)

Classes de exposição	n	
	CEM I / II*	CEM III / IV
XS1	0,55	0,65
XS2	0,45	0,55
XS3	0,55	0,65

*Excepto CEM II-W, II-T, II/B-L e II/B-LL.

Deste modo, o tempo de iniciação devido à acção dos cloretos (t_i^{clor}) é dado pela seguinte expressão:

$$t_i^{clor} = \left[\left(\frac{Rec}{2 \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_s - C_R}{C_s} \right)} \right)^2 \cdot \frac{1}{k_{D,c} \cdot k_{D,RH} \cdot k_{D,T} \cdot D_0 \cdot t_0^n} \right]^{\frac{1}{1-n}} \quad (3.12)$$

3.2.5 Estudo da evolução da concentração crítica de cloretos

Tal como foi feito para a evolução da profundidade de carbonatação, também se procedeu à análise da influência de vários parâmetros na evolução da concentração crítica de cloretos.

Deste modo, foi aplicada a Equação 3.8 para estudar a evolução ao longo do tempo da profundidade (X_{clor}) a que se atinge a concentração crítica de cloretos no interior do betão, analisando-se a influência de parâmetros como a classe de exposição, o tipo de cimento, o coeficiente de difusão potencial dos cloretos (D_0) e a razão água/cimento (a/c).

No Quadro 3.9 são apresentados os valores admitidos para alguns parâmetros intervenientes no modelo e cuja definição se encontra no subcapítulo 3.2.4.

Quadro 3.9 – Parâmetros considerados para estudar a profundidade devido a acção dos cloretos

a/c	0,4
$k_{a/c}$	1
k_{temp} (20°C)	1
k_{hor} (0 km)	1
$k_{D,c}$ (20°C)	1
t_0 [dias]	28
Rec [m]	50×10^{-3}

Começou-se por analisar a influência da classe de exposição e do tipo de cimento na profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos, tendo-se admitido um valor de 5×10^{-12} m/s para o coeficiente de difusão dos cloretos. A classe de exposição vai influenciar os valores de parâmetros como C_R , C_b , k_{vert} , $k_{D,RH}$ e n que estão definidos no subcapítulo 3.2.4. Em relação ao parâmetro $k_{D,c}$ foi admitido que, para as classes de exposição XS1 e XS3, as condições de cura são normalizadas e que para a XS2 são em contacto permanente com água. O tipo de cimento influencia o parâmetro n . Os resultados obtidos apresentam-se nas Figuras 3.7 e 3.8.

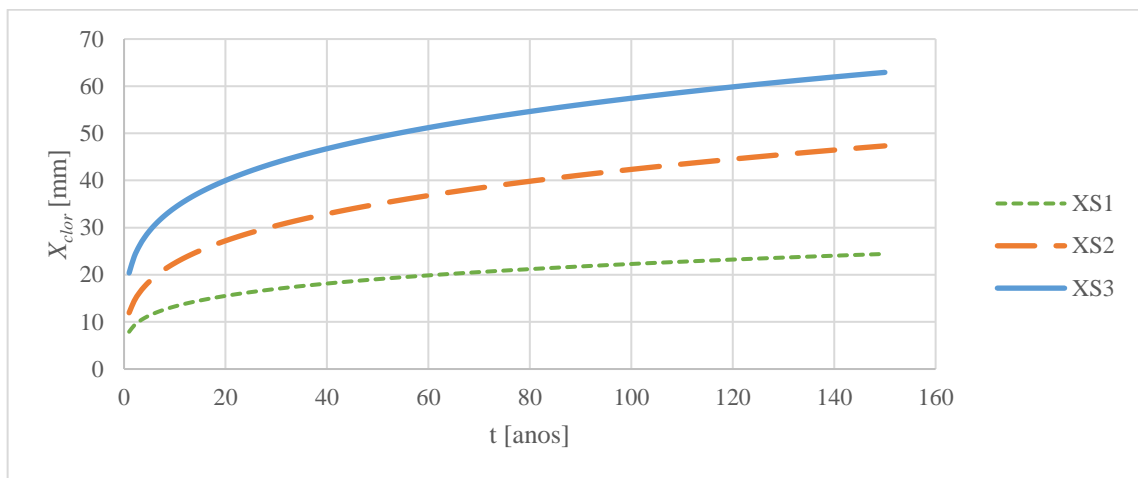


Figura 3.7 – Profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos no interior do betão para cimento do tipo CEM I/II, variando a classe de exposição

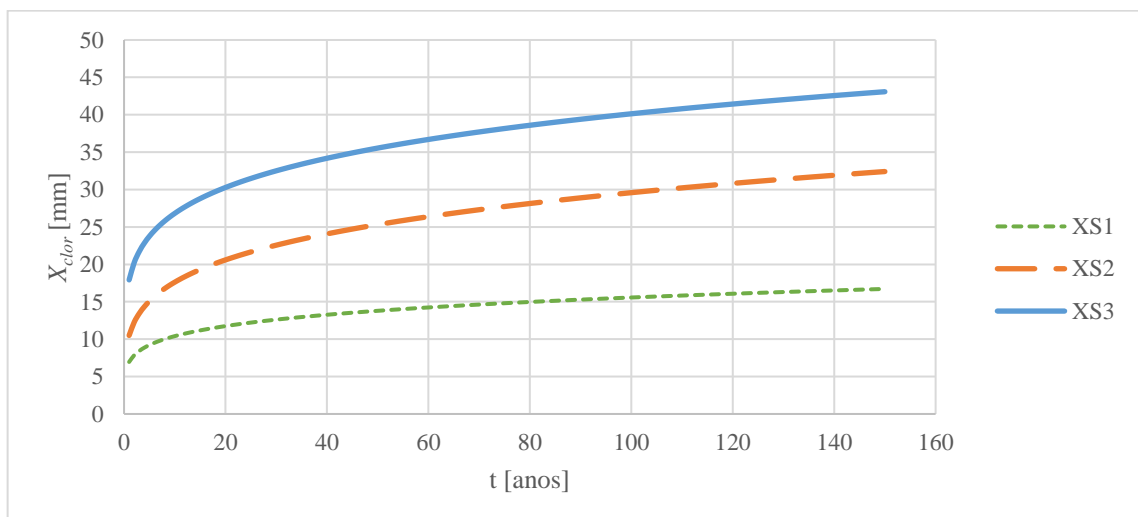


Figura 3.8 – Profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos no interior do betão para cimento do tipo CEM III/IV, variando a classe de exposição

Analisando as Figuras 3.7 e 3.8 verifica-se que a classe de exposição XS3, que se caracteriza como uma zona sujeita aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima, é a mais gravosa no que respeita à evolução da concentração crítica de cloretos no interior do betão. Este facto deve-se a que a velocidade com que os cloretos penetram a camada de betão aumenta quando este está em contacto com períodos de molhagem/secagem com água salgada. Em contrapartida, a classe de exposição XS1 é a menos gravosa em termos de penetração dos cloretos no betão.

Ao comparar os resultados apresentados na Figura 3.7 com a 3.8 verifica-se que o cimento tipo CEM III/IV é mais resistente à acção dos cloretos do que o cimento tipo CEM I/II. Por exemplo, considerando uma peça com um recobrimento de 40 mm sujeita a uma classe de exposição XS3 para um cimento tipo CEM I/II a profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos iguala o recobrimento ao fim de 20 anos. Para um cimento tipo CEM III/IV isto ocorre apenas cerca dos 100 anos. Considerando o mesmo exemplo, mas para uma classe de exposição XS1 a diferença entre o tipo de cimento não é tão relevante pois, em ambos os casos, a profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos não iguala o recobrimento durante a vida útil da estrutura. Um parâmetro decisivo na velocidade de penetração dos cloretos no interior do betão é o coeficiente de difusão potencial dos cloretos (D_0). Para analisar a influência deste parâmetro, variou-se o seu valor considerando uma classe de exposição XS3. Nas Figuras 3.9 e 3.10 são apresentados os resultados obtidos em função do tipo de cimento, variando o valor do coeficiente de difusão potencial dos cloretos.

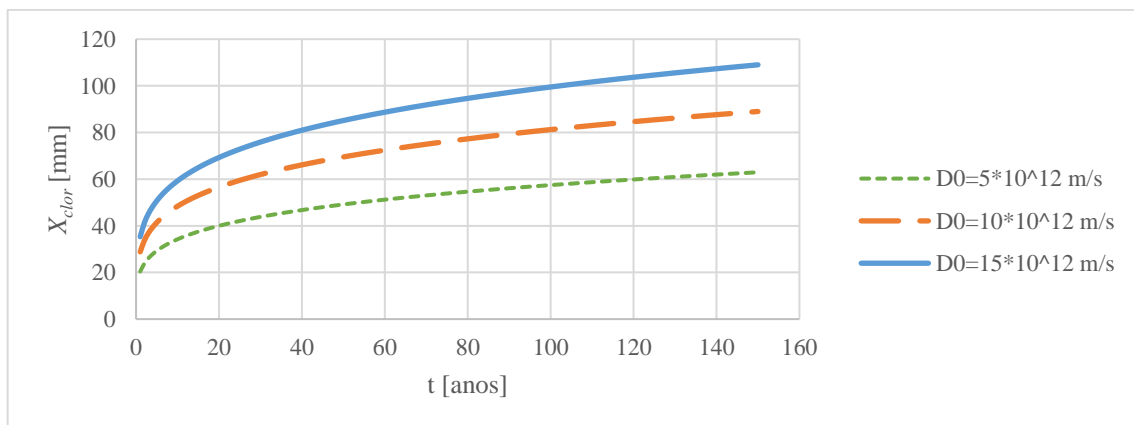


Figura 3.9 – Profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos no interior do betão para cimento do tipo CEM I/II, variando o coeficiente de difusão

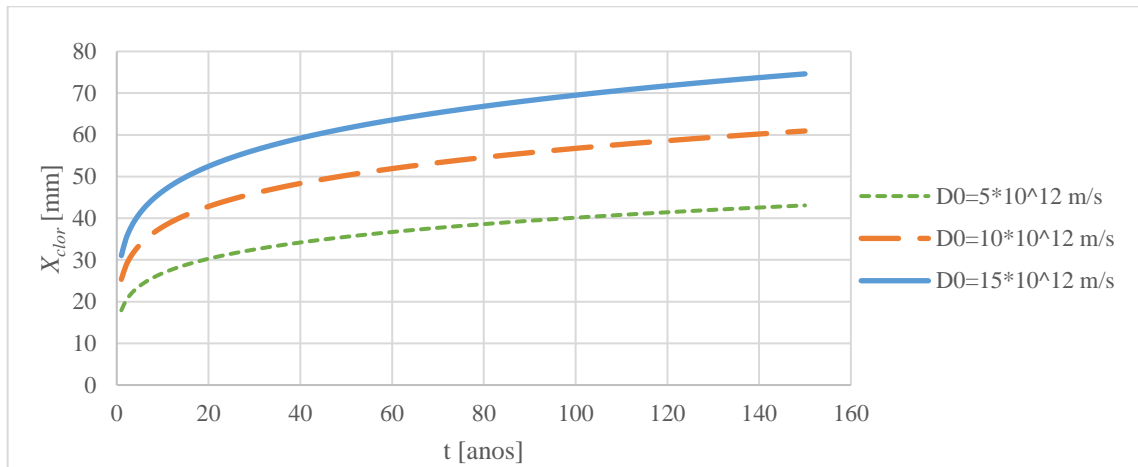


Figura 3.10 – Profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos no interior do betão para cimento do tipo CEM III/IV, variando o coeficiente de difusão

Analisando as Figuras 3.9 e 3.10 conclui-se, mais uma vez, que o tipo de cimento influencia a velocidade de penetração dos cloretos, mostrando que num cimento tipo CEM I/II é menos resistente à penetração dos cloretos do que o cimento tipo CEM III/IV. Em relação ao coeficiente de difusão dos cloretos verifica-se que à medida que este aumenta, também aumenta a velocidade com que os cloretos penetram no interior do betão e, conseqüentemente, o início da corrosão ocorre mais cedo.

Para analisar a influência da relação água/cimento (a/c) na velocidade de penetração dos cloretos no interior do betão considerou-se um cimento tipo CEM III/IV e uma classe de exposição é XS3, fazendo apenas variar a relação a/c . Na Figura 3.11 apresentam-se os resultados obtidos.

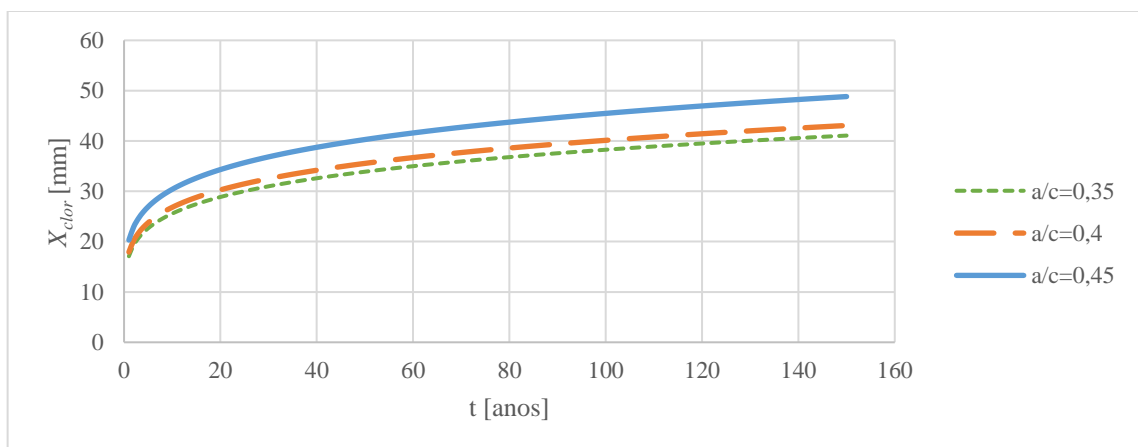


Figura 3.11 – Profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos no interior do betão para cimento do tipo CEM III/IV e classe de exposição XS3

Como se pode observar na Figura 3.11 com o aumento da relação a/c , a profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos aumenta, ou seja, o tempo de iniciação é mais reduzido.

3.2.6 Modelação do tempo de propagação

Tal como para o tempo de iniciação, adoptou-se o modelo proposto na Especificação E 465 (LNEC, 2005) para a modelação do tempo de propagação. Deste modo, a redução do raio x , segundo a lei de Faraday, é dada pela seguinte equação:

$$x = 0,0115 \cdot I_{corr} \cdot t_p \quad (3.13)$$

Em que I_{corr} é a intensidade média da corrente de corrosão em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ e t_p é o tempo de propagação em anos.

Através da seguinte expressão experimental é possível estimar qual a redução do raio, x , que dá origem à fendilhação:

$$x = 10^{-3} \left(74,5 + 7,3 \frac{Rec}{\phi_0} - 17,4 f_{cd} \right) \quad (3.14)$$

Em que Rec é o recobrimento em mm, ϕ_0 é o diâmetro inicial das armaduras passivas em mm e f_{cd} é a resistência à compressão diametral do betão que pode ter o valor de 2 e 2,5 MPa nos betões sujeitos à carbonatação e 3 e 4 MPa nos betões sujeitos à acção dos cloretos.

Estima-se que é necessário uma redução de raio de 15 a 40 μm para ocorrer fendilhação, sendo estes valores condicionados por vários factores, tais como o recobrimento, a porosidade do betão, o diâmetro dos varões e a capacidade resistente do betão à tracção (Appleton, 2013).

A redução do diâmetro de um varão depende da diferente influência da carbonatação ou da acção dos cloretos na corrosão, podendo escrever-se:

$$\phi_0 - \phi = \alpha x \quad \text{ou} \quad r_0 - r = \left(\frac{\alpha}{2}\right)x \quad (3.15)$$

Em que α é igual a 2 quando a corrosão é uniforme, como no caso da carbonatação, e $\alpha \leq 10$ quando a corrosão é por picadas, como no caso da acção dos cloretos e r_0 é o raio inicial das armaduras passivas.

Sabendo que a redução do raio x é (com k em %):

$$x = r_0 - r = \frac{k \cdot r_0}{100} \quad (3.16)$$

Então a Equação 3.13 pode ser reescrita, em função do período de propagação t_p da corrosão das armaduras, da seguinte forma:

$$t_p = \frac{k \cdot \phi_0}{1,15 \cdot \alpha \cdot I_{corr}} \quad (3.17)$$

Assim como a Equação 3.14 que pode ser reescrita sob a forma:

$$k = 0,1 \cdot \left(74,5 + 7,3 \frac{Rec}{\phi_0} - 17,4 f_{cd} \right) / \left(\frac{\phi_0}{2} \right) \quad (3.18)$$

Segundo a Especificação E-465 (LNEC, 2005), a intensidade de corrente de corrosão, I_{corr} , pode ser classificada em função do nível de corrosão, tal como se apresenta no Quadro 3.10. Por sua vez, os níveis de corrosão dependem da classe de exposição tal como se apresenta no Quadro 3.11..

Quadro 3.10 – Intensidade de corrente de corrosão

Intensidade de corrente de corrosão, I_{corr} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	Nível de corrosão
<0,1	Desprezável
0,1 – 0,5	Baixo
0,5 – 1,0	Moderado
>1,0	Elevado

Quadro 3.11 – Níveis de corrosão em função da classe de exposição

XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3
Desprezável	Baixo	Desprezável	Baixo/Moderado	Moderado	Desprezável	Elevado

3.3 Análise de fiabilidade de nível II

3.3.1 Introdução

Como foi referido no Capítulo 2, a avaliação da segurança de um sistema estrutural pode ser efectuado segundo 3 níveis. Nesta dissertação será feita uma verificação de segurança de nível 2, em que se avalia a probabilidade de rotura através do índice de fiabilidade. Para isso, é utilizado o método de primeira ordem *FOSM* (*First Order Second Moment*). Neste sentido é necessário definir as funções estado limite a considerar para avaliação do índice de fiabilidade. Apresentam-se de seguida as funções estado limite consideradas no âmbito da presente dissertação. No Anexo A, apresenta-se um diagrama de funcionamento do modelo numérico desenvolvido em ambiente *MATLAB* para avaliar a segurança da estrutura ao longo do seu ciclo de vida.

3.3.2 Estado limite de despassivação

Como já foi referido, o processo de despassivação das armaduras acontece de duas formas: pela carbonatação do betão e pela penetração de cloretos. A despassivação das armaduras dá origem ao processo de corrosão.

Assim, podemos definir a função estado limite de despassivação das armaduras, como a diferença entre a função resistente ($R(\underline{X})$) que se traduz pelo recobrimento das armaduras e a função acção ($S(\underline{X})$) que se traduz pela profundidade de carbonatação ou pela penetração da concentração crítica de cloretos.

A função estado limite de despassivação no caso da acção da carbonatação pode ser escrita da seguinte forma:

$$g(X) = Rec - X_{carb} = Rec - \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot t}{R_{C65}}} \cdot \left[\sqrt{k_0 \cdot k_1 \cdot k_2} \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \right] \quad (3.19)$$

Em que:

- Rec é o recobrimento, em m;
- X_{carb} é a profundidade de carbonatação, em m, e está definida na secção 3.2.2.

No modelo desenvolvido considerou-se a classe de exposição como uma variável aleatória. Segundo a Especificação E 465 (LNEC, 2005), a classe de exposição está relacionada com a humidade relativa (HR) do ambiente em que a estrutura se encontra, sendo esta relação apresentada no Quadro 3.14.

Quadro 3.12 – Modelação da humidade relativa nas classes de exposição (LNEC, 2005)

Classe de exposição	Humidade relativa
XC1 (seco/sempre húmido)	Ambiente seco: 60% Ambiente húmido: 100%
XC2 (húmido, raramente seco)	90%
XC3 (moderadamente húmido)	70%
XC4 (ciclicamente húmido e seco)	80%
XS1 (ar com sais do mar)	80%
XS2 (submersão permanente)	100%
XS3 (zona de marés e de rebentação)	100%

Sabendo que a classe de exposição influencia a profundidade de carbonatação através dos parâmetros k_1 e n , determinaram-se equações que permitem avaliar os valores destes parâmetros em função da humidade relativa. Nesta abordagem considerou-se, por simplicidade, para a classe XC1 apenas o ambiente seco. Na Figura 3.12 apresentam-se os resultados obtidos.

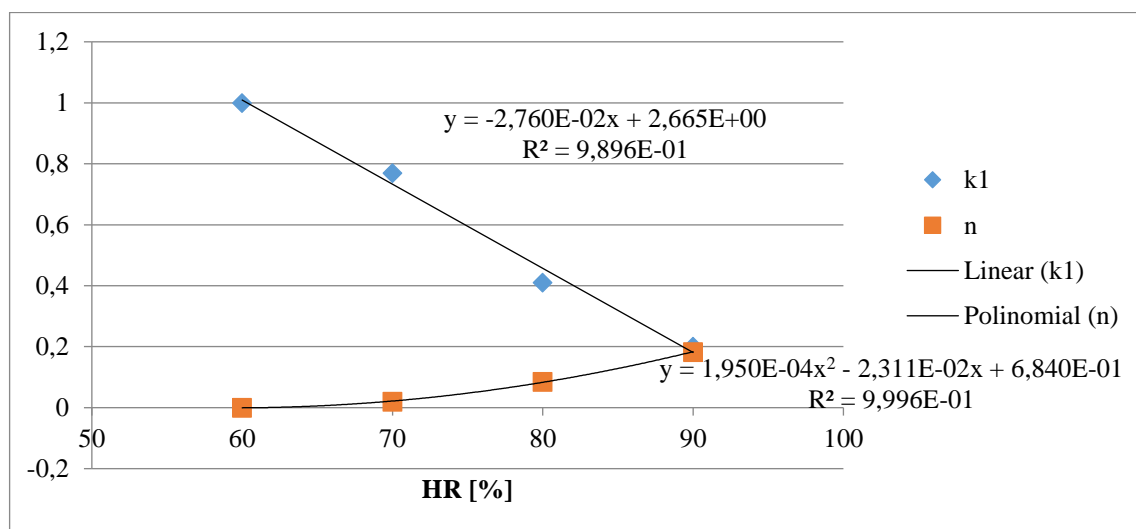


Figura 3.12 – Relação entre os parâmetros k_1 e n com a humidade relativa (HR)

Para o caso da acção dos cloretos, a função estado limite de despassivação pode ser escrita da seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 g(X) &= Rec - X_{Clor} = Rec - 2\xi\sqrt{D \cdot t} \\
 &= Rec - 2 \cdot erf^{-1} \frac{C_s - C(x, t)}{C_s} \cdot \sqrt{k_{D,c} \cdot k_{D,RH} \cdot k_{D,T} \cdot D_0 \cdot (t_0/t)^n \cdot t}
 \end{aligned} \tag{3.20}$$

Em que:

- Rec é o recobrimento em m, determinado pela EN 1992-1-1 (2010);
- X_{Clor} representa a profundidade a que se atinge a concentração crítica de cloretos no interior do betão em m, e está definida na secção 3.2.4.

A função estado limite utilizada trata-se de uma função estado limite explícita, tendo-se recorrido ao programa *Mathematica* para determinar as suas derivadas em função das variáveis aleatórias e posterior programação no modelo desenvolvido em ambiente *MATLAB*.

3.3.3 Estado limite de fendilhação

O período de vida útil, t_L , das estruturas avaliadas por modelos de desempenho é dado pela soma do período de iniciação (t_i) com o período de propagação (t_p):

$$t_L = t_i + t_p \tag{3.21}$$

Deste modo, considera-se que a função estado limite de fendilhação é dada pela seguinte equação:

$$g(X) = t_L - t_g = t_i + t_p - t_g \tag{3.22}$$

Em que t_g é o período de vida útil pretendido, dependendo do tipo e da importância da estrutura, tal como se encontra especificado na EN 1990 (2009).

A função estado limite de fendilhação vai depender se a fase de iniciação é devida à acção da carbonatação ou à acção dos cloretos. Assim, a função estado limite de fendilhação para o caso da acção da carbonatação, é dada por:

$$\begin{aligned}
 g(X) &= t_i^{carb} + t_p - t_g \\
 &= \left(\frac{Rec}{\sqrt{\frac{2c}{R_{c65}} \cdot \sqrt{k_0 \cdot k_1 \cdot k_2} \cdot t_0^n}} \right)^{\frac{2}{1-2n}} + \frac{k \cdot \phi_0}{1,15 \cdot \alpha \cdot I_{corr}} - t_g
 \end{aligned} \tag{3.23}$$

Em que os parâmetros relativos ao cálculo do tempo de iniciação devido à carbonatação (t_i^{carb}) se encontram definidos na subsecção 3.2.2. O cálculo do período de propagação (t_p) encontra-se definido na subsecção 3.2.6.

A função estado limite de fendilhação para o caso da acção dos cloretos é dada pela seguinte expressão:

$$g(X) = t_i^{clor} + t_p - t_g$$

$$= \left[\left(\frac{Rec}{2 \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_s - C_R}{C_s} \right)} \right)^2 \cdot \frac{1}{k_{D,c} \cdot k_{D,RH} \cdot k_{D,T} \cdot D_0 \cdot t_0^n} \right]^{\frac{1}{1-n}} + \frac{k \cdot \phi_0}{1,15 \cdot \alpha \cdot I_{corr}} - t_g \quad (3.24)$$

Em que t_i^{clor} é o período de iniciação devido à acção dos cloretos, encontrando-se definido na subsecção 3.2.4 e t_p é o período de propagação que está definido na subsecção 3.2.6.

Tal como para o estado limite de despassivação tem-se uma função estado limite explícita, tendo sido adoptado o mesmo procedimento para o cálculo e programação das respectivas derivadas em ordem às variáveis aleatórias.

3.3.4 Exemplos de verificação

Apresentam-se nesta secção exemplos de verificação do modelo desenvolvido no que respeita à análise de fiabilidade de uma estrutura ao longo da sua vida útil. Deste modo, consideram-se dois exemplos em que se analisa a superestrutura de uma ponte rodoviária de betão armado pré-esforçado. No primeiro a estrutura encontra-se sujeita acção da carbonatação (classe de exposição XC3) e no segundo à acção dos cloretos (classe de exposição XS3). Procede-se à análise de fiabilidade para o estado limite de despassivação das armaduras ordinárias. Em ambos os casos se considera que a ponte foi executada com um betão da classe resistente C30/37, elaborado com uma razão água/cimento de 0,55, um cimento tipo CEM I 42.5 R com sílica de fumo e o processo de cura foi normal. Assume-se que todas as variáveis aleatórias seguem uma distribuição normal, apresentando-se no Quadro 3.13 os valores da média e desvio padrão que foram considerados para cada uma destas variáveis. Os valores indicados no Quadro 3.13 foram estabelecidos de acordo com as indicações da Especificação E 465 (LNEC, 2005) e do *Model Code for Service Life Design* (FIB, 2006). Os valores médios do recobrimento foram definidos de acordo com os valores nominais indicados na EN 1992-1-1 (2010) para as classes de exposição consideradas nestes exemplos.

Quadro 3.13 – Valores da média e do desvio padrão para cada variável aleatória

Acção da carbonatação		
Variáveis aleatórias	μ	σ
Recobrimento, <i>Rec</i> [m]	45×10^{-3}	10×10^{-3}
Resistência do betão à carbonatação, R_{C65} [kg.ano/m ⁵]	192,18	1,96
Concentração de CO ₂ , <i>c</i> [kg/m ³]	$0,7 \times 10^{-3}$	$0,1 \times 10^{-3}$
Humidade relativa, <i>HR</i> [%]	70	10
Acção dos cloretos		
Variáveis aleatórias	μ	σ
Recobrimento, <i>Rec</i> [m]	65×10^{-3}	10×10^{-3}
Coefficiente de difusão potencial, D_0 [m ² /s]	$5,3 \times 10^{-12}$	$1,06 \times 10^{-12}$
Temperatura do elemento estrutural, <i>T</i> [°C]	20	10

No Quadro 3.14 indicam-se os resultados obtidos para o índice de fiabilidade e para a probabilidade de rotura para uma idade da estrutura de 10 anos. Indicam-se os valores obtidos com o modelo desenvolvido em que a análise de fiabilidade foi realizada através do método *FOSM*. Para validação destes resultados apresentam-se também os resultados do mesmo exemplo obtidos utilizando o método *FORM* e o método de simulação de Monte Carlo, também implementados no modelo desenvolvido em ambiente *MATLAB*. O método de Monte Carlo foi utilizado por se tratar de um método de nível 3, pelo que permite resolver de forma exacta os cálculos dos integrais que caracterizam a probabilidade de rotura.

Quadro 3.14 – Valores do índice de fiabilidade e da probabilidade de rotura obtidos com diferentes métodos

Acção da carbonatação		
Método	β	p_f
<i>FOSM</i>	3,108	$9,421 \times 10^{-4}$
<i>FORM</i>	3,146	$8,273 \times 10^{-4}$
Monte Carlo	3,131	$8,700 \times 10^{-4}$
Acção dos cloretos		
Método	β	p_f
<i>FOSM</i>	1,966	$2,462 \times 10^{-2}$
<i>FORM</i>	1,903	$2,500 \times 10^{-2}$
Monte Carlo	2,005	$2,250 \times 10^{-2}$

Tendo em conta os resultados obtidos verifica-se que, tanto para o índice de fiabilidade como para a probabilidade de rotura, se obtêm valores próximos com os diferentes métodos. Comparando os valores do índice de fiabilidade obtidos com *FOSM* e com o método de Monte

Carlo verificam-se desvios relativos de 0,7% e 1,9% para as acções da carbonatação e dos cloretos, respectivamente. Relativamente aos valores da probabilidade de rotura obtidos com os métodos referidos verificam-se desvios relativos de 8,3% e 9,4%, respectivamente, para a carbonatação e para os cloretos. Por conseguinte, verifica-se que o método *FOSM* apresenta resultados próximos do método de Monte Carlo, que fornece a solução exacta do cálculo da probabilidade de rotura. Deste modo, pode referir-se que a metodologia adoptada, mais eficiente do ponto de vista computacional, é adequada para a análise de fiabilidade da estrutura sujeita à degradação do betão por carbonatação e pela acção dos cloretos.

4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

4.1 Introdução

No presente capítulo apresentam-se os exemplos de aplicação do modelo numérico desenvolvido para o estudo do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão. Estes exemplos encontram-se divididos em dois subcapítulos em que se aborda a resolução de dois problemas relevantes no contexto da durabilidade de estruturas de betão, nomeadamente, a estrutura sujeita à acção da carbonatação e à acção dos cloretos.

Deste modo, para cada um dos problemas referidos indicam-se os dados gerais e posteriormente apresentam-se e discutem-se os resultados referentes à evolução do índice de fiabilidade ao longo da vida útil pretendida para a estrutura. A análise de fiabilidade é efectuada considerando os estados limites de utilização referentes à despassivação das armaduras ordinárias e à fendilhação do betão de recobrimento.

A evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo é utilizada como indicador de desempenho da estrutura para decidir sobre a necessidade de intervenções de reparação. Neste sentido, considerou-se que a reparação da estrutura consiste na substituição da camada de betão de recobrimento das armaduras ordinárias.

Sugerem-se estratégias de reparação no que respeita ao número de reparações, à idade da estrutura a que deverão ser efectuadas as reparações, assim como, os valores de recobrimento a considerar em cada reparação.

4.2 Ponte sujeita à acção da carbonatação

4.2.1 Considerações gerais

Considera-se neste primeiro exemplo a superestrutura de uma ponte rodoviária executada em betão armado pré-esforçado, localizada em ambiente rural, com um tempo de vida útil pretendido de 100 anos e sujeita à acção da carbonatação. Assim, considera-se a estrutura sujeita às classes de exposição XC3 e XC4, tal como se ilustra na Figura 4.1.

Considera-se que a estrutura foi executada com um betão da classe resistente C30/37, elaborado com uma razão água/cimento de 0,55, um cimento tipo CEM I 42.5 R com sílica de fumo e o processo de cura foi normal.

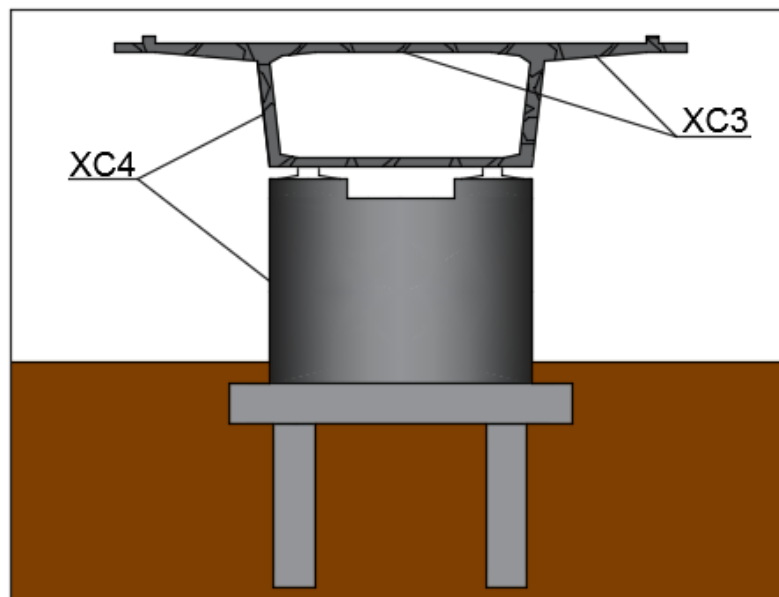


Figura 4.1 – Representação esquemática da secção transversal de uma ponte em ambiente rural sujeita à acção da carbonatação

4.2.2 Análise da fiabilidade – Estado limite de despassivação

Nesta secção apresentam-se os resultados da análise de fiabilidade para a vida útil da estrutura. Nesta análise foi utilizado o método *FOSM* e considerou-se o estado limite de utilização associado à despassivação das armaduras ordinárias. A respetiva função estado limite foi definida anteriormente na secção 3.3.2.

Após a definição da função estado limite foi necessário analisar quais os parâmetros mais relevantes do modelo e que deveriam ser considerados como variáveis aleatórias. Assim, efectuaram-se alguns estudos, tendo-se definido como variáveis aleatórias o recobrimento (*Rec*), a resistência do betão à carbonatação (R_{C65}), a concentração de dióxido de carbono (*c*) e a humidade relativa (*HR*) do ambiente. Assumiu-se que todas as variáveis aleatórias seguem uma distribuição normal. Os valores da média e desvio padrão que foram considerados para cada uma das variáveis aleatórias estão definidos no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Valores da média e do desvio padrão para cada variável aleatória

Variáveis aleatórias	μ	σ
Recobrimento, Rec [m]	Para XC3: 45×10^{-3} Para XC4: 50×10^{-3}	10×10^{-3}
Resistência do betão à carbonatação, R_{C65} [kg.ano/m ⁵]	192,18	1,96
Concentração de CO ₂ , c [kg/m ³]	$0,7 \times 10^{-3}$	$0,1 \times 10^{-3}$
Humidade relativa, HR [%]	Para XC3: 70 Para XC4: 80	10

Os valores indicados no Quadro 4.1 foram estabelecidos de acordo com as indicações da Especificação E 465 (LNEC, 2005) e do *Model Code for Service Life Design* (FIB, 2006). No caso particular dos valores médios do recobrimento, estes foram definidos de acordo com os valores nominais indicados na EN 1992-1-1 (2010) para as classes de exposição consideradas neste exemplo.

Nas Figuras 4.2 e 4.3 apresentam-se os resultados obtidos para a evolução do índice de fiabilidade ao longo da vida útil pretendida para a estrutura, respectivamente, sujeita às classes de exposição XC3 e XC4. Nessas figuras indica-se também o valor admissível de 1,3 para o índice de fiabilidade correspondente ao estado limite de despassivação e para uma classe de fiabilidade RC3 de acordo com as indicações do *Model Code for Service Life Design* (FIB, 2006).

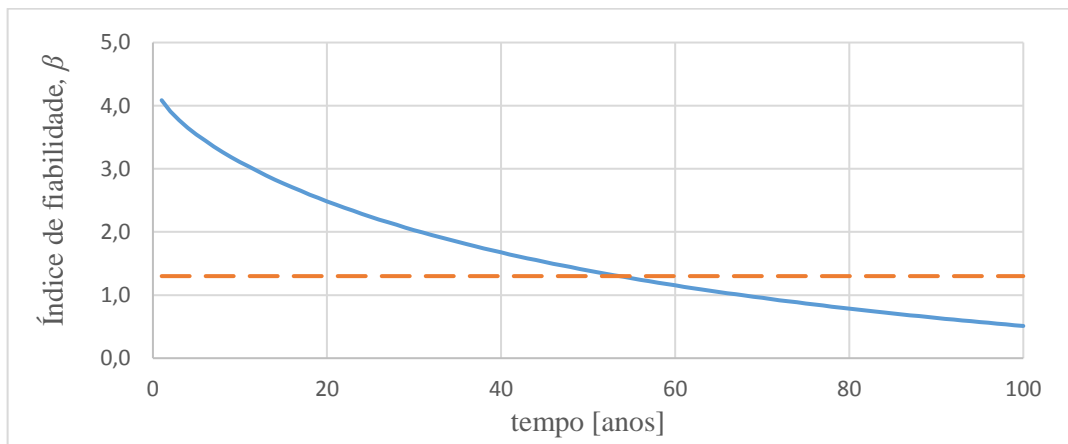


Figura 4.2 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de despassivação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC3

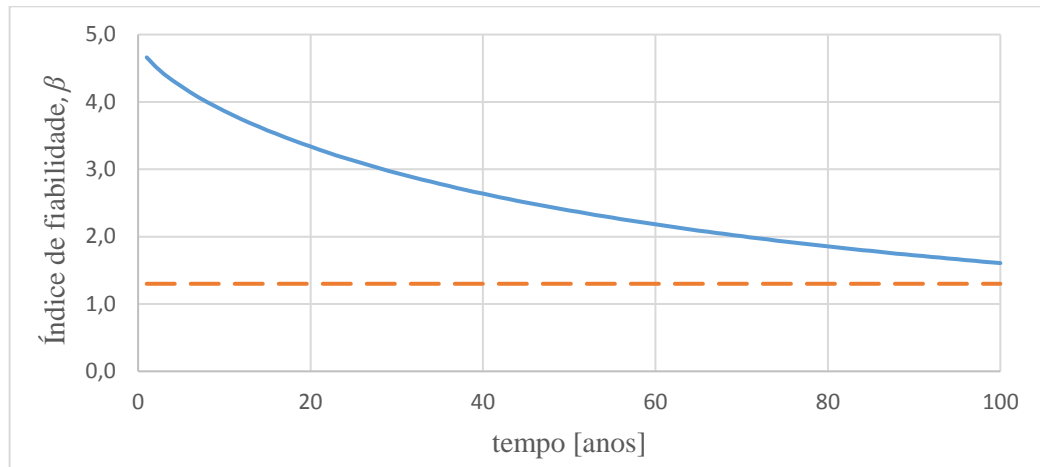


Figura 4.3 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de despassivação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC4

Analisando a Figura 4.2 verifica-se que para a estrutura considerada nas zonas sujeitas à classe de exposição XC3 aos 54 anos é atingido o índice de fiabilidade admissível. Nesta situação deve-se reparar com um recobrimento de 45 mm. Na Figura 4.4 apresenta-se os resultados obtidos para a evolução do índice de fiabilidade ao longo da vida útil pretendida após efectuar esta reparação.

Relativamente à Figura 4.3 observa-se que para as zonas da estrutura com uma classe de exposição XC4, o índice de fiabilidade admissível correspondente ao estado limite de despassivação não é atingido ao longo da vida útil da estrutura. No entanto, quando se efectuam reparações nas zonas afectadas pela classe de exposição XC3 poderá ser necessário verificar toda a estrutura.

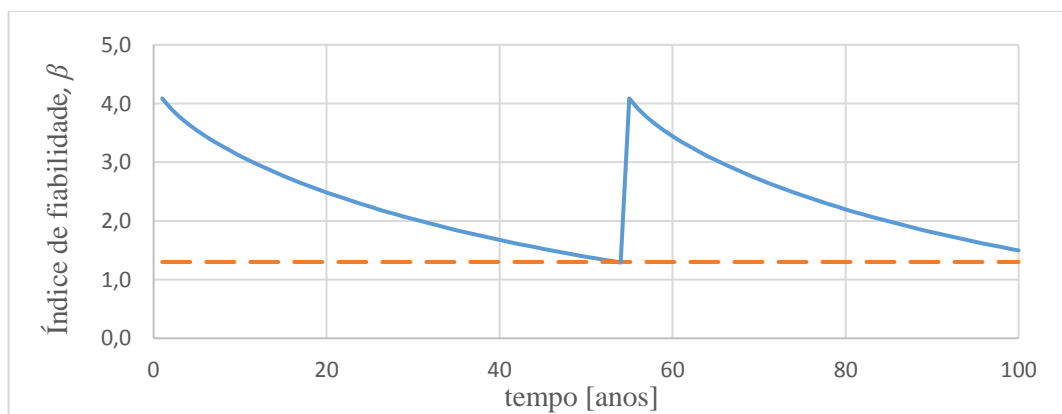


Figura 4.4 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de despassivação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC3, após reparação.

Tendo em conta os resultados apresentados, para a classe de exposição XC3 houve a necessidade de analisar qual seria o recobrimento a adoptar na fase de projecto para garantir a verificação do Estado Limite de Despassivação ao longo da sua vida útil, ou seja, sem ser necessário efectuar nenhuma acção de reparação. Através do modelo desenvolvido, conclui-se que, com um recobrimento de 60 mm a estrutura mantém um nível de fiabilidade superior ao admissível ao longo da sua vida útil sem necessidade de intervenção, como mostra a Figura 4.5.

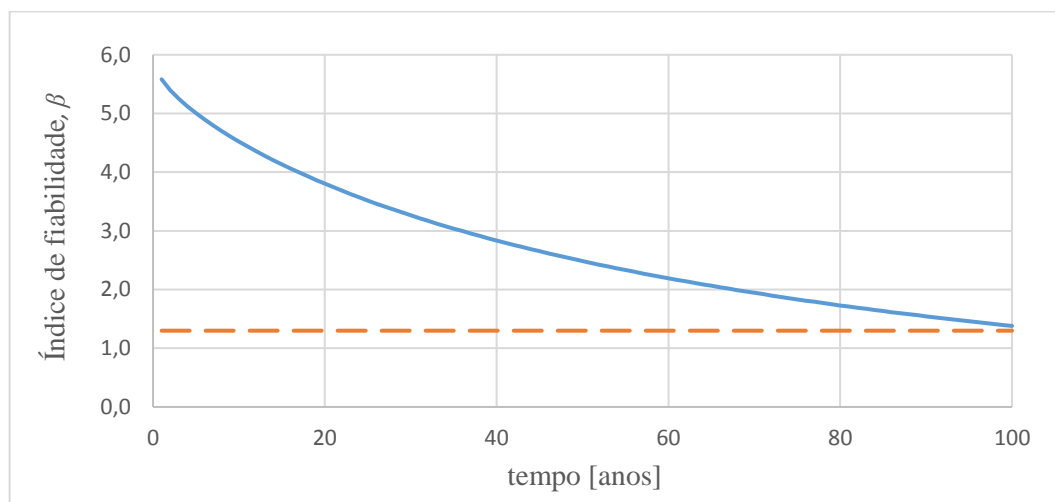


Figura 4.5 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de despassivação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC3 utilizando um recobrimento de 60 mm.

Com o objectivo de encontrar uma solução que minimize os custos globais do ciclo de vida mantendo a fiabilidade estrutural seria importante analisar se é mais económico optar por uma espessura de recobrimento inicial superior, o que envolve mais custos iniciais, mas depois ao longo da vida útil são efectuadas poucas reparações, ou utilizar uma espessura de recobrimento inicial inferior mas que ao longo da vida útil é necessário efectuar mais reparações.

4.2.3 Análise da fiabilidade – Estado limite de fendilhação

No que respeita ao estado limite de fendilhação do betão de recobrimento das armaduras ordinárias a respectiva função estado limite foi definida anteriormente na secção 3.3.3. Para além das variáveis aleatórias consideradas no estado limite de despassivação, consideraram-se neste caso também o diâmetro das armaduras ordinárias (ϕ_0), a resistência à compressão diametral do betão (f_{cd}) e a intensidade da corrente de corrosão (I_{corr}). Novamente, assumiu-se que todas as variáveis aleatórias seguem uma distribuição normal. Os valores da média e desvio padrão que foram considerados para cada uma das variáveis estão definidos no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Valores da média e do desvio padrão para cada variável aleatória

Variáveis aleatórias	μ	σ
Recobrimento, Rec [m]	Para XC3: 45×10^{-3} Para XC4: 50×10^{-3}	10×10^{-3}
Resistência do betão à carbonatação, R_{C65} [kg.ano/m ⁵]	192,18	1,96
Concentração de CO ₂ , c [kg/m ³]	$0,7 \times 10^{-3}$	$0,1 \times 10^{-3}$
Humidade relativa, HR [%]	Para XC3: 70 Para XC4: 80	10
Diâmetro das armaduras ordinárias, ϕ_0 [mm]	20	1
Resistência à compressão diametral do betão, f_{cd} [MPa]	2,5	1
Intensidade da corrente de corrosão, I_{corr} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	Para XC3: 0,1 Para XC4: 0,5	0,01

Tal como anteriormente, para definir os valores apresentados no Quadro 4.2 seguiram-se as indicações da Especificação E 465 (LNEC, 2005) e do *Model Code for Service Life Design* (FIB, 2006).

Apresentam-se nas Figuras 4.6 e 4.7 os resultados obtidos para a evolução do índice de fiabilidade ao longo da vida útil pretendida para a estrutura sujeita às classes de exposição XC3 e XC4, respectivamente. Nessas figuras indica-se também o valor admissível de 2,0 para o índice de fiabilidade correspondente ao estado limite de fendilhação e para uma classe de fiabilidade RC3 de acordo com as indicações da Especificação E 465 (LNEC, 2005).

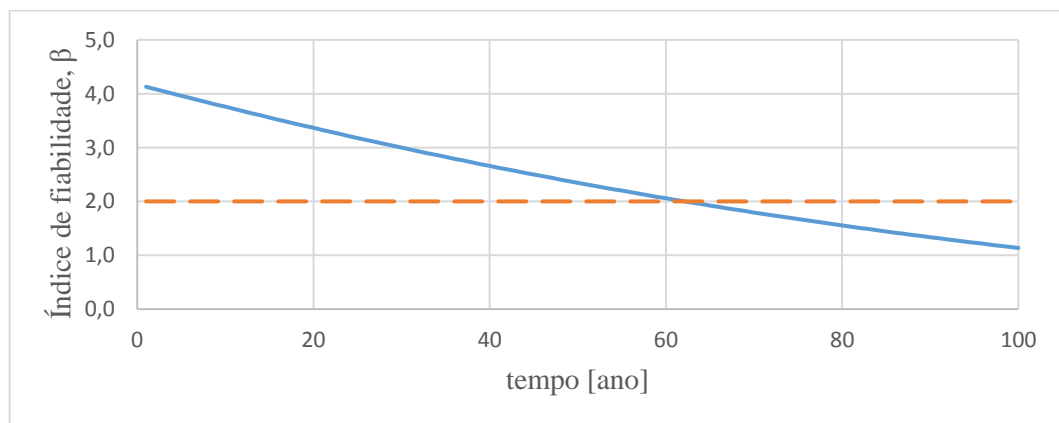


Figura 4.6 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC3

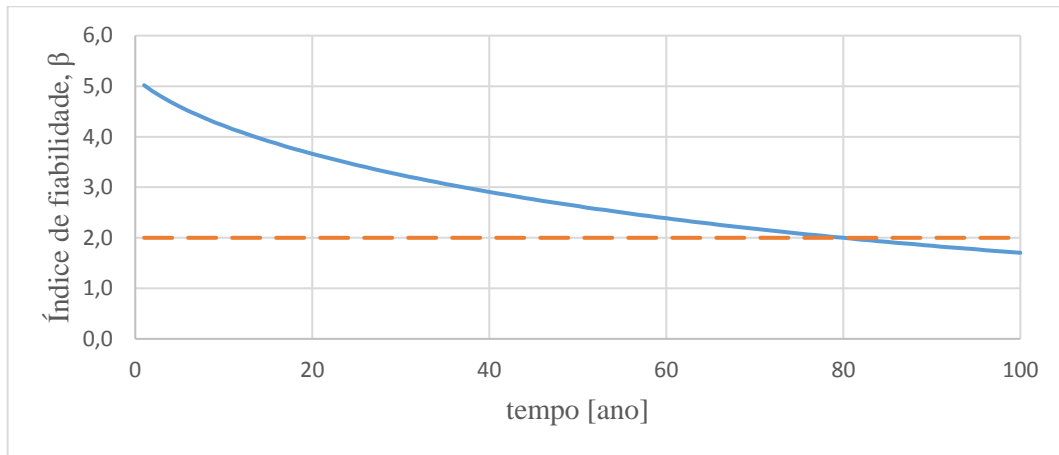


Figura 4.7 - Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC4

Analisando a Figura 4.6 verifica-se que nas zonas sujeitas à classe de exposição XC3 o índice de fiabilidade admissível é atingido ao fim de 62 anos. Para garantir a durabilidade é sugerido que se efectue uma reparação quando se atinge o índice de fiabilidade utilizando um recobrimento de 45 mm. A Figura 4.8 apresenta a evolução do índice de fiabilidade para a classe de exposição XC3 ao longo da vida útil após a construção e quando é efectuada a reparação.

Relativamente aos resultados da Figura 4.7 observa-se que para as zonas em que a classe de exposição é XC4 o índice de fiabilidade admissível é atingido aos 80 anos. Para garantir a durabilidade da estrutura é sugerido que se efectue uma reparação quando se atinge o índice de fiabilidade utilizando um recobrimento de 45 mm. A Figura 4.9 apresenta a evolução do índice de fiabilidade para a classe de exposição XC4 ao longo da vida útil após a construção e quando se efectua a reparação.

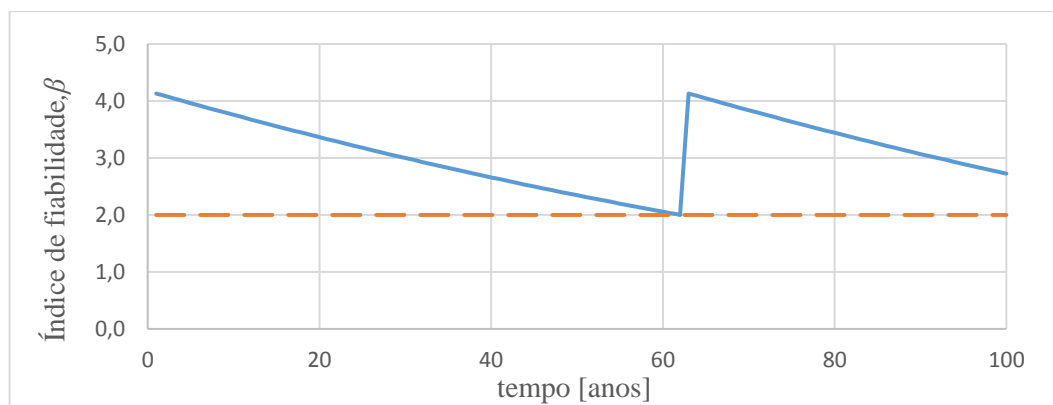


Figura 4.8 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC3, após reparação

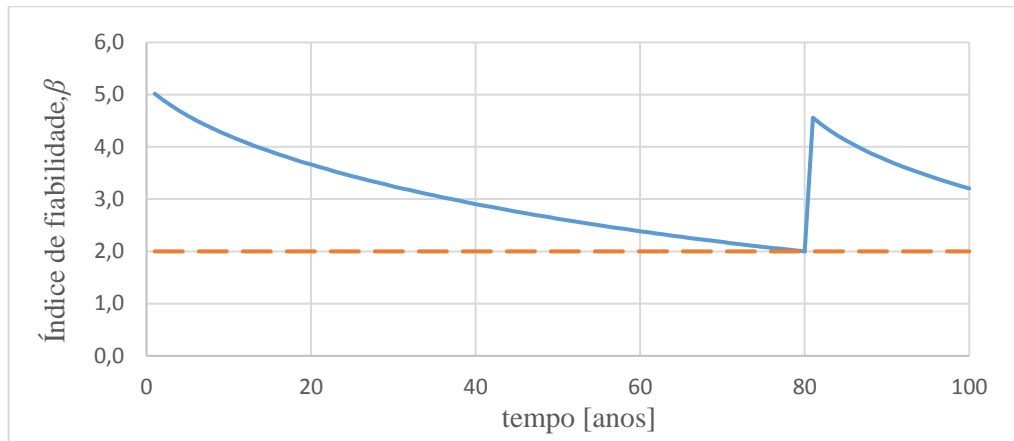


Figura 4.9 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC4, após reparação

Tendo em conta os resultados obtidos, foi necessário analisar qual seria o recobrimento a adoptar na fase de projecto para garantir a verificação do estado limite de fendilhação ao longo da vida útil, ou seja, sem ser necessário efectuar nenhuma acção de reparação. Neste sentido sugere-se que para ambas as classes de exposição se utilize uma espessura de recobrimento de 60 mm. A evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação utilizando um recobrimento de 60 mm encontra-se representada nas Figuras 4.10 e 4.11, respectivamente para as classes XC3 e XC4.

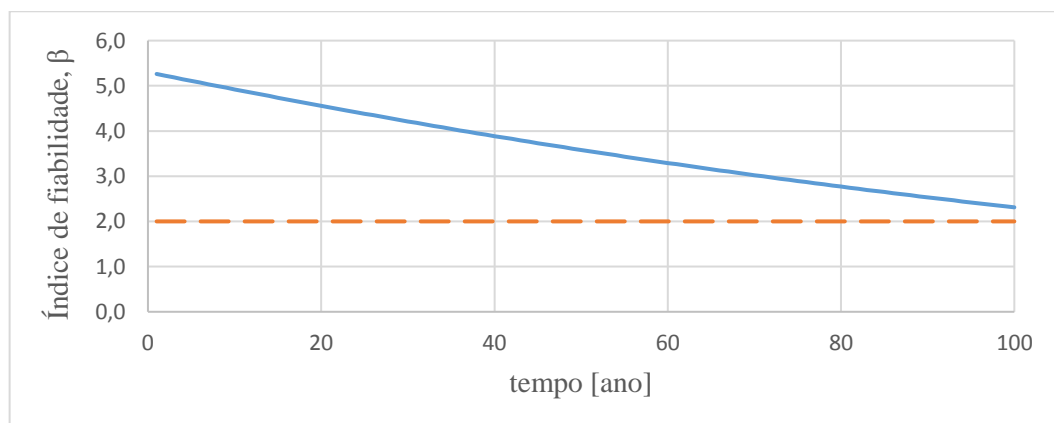


Figura 4.10 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC3, utilizando um recobrimento de 60 mm

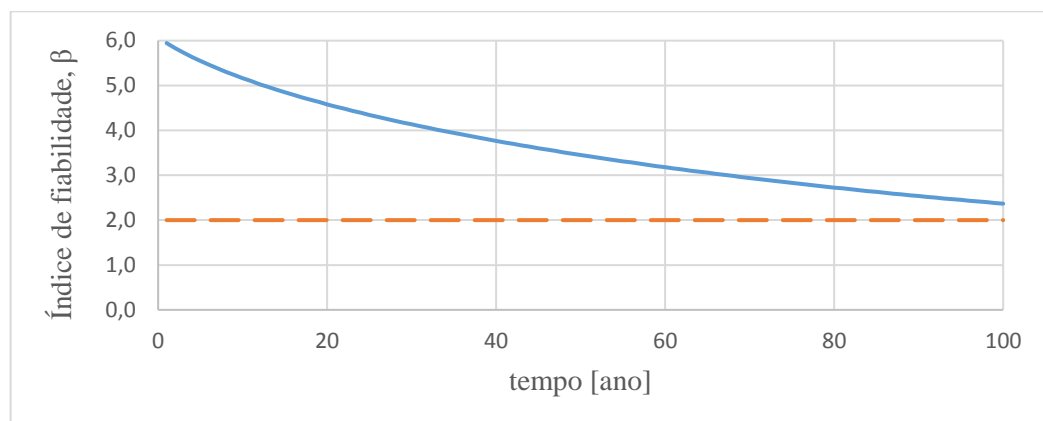


Figura 4.11 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XC4, utilizando um recobrimento de 60 mm

De referir que a aplicação do modelo com uma abordagem determinística conduz a valores do tempo de iniciação de 97 e 121 anos, respectivamente para as classes XC3 e XC4. Da mesma forma o tempo de propagação tem um valor de 41 e 9 anos, o que conduz a um tempo de vida útil de 138 e 130 anos, respectivamente para as classes XC3 e XC4. Como se verifica pelos resultados obtidos, a consideração da variabilidade de alguns parâmetros altera substancialmente estes resultados, o que sugere a utilização da abordagem probabilística como mais adequada para avaliar a segurança da estrutura ao longo do seu ciclo de vida.

4.3 Ponte sujeita à acção dos cloretos

4.3.1 Considerações gerais

Neste segundo exemplo de aplicação considera-se novamente a superestrutura de uma ponte rodoviária executada em betão armado pré-esforçado, localizada em ambiente marítimo, com um tempo de vida útil pretendido de 100 anos e sujeita a acção dos cloretos. Assim, considera-se a estrutura sujeita às classes de exposição XS1 e XS3, tal como se ilustra na Figura 4.12.

Considera-se que a estrutura foi executada com um betão da classe resistente C35/45, elaborado com uma razão água/cimento de 0,40, um cimento tipo CEM I 42.5 R com cinzas volantes e o processo de cura foi normal.

Tal como para o exemplo da estrutura sujeita à acção da carbonatação também se apresentam nas secções seguintes os resultados da análise de fiabilidade da estrutura indicada ao longo do seu ciclo de vida.

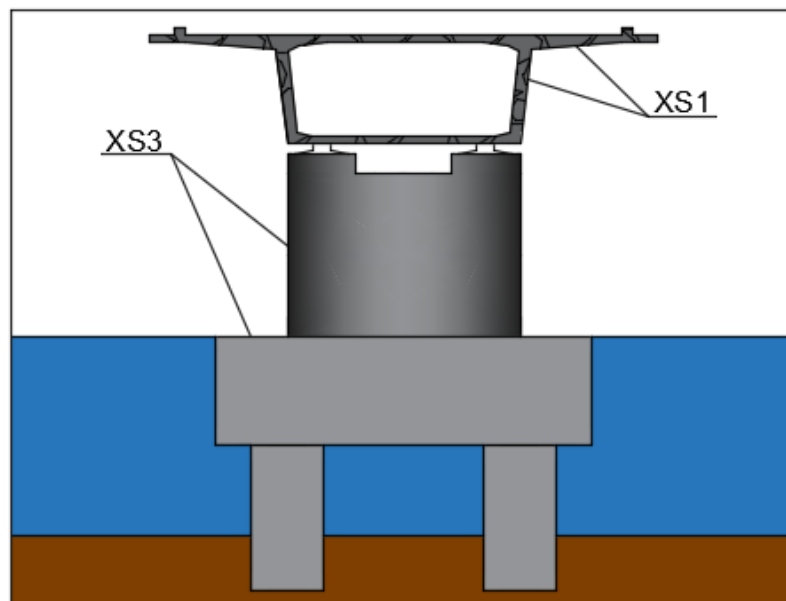


Figura 4.12 – Representação esquemática da secção transversal de uma ponte em ambiente marítimo sujeita à acção da carbonatação

4.3.2 Análise da fiabilidade – Estado limite de despassivação

Nesta secção apresentam-se os resultados da análise de fiabilidade para a vida útil da estrutura sujeita à acção dos cloretos. Utilizou-se o método *FOSM* e considerou-se o estado limite de utilização associado à despassivação das armaduras ordinárias, cuja respetiva função estado limite foi definida anteriormente na secção 3.3.2.

Tal como para o caso da carbonatação, após a definição da função estado limite analisaram-se quais os parâmetros mais relevantes do modelo e que, por conseguinte, deveriam ser considerados como variáveis aleatórias. Assim, efectuaram-se algumas análises, tendo-se definido como variáveis aleatórias o recobrimento (*Rec*), o coeficiente de difusão potencial (D_0) e a temperatura do elemento estrutural (*T*). Assumiu-se que todas as variáveis aleatórias seguem uma distribuição normal. Os valores da média e desvio padrão que foram considerados para cada uma das variáveis aleatórias estão definidos no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Valores da média e do desvio padrão para cada variável aleatória

Variáveis aleatórias	μ	σ
Recobrimento, <i>Rec</i> [m]	Para XS1: 55×10^{-3} Para XS3: 65×10^{-3}	10×10^{-3}
Coeficiente de difusão do potencial, D_0 [m ² /s]	$5,6 \times 10^{-12}$	$1,12 \times 10^{-12}$
Temperatura do elemento estrutural, <i>T</i> [°C]	20	10

À semelhança do problema anterior, os valores indicados no Quadro 4.3 também foram estabelecidos de acordo com as indicações da Especificação E 465 (LNEC, 2005) e do *Model Code for Service Life Design* (FIB, 2006). Como já foi referido, os valores médios do recobrimento foram definidos de acordo com os valores nominais indicados na EN 1992-1-1 (2010) para as classes de exposição consideradas neste exemplo.

Nas Figuras 4.13 e 4.14 apresentam-se os resultados obtidos para a evolução do índice de fiabilidade ao longo da vida útil pretendida para a estrutura, respectivamente, para as classes de exposição XS1 e XS3. Nessas figuras indica-se também o valor admissível de 1,3 para o índice de fiabilidade correspondente ao estado limite de despassivação e para uma classe de fiabilidade RC3 de acordo com as indicações do *Model Code for Service Life Design* (FIB, 2006).

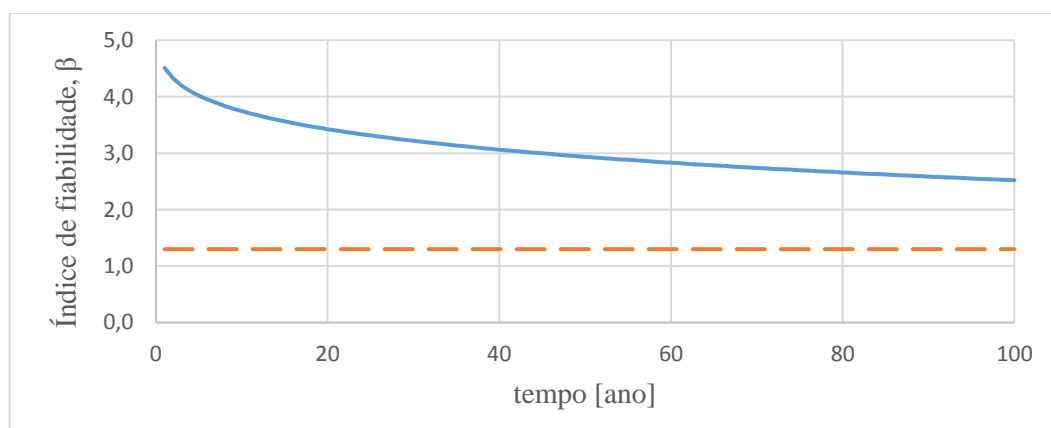


Figura 4.13 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de despassivação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XS1

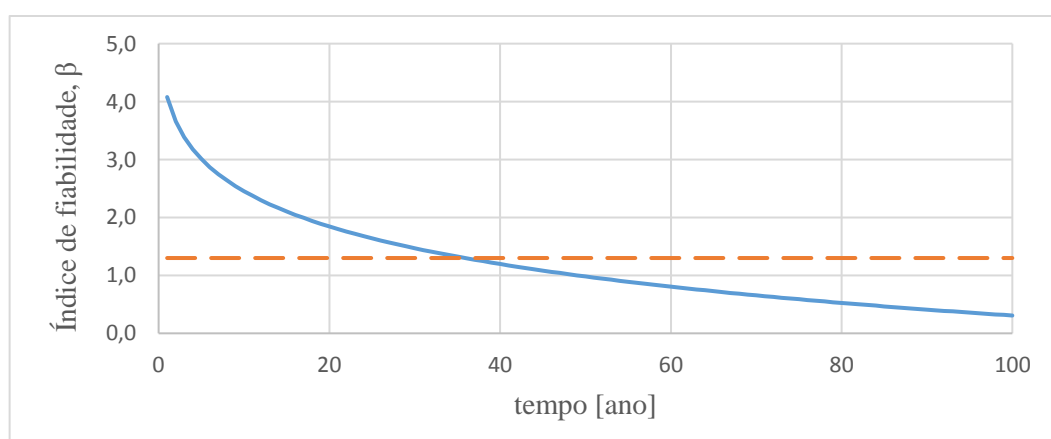


Figura 4.14 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de despassivação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XS3

Tendo em conta os resultados obtidos verifica-se que para os elementos sujeitos à classe de exposição XS1 o índice de fiabilidade para o estado limite de despassivação não é atingido durante o tempo de vida útil da estrutura. Assim, prevê-se que estes elementos mantenham a sua durabilidade não sendo necessário adoptar nenhuma estratégia de reparação.

Relativamente aos elementos sujeitos à classe de exposição XS3 o índice de fiabilidade para o estado limite de despassivação é atingido ao fim de 36 anos. Deste modo, para os elementos sujeitos a este ambiente é sugerido adoptar uma estratégia de reparação quando se atinge o índice de fiabilidade, utilizando um recobrimento de 65 mm. A Figura 4.15 apresenta a evolução do índice de fiabilidade para a classe de exposição XS3 ao longo da vida útil após a construção e quando se efectuam as reparações.

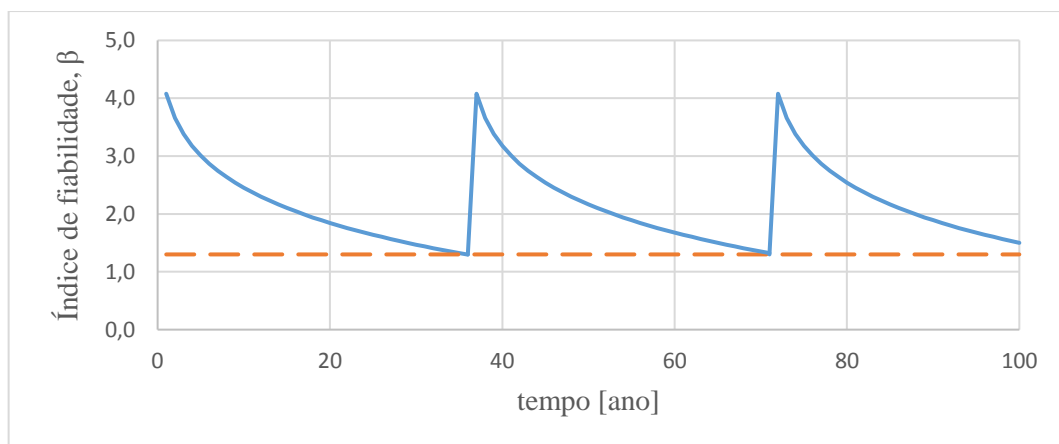


Figura 4.15 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de despassivação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XS3, após várias reparações

Como se pode observar na Figura 4.15, ao longo da vida útil da estrutura, foi necessário efectuar duas reparações, pois o índice de fiabilidade, após a primeira reparação, foi novamente atingido ao fim de 71 anos. Os elementos da estrutura expostos a esta classe de exposição estão sujeitos a um ambiente mais agressivo e por isso é necessário efectuar várias reparações no período de vida útil.

4.3.3 Análise da fiabilidade – Estado limite de fendilhação

Como já foi referido anteriormente, a função estado limite relativa ao estado limite de fendilhação foi definida na secção 3.3.3. Tal como foi feito para o caso da carbonatação, para além das variáveis aleatórias consideradas no estado limite de despassivação, consideraram-se neste caso também o diâmetro das armaduras ordinárias (ϕ_0), a resistência à compressão diametral do betão (f_{cd}) e a intensidade da corrente de corrosão (I_{corr}). Novamente, assumiu-se que todas as variáveis aleatórias seguem uma distribuição normal. Os valores da média e

desvio padrão que foram considerados para cada uma das variáveis estão definidos no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Valores da média e do desvio padrão para cada variável aleatória

Variáveis aleatórias	μ	σ
Recobrimento, Rec [m]	Para XS1: 55×10^{-3} Para XS3: 65×10^{-3}	10×10^{-3}
Coefficiente de difusão do potencial, D_0 [m ² /s]	$5,6 \times 10^{-12}$	$1,12 \times 10^{-12}$
Temperatura do elemento estrutural, T [°C]	20	10
Diâmetro das armaduras ordinárias, ϕ_0 [mm]	20	1
Resistência à compressão diametral do betão, f_{cd} [MPa]	4	1
Intensidade da corrente de corrosão, I_{corr} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	Para XS1: 0,5 Para XS3: 1,0	0,1

Tal como anteriormente, para definição dos valores apresentados no Quadro 4.4 seguiram-se as indicações da Especificação E 465 (LNEC, 2005) e do *Model Code for Service Life Design* (FIB, 2006).

Apresentam-se nas Figuras 4.16 e 4.17 os resultados obtidos para a evolução do índice de fiabilidade ao longo da vida útil pretendida para a estrutura, respectivamente, para as classes de exposição XS1 e XS3. Nessas figuras indica-se também o valor admissível de 2,0 para o índice de fiabilidade correspondente ao estado limite de fendilhação e para uma classe de fiabilidade RC3 de acordo com as indicações da Especificação E 465 (LNEC, 2005).

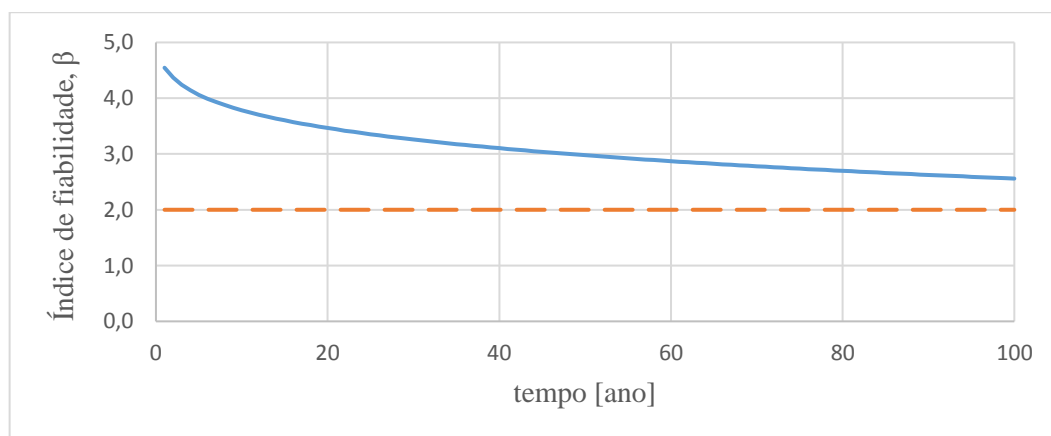


Figura 4.16 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XS1

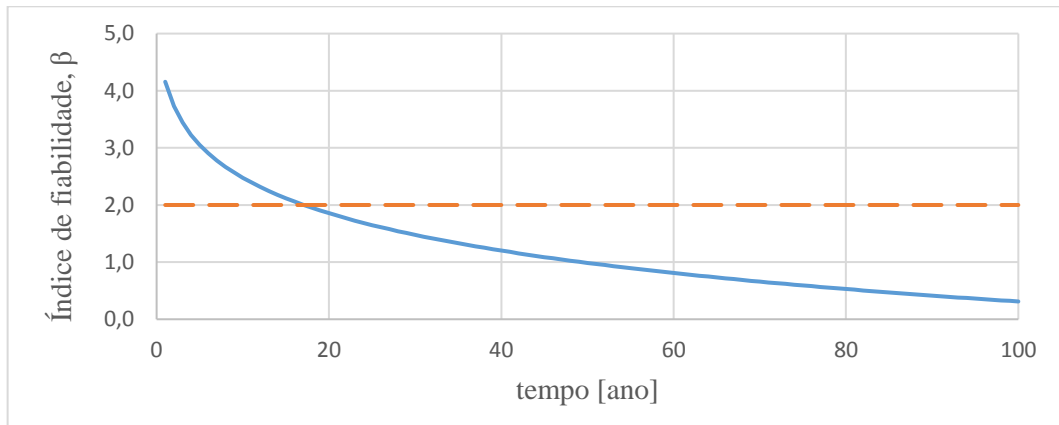


Figura 4.17 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XS3

Analisando a Figura 4.16 verifica-se que nas zonas sujeitas à classe de exposição XS1 o índice de fiabilidade corresponde ao estado limite de fendilhação não é atingido durante o tempo de vida útil, tal como acontece para o estado limite de despassivação.

Relativamente aos resultados da Figura 4.17 observa-se que para as zonas em que a classe de exposição é XS3 o índice de fiabilidade é atingido ao fim de 17 anos. Assim, para estes elementos é necessário adoptar uma estratégia de reparação sempre que se atinge o índice de fiabilidade, utilizando um recobrimento de 65 mm.

A Figura 4.18 apresenta a evolução do índice de fiabilidade para a classe de exposição XS3 ao longo da vida útil após a construção e quando se efectuam as reparações. Como se pode verificar é sugerido que se façam várias reparações ao longo do tempo de vida útil da estrutura.

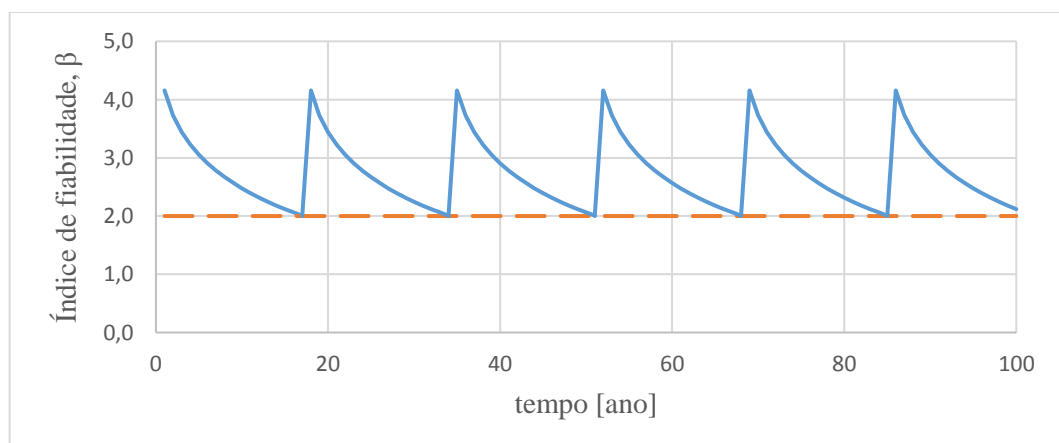


Figura 4.18 – Evolução do índice de fiabilidade ao longo do tempo para o estado limite de fendilhação e para os elementos sujeitos à classe de exposição XS3, após várias reparações

Tal como acontece nos exemplos da carbonatação apresentados no subcapítulo 4.2, é importante referir que a aplicação do modelo com uma abordagem determinística conduz a valores do tempo de iniciação de 4479 e 137 anos, respectivamente para as classes XS1 e XS3. Da mesma forma o tempo de propagação tem um valor de 1 ano para ambas as classes de exposição, o que conduz a um tempo de vida útil de 4480 e 138 anos, respectivamente para as classes XS1 e XS3. Como se verifica pelos resultados obtidos, a consideração da variabilidade de alguns parâmetros altera substancialmente estes resultados, o que sugere a utilização da abordagem probabilística como mais adequada para avaliar a segurança da estrutura ao longo do seu ciclo de vida.

5 CONCLUSÕES

5.1 Conclusões

Neste trabalho desenvolveu-se um estudo acerca do ciclo de vida de pontes rodoviárias de betão. Para tal, começou-se por realizar uma revisão bibliográfica acerca desta temática dando-se especial atenção aos mecanismos de degradação do betão por corrosão das armaduras. Posteriormente implementaram-se, num programa de computador desenvolvido em ambiente *MATLAB*, os modelos de deterioração do betão por corrosão das armaduras, devido à acção da carbonatação e devido à acção dos cloretos, propostos na Especificação E 465 (LNEC, 2005). Partindo destes modelos desenvolveu-se e implementou-se, adoptando uma abordagem probabilística, um modelo para avaliar a segurança da estrutura ao longo do seu ciclo de vida. Para tal, procede-se a uma análise de fiabilidade de nível II utilizando o método *FOSM (First Order Second Moment)*, analisando-se os estados limites de utilização associados à despassivação das armaduras ordinárias e à fendilhação do betão de recobrimento. O modelo desenvolvido permite obter a evolução do índice de fiabilidade da estrutura ao longo da sua vida útil. Conhecendo esta informação foi possível definir estratégias de reparação por forma a garantir o adequado desempenho da estrutura ao longo da sua vida útil.

Considerando o que foi apresentado em capítulos anteriores, os exemplos analisados e os resultados obtidos podem referir-se as seguintes conclusões:

- Tendo em conta o trabalho desenvolvido considera-se terem sido cumpridos os objectivos inicialmente propostos.
- Os resultados obtidos nos exemplos apresentados no Capítulo 4 são muito dependentes dos valores das variáveis aleatórias e dos parâmetros intervenientes nos modelos de evolução da carbonatação e da acção dos cloretos, em especial o recobrimento, a resistência do betão à carbonatação e o coeficiente de difusão potencial dos cloretos.
- Tendo em conta a conclusão anterior e para o caso de estruturas existentes, salienta-se a importância de uma avaliação cuidada dos valores das variáveis envolvidas para uma adequada previsão da degradação da estrutura e avaliação da sua durabilidade. Para o caso de novas estruturas é fundamental uma correcta escolha de parâmetros como a classe de betão, o tipo de cimento, a razão água-cimento e a espessura de recobrimento, a fim de garantir um adequado desempenho da estrutura ao longo da sua vida útil, procurando minimizar-se o custo global.
- Verificou-se que quanto mais longo for o tempo de iniciação da corrosão, maior é a durabilidade das estruturas de betão. Assim, deve procurar-se, na fase de projecto,

adoptar medidas que visem maximizar o tempo de iniciação. Este aspecto assume especial relevância para o caso da acção dos cloretos, em que o tempo de propagação é muito pequeno devido à elevada velocidade de corrosão que se verifica para essa acção.

- No que respeita unicamente à necessidade de efectuar um maior número de reparações, a acção dos cloretos pode ser considerada mais gravosa do que a acção da carbonatação. No entanto, esta acção tem efeitos locais na estrutura ao contrário da carbonatação que se caracteriza por um efeito global.
- Os cimentos tipo CEM I; II/A são mais resistentes à acção da carbonatação, enquanto os cimentos tipo CEM III/IV são mais resistentes à acção dos cloretos.

Devido à variabilidade de algumas grandezas intervenientes nos modelos de degradação, os resultados obtidos salientam a importância da adopção de uma abordagem probabilística em detrimento de uma abordagem determinística, para uma adequada avaliação do desempenho da estrutura ao longo da sua vida útil.

5.2 Recomendações para estudos futuros

As temáticas da sustentabilidade da construção e da análise do ciclo de vida de estruturas são áreas bastante vastas pelo que se justifica a realização de futuros trabalhos de investigação. Assim, considera-se relevante melhorar o modelo numérico desenvolvido no sentido de aperfeiçoar as suas capacidades e eventualmente aplicá-lo a situações reais. Neste sentido, pensa-se ser relevante implementar a formulação indicada no Model Code for Service Life Design (FIB, 2006), que envolve a consideração de um maior número de variáveis aleatórias na análise de fiabilidade. Considera-se também importante estender o modelo a outros mecanismos de degradação do betão.

Numa perspectiva de minimização do custo global, um desenvolvimento natural do presente trabalho passa pela implementação do modelo desenvolvido num programa de optimização estrutural. Deste modo, a optimização poderá ser aplicada, por exemplo, a estruturas existentes no sentido de optimizar a estratégia de reparação e a estruturas a projectar de modo a maximizar o tempo de iniciação da corrosão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, J. C. (2013). “Estudo do Ciclo de Vida de Pontes Rodoviárias”. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Braga.
- Appleton, J. (2013). “Estruturas de Betão”, volume 1. Edições Orion, Amadora.
- CEB (1992). “Durable Concrete Structures”. Comité Euro-Internationale du Béton, Bulletin d’Information No. 183.
- Cornell, C.A. (1969). “A Probability-Based Structural Code”. Journal of American Concrete Institute, No. 12, Vol. 66, pp.974–985.
- Costa, A. (1999). “Mecanismos de Deterioração em Estruturas de Betão Armado.” Apontamentos, Instituto Superior Técnico na Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- EN 1990 (2009). “NP EN 1990 Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas”. IPQ – Instituto Português da Qualidade.
- EN 1992-1-1 (2010). “NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. IPQ – Instituto Português da Qualidade.
- FIB (2006). “Model Code for Service Life Design.” Fédération Internationale du Béton, Bulletin No. 34.
- Frangopol, D. M., Lin, K-Y e Estes, A. C. (1997). “Life-Cycle Cost Design of Deteriorating Structures”. ASCE- Journal Structural Engineering; Vol. 123, Issue 10, pp.1390–401.
- Gonçalves, A., R., A., e Ferreira, M. (2007). “The new LNEC Specifications on Reinforced Concrete Durability.” Proceeding of the International RILEM Workshop, PRO 56, Guimarães, Portugal. 131-139.
- Guerreiro, L. (1999) “Introdução a Fiabilidade Estrutural”. Apontamentos. Instituto Superior Técnico na Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Hasofer, A.M. e Lind, N.C. (1974). “An Exact and Invariant First-Order Reliability Format”. ASCE- J. Eng. Mech. Div., Vol. 100, pp.111–121.
- Henriques, A. R. (1998). “Aplicação de Novos Conceitos de Segurança no Dimensionamento do Betão Estrutural”. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

-
- Jacinto, L. A. C. (2011) “Avaliação da Segurança de Pontes Existentes. Abordagem Probabilística Bayesiana”. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- LNEC (2005). “Documentação normativa Especificação LNEC E465-2005”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Matos, J. N. O. A. A. (2010). “Avaliação de Fiabilidade Estrutural Recorrendo a Métodos de Simulação”. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Miranda, J. M. P. (2014). “Análise de Fiabilidade de Estruturas com Funções de Estado Limite Implícitas”. Dissertação de Mestrado em Engenharia e Arquitectura Naval, Instituto Superior Técnico na Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Rackwitz, R. e Fiessler, B. (1978). “Structural Reliability under Combined Random Load Sequences”. *Computers and Structures*, Vol. 9, No. 5, pp. 489-494.
- Rahim, A. e Johnston, D. (1993). “Estimating bridge related traffic accidents and costs”. *Transportation Research Record*, Issue 1392, pp. 99-106.
- Santa, U. e Bergmeister, K. (2000). “Techniques for the Acquisition, Modeling and Interpretation of Knowledge in Monitoring Applications”. *Proceedings of the 6th International Workshop on Material Properties and design*. Bauhaus University Weimar.
- Segura, T. G., Yepes V., Frangopol, D. M. e Yang, D. Y. (2017). “Lifetime Reliability-Based Optimization of Post-Tensioned Box-Girder Bridges”. *Elsevier- Engineering Structures*, Vol. 145, pp: 381-391.
- Stewart, M. G. (2001). “Reliability-based Assessment of Ageing Bridges Using Risk Ranking and Life Cycle Cost Decision Analyses”. *Elsevier Science- Reliability Engineering and System Safety*, Vol. 74, pp. 263-273.
- Tuutti, K. (1982). “Corrosion of Steel in Concrete”, Report n.º CBI Research FO 4:82, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden.

ANEXO A

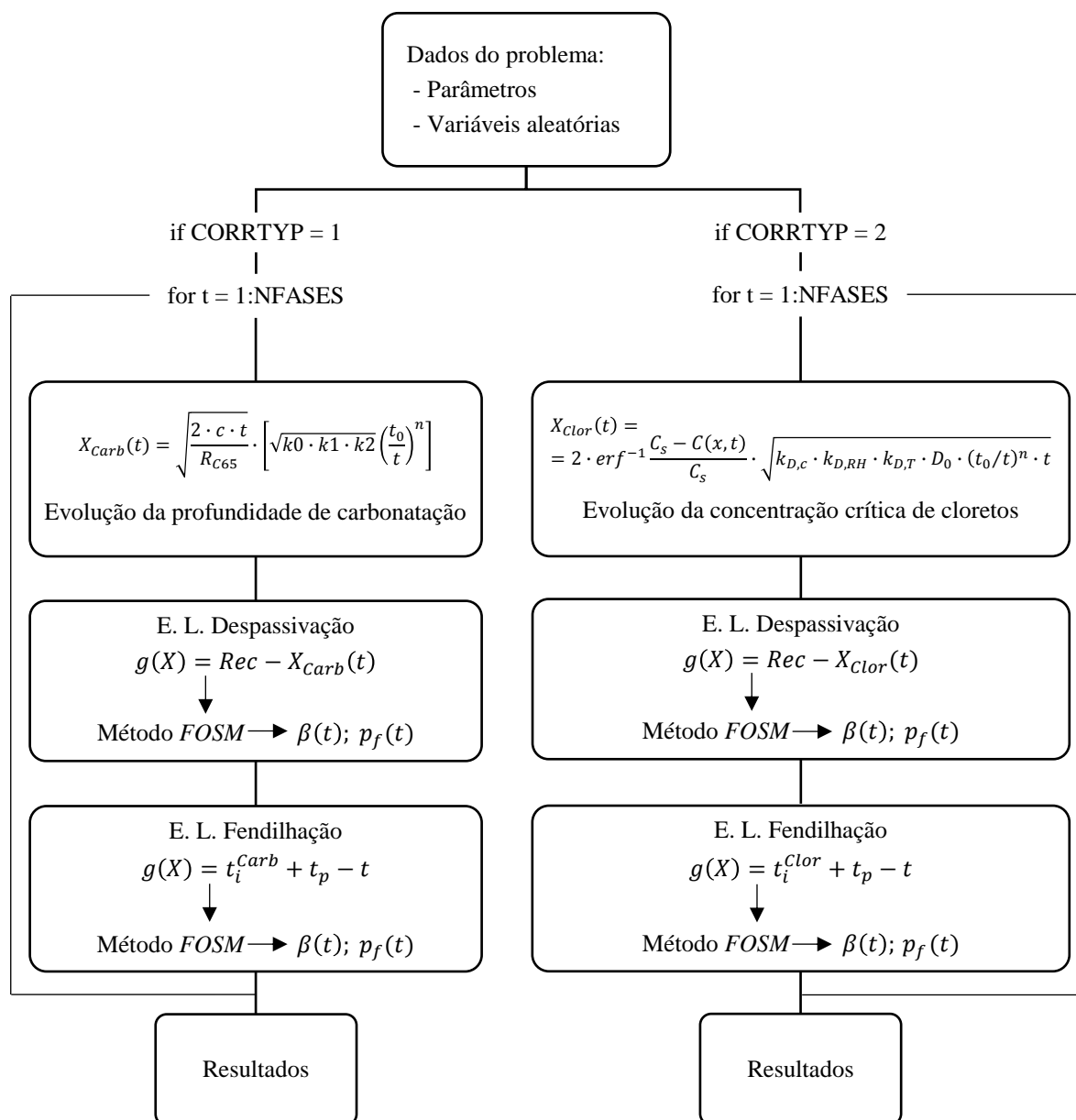


Figura A.1 – Diagrama de funcionamento do modelo numérico desenvolvido