

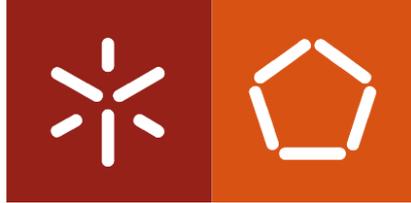
Universidade do Minho

Escola de Engenharia

José Carlos Costa de Almeida

Estudo Do Ciclo De Vida De Pontes Rodoviárias

Sistema de apoio a análise comparativa dos custos ao longo do ciclo de vida de diferentes soluções para pontes rodoviárias de betão armado



Universidade do Minho

Escola de Engenharia

José Carlos Costa de Almeida

Estudo Do Ciclo De Vida De Pontes Rodoviárias

Sistema de apoio a análise comparativa dos custos ao longo do ciclo de vida de diferentes soluções para pontes rodoviárias de betão armado

Tese de Doutoramento em Engenharia Civil

Trabalho efectuado sob a orientação do

Professor Doutor Paulo Jorge de Sousa Cruz

Professor Doutor Jorge Manuel Caliço Lopes de Brito

Janeiro de 2013

À minha família

ESTUDO DO CICLO DE VIDA DE PONTES RODOVIÁRIAS

Sistema de apoio à análise comparativa dos custos ao longo do ciclo de vida de diferentes soluções para pontes rodoviárias de betão armado

Resumo

A evolução das redes de transportes tem acompanhado, ao longo do tempo, a própria evolução das sociedades. Hoje, como tem sido ao longo dos tempos, tem um peso fundamental quer no desenvolvimento social quer no económico. As pontes, pelas suas características singulares, são elementos que permitem que as vias atravessem rios, estuários, canais, vias, vales e muito outros obstáculos, tanto naturais como criados pelo Homem. Dado que a deterioração das obras de arte é inevitável, é fundamental que a sua gestão se faça otimizando os cada vez mais escassos recursos existentes.

Pretende-se com a presente Tese criar um método inovador que permite quantificar os custos de ciclo de vida de tabuleiros de pontes rodoviárias em betão armado, possibilitando, deste modo, apoiar a tomada de decisão no que concerne à escolha de entre diversas alternativas de construção / reparação.

Inicia-se com a apresentação dos sistemas de gestão de pontes que existem a nível mundial e a nível nacional de modo a demonstrar a clara necessidade de um sistema de apoio à tomada de decisão que seja rápido e intuitivo.

São expostos os principais mecanismos de deterioração de tabuleiros de pontes de betão armado, onde se apresentam alguns modelos de previsão da deterioração fundamentados nas principais características materiais e ambientais das pontes.

São depois apresentados e caracterizados alguns dos mais modernos materiais de construção utilizados em pontes de betão armado. São descritas de forma sucinta e resumida, as suas principais características com um especial enfoque nos seus custos e vida útil. São também apresentadas para cada um dos materiais as vantagens e desvantagens da sua utilização.

Após a determinação e apresentação dos custos diretos, é apresentada a quantificação dos custos dos utentes. Estes cálculos são realizados tendo em consideração os custos de operação dos veículos, os custos do tempo e os custos de acidente. Os custos dos utentes são determinados comparando os custos de circulação em vias sem qualquer impedimento e o custo decorrente da circulação com tráfego condicionado.

O modelo criado é aplicado a uma ponte real onde se estudam os custos resultantes de diversas alternativas de reparação. De modo a se poderem definir algumas recomendações de atuação, é realizada uma análise de sensibilidade aos parâmetros que são considerados mais importantes.

No final, são expostas as principais conclusões e recomendações de atuação e apresentadas algumas sugestões de desenvolvimento futuros resultantes das limitações do modelo criado.

(Página intencionalmente deixada em branco)

LIFE CYCLE STUDY OF ROADWAY BRIDGES

Support system for comparative analysis of life cycle costs of different solutions for concrete roadway bridges

Abstract

Throughout the years the road network has evolved alongside society. Nowadays, as well as throughout the ages, it has played an important role in both social and economical development. Due to their unique features, bridges are structures that allow roadways to cross over rivers, canals, roads, valleys and many other natural or manmade obstacles. Given that the deterioration of bridges is inevitable, it is crucial that their management is accomplished by optimizing the increasingly scarce economic resources.

The aim of this Thesis is to create an innovative method that quantifies the life cycle costs of concrete decks of roadway bridges that supports the decision-making regarding the optimal selection between several construction / repair alternatives.

The Thesis starts with a presentation of existing bridge management systems, at a worldwide and national level, with the purpose of demonstrating the need for a fast and intuitive system for supporting the decision-making process.

The main deterioration mechanisms of concrete decks are presented along with some deterioration models based on the main material and environmental characteristics of bridges.

Some of the most modern materials that are used on concrete bridges are also presented and characterized. These materials are briefly described and their main properties are summarized with a special focus on their cost and service life. Some advantages and disadvantages of their applications are also presented.

After the determination and presentation of the direct costs, the quantification of the user costs is presented. These calculations are made taking into account the vehicle operating costs, the cost of time and accident costs. The user costs are determined by comparing the traffic costs under free flow conditions with those that result from conditioning the traffic flow.

The model created is applied to an existing bridge, where the determination and comparison of the costs of the application of different repair alternatives are analysed. In order to be able to make some recommendations of operation sensitivity analysis of the parameters that are considered most important is performed.

The main conclusions and recommendations are presented at the end of the Thesis, and some suggestions are made for future development resulting from limitations of the model created.

(Página intencionalmente deixada em branco)

Agradecimentos

Esta Tese foi desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, inserida no centro de investigação ISISE (Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering) no grupo SMCT (Steel and Mixed Construction Technologies).

Ao Professor Paulo Cruz, Professor Catedrático da Universidade do Minho, quero agradecer a disponibilidade pela orientação científica objetiva deste trabalho e pelo interesse sempre demonstrado em todas as fases do mesmo.

Ao Professor Jorge de Brito, Professor Catedrático do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, quero agradecer a sua cuidada e constante dedicação que demonstrou ao longo desta caminhada. A sua vasta experiência, os seus ensinamentos e opiniões, sempre transmitidos de uma forma clara e franca, permitiram a materialização deste trabalho. Ter trabalhado sob sua orientação foi sem dúvida um privilégio.

Quero demonstrar o meu agradecimento à ASCENDI, na pessoa do Senhor Engenheiro Ugo Berardinelli, pela disponibilização dos dados relativos à A25, sem os quais teria sido impossível realizar o caso de estudo aplicado. Quero agradecer a todas as empresas de transportes e concessionários pela disponibilização das informações solicitadas.

Ao Instituto Politécnico da Guarda, à Escola Superior de Tecnologia e Gestão em particular, o meu agradecimento pelo apoio concedido e pela criação das condições de trabalho possíveis.

Aos colegas da Escola Superior de Tecnologia e Gestão quero agradecer o constante apoio e palavras amigas de encorajamento que tiveram para comigo ao longo deste trabalho.

A minha gratidão à FCT, pela atribuição da bolsa de estudo no âmbito do programa PROTEC, mesmo que esta tenha sido interrompida a meio do programa por intervenção governamental.

À minha família e muito em especial aos meus pais, irmãos, sogros, cunhados, sobrinhos e avô, o meu profundo agradecimento por todo o apoio e carinho demonstrado ao longo do tempo.

À minha esposa Raquel e aos meus filhos Ema e Tiago, a minha profunda gratidão por me mostrarem todos os dias o porquê da minha existência.

(Página intencionalmente deixada em branco)

Índice geral

Resumo.....	i
Abstract	iii
Agradecimentos.....	v
Índice geral.....	vii
Índice de figuras.....	xiv
Índice de tabelas.....	xx
Simbologia.....	xxxix
Acrónimos.....	xli
CAPÍTULO 1 - Introdução.....	1.1
1.1 Considerações preliminares.....	1.1
1.2 Motivação, objetivos e metodologia de investigação.....	1.4
1.2.1 Motivação.....	1.4
1.2.2 Objetivos.....	1.5
1.2.3 Metodologia de investigação.....	1.6
1.3 Descrição da estrutura do trabalho.....	1.7
Referências bibliográficas do Capítulo 1.....	1.9
CAPÍTULO 2 - Sistemas de gestão de obras de arte.....	2.1
2.1 Introdução.....	2.1
2.1.1 Pontes: a sua importância.....	2.2
2.1.2 Evolução histórica dos sistemas de gestão.....	2.6
2.1.3 Constituição dos sistemas de gestão de pontes.....	2.8
2.1.3.1 Classificação global da ponte.....	2.16
2.1.3.2 Classificação individual dos componentes.....	2.16
2.1.3.3 Modelos de deterioração.....	2.18
2.1.3.3.1 Modelos mecanicistas.....	2.19
2.1.3.3.2 Modelos determinísticos.....	2.19
2.1.3.3.3 Modelos estocásticos.....	2.19
2.1.3.3.4 Modelos que utilizam inteligência artificial.....	2.20
2.1.3.4 Modelos de custos.....	2.20
2.1.3.5 Tomada de decisão de reparação e reabilitação.....	2.21
2.1.3.6 Decisões a nível de rede vs. decisões a nível da ponte.....	2.21
2.2 Sistemas de gestão de pontes existentes.....	2.22
2.2.1 Japão.....	2.23

2.2.2 África do Sul.....	2.25
2.2.3 E.U.A.	2.27
2.2.3.1 Sistema PONTIS.....	2.27
2.2.3.2 Sistema BRIDGIT	2.31
2.2.4 Canadá	2.36
2.2.4.1 Sistema de gestão de pontes do Ontário	2.36
2.2.5 Finlândia	2.44
2.2.6 Suíça	2.47
2.2.7 França	2.51
2.2.8 Portugal.....	2.60
2.2.8.1 Sistema proposto por Brito	2.61
2.2.8.2 Sistema proposto por Almeida	2.64
2.2.8.3 Sistema STONE.....	2.66
2.2.8.4 Sistema GOA.....	2.68
2.3 Conclusões	2.70
Referências bibliográficas do Capítulo 2.....	2.72
CAPÍTULO 3 - Mecanismos de deterioração.....	3.1
3.1 Introdução	3.1
3.2 Causas físicas	3.2
3.2.1 Ciclos gelo / degelo	3.2
3.2.2 Retração	3.4
3.2.3 Fluência	3.5
3.2.4 Abrasão.....	3.9
3.2.5 Erosão	3.9
3.2.6 Cavitação	3.10
3.2.7 Tensões térmicas.....	3.10
3.3 Causas químicas.....	3.12
3.3.1 Carbonatação	3.12
3.3.1.1 Modelos de previsão	3.16
3.3.2 Cloretos.....	3.21
3.3.3 Reação álcalis – agregados	3.28
3.3.4 Sulfatos	3.33
3.3.5 Água do mar	3.36
3.3.6 Ácidos.....	3.40
3.4 Causas biológicas.....	3.41

3.5 Causas eletroquímicas	3.41
3.6 Cálculo das propriedades de desempenho do betão relacionadas com a corrosão das armaduras	3.47
3.6.1 Modelo para o cálculo do período de propagação	3.52
3.7 Outras causas de deterioração	3.54
3.8 Modelação adotada.....	3.55
3.8.1 Modelo de previsão do tempo de iniciação.....	3.55
3.8.1.1 Carbonatação.....	3.55
3.8.1.2 Cloretos	3.56
3.8.2 Modelo de previsão do tempo de propagação.....	3.58
3.9 Considerações finais.....	3.59
Referências bibliográficas do Capítulo 3	3.61
CAPÍTULO 4 - Técnicas de construção / reparação	4.1
4.1 Introdução.....	4.1
4.2 Aços.....	4.8
4.2.1 Armaduras correntes	4.8
4.2.1.1 Custo	4.9
4.2.1.2 Vida útil.....	4.9
4.2.1.3 Vantagens.....	4.10
4.2.1.4 Desvantagens.....	4.10
4.2.2 Armaduras protegidas com revestimento epóxico.....	4.10
4.2.2.1 Custo	4.14
4.2.2.2 Vida útil.....	4.15
4.2.2.3 Vantagens.....	4.16
4.2.2.4 Desvantagens.....	4.16
4.2.3 Armaduras de aço galvanizadas	4.17
4.2.3.1 Custo	4.19
4.2.3.2 Vida útil.....	4.20
4.2.3.3 Vantagens.....	4.21
4.2.3.4 Desvantagens.....	4.22
4.2.4 Armaduras de aço inoxidável.....	4.23
4.2.4.1 Custo	4.27
4.2.4.2 Vida útil.....	4.29
4.2.4.3 Vantagens.....	4.29
4.2.4.4 Desvantagens.....	4.29

4.2.5 Armaduras revestidas a aço inoxidável	4.30
4.2.5.1 Custo	4.31
4.2.5.2 Vida útil	4.32
4.2.5.3 Vantagens	4.33
4.2.5.4 Desvantagens	4.33
4.3 Adjuvantes inibidores de corrosão	4.33
4.3.1 Custo	4.36
4.3.2 Vida útil	4.37
4.3.3 Vantagens	4.37
4.3.4 Desvantagens	4.38
4.4 Proteção / prevenção catódica	4.40
4.4.1 Sistemas de proteção catódica por corrente impressa	4.48
4.4.2 Sistemas galvânicos	4.52
4.4.3 Custo	4.64
4.4.4 Vida útil	4.66
4.4.5 Vantagens	4.67
4.4.6 Desvantagens	4.69
4.5 Resumo das opções de construção / reparação	4.71
4.6 Processo de decisão utilizado	4.72
4.7 Considerações finais	4.75
Referências bibliográficas do Capítulo 4	4.76
CAPÍTULO 5 - Custos dos utentes	5.1
5.1 Introdução	5.1
5.2 Tipos de itinerários e velocidades médias de circulação	5.10
5.3 Classificação dos veículos	5.10
5.3.1 Classificação adotada no modelo	5.12
5.4 Quantificação dos custos dos utentes	5.13
5.4.1 Custo de operação dos veículos (COV)	5.13
5.4.1.1 Modelos para a determinação do consumo de combustível	5.15
5.4.1.2 Modelos para a determinação do consumo de óleo	5.16
5.4.1.3 Modelos para a determinação do consumo de pneus	5.17
5.4.1.4 Modelos para a determinação do custo de manutenção e reparação	5.18
5.4.1.5 Modelos para a determinação do custo de desvalorização	5.19
5.4.1.6 Modelos para a determinação dos custos de circulação dos veículos em marcha lenta	5.21

5.4.1.7 Modelação adotada.....	5.22
5.4.1.7.1 Custos de combustível.....	5.22
5.4.1.7.2 Custos dos pneus.....	5.23
5.4.1.7.3 Custos de manutenção e óleo do motor.....	5.24
5.4.1.7.4 Custos de desvalorização.....	5.25
5.4.1.7.5 Custos totais de operação dos veículos.....	5.27
5.4.2 Custo do tempo de percurso.....	5.28
5.4.2.1 Introdução.....	5.28
5.4.2.2 Modelo de custos do HDM-4.....	5.30
5.4.2.3 Modelo de custos do COBA.....	5.31
5.4.2.4 Valores de custos horários a nível internacional.....	5.33
5.4.2.5 Valores de custos horários a nível nacional.....	5.33
5.4.2.6 Taxas de ocupação.....	5.35
5.4.2.7 Modelação adotada.....	5.36
5.4.2.7.1 Custos do tempo.....	5.36
5.4.3 Custos de acidente.....	5.39
5.4.3.1 Introdução.....	5.39
5.4.3.2 Enquadramento internacional – taxas de acidentes.....	5.40
5.4.3.2.1 Fatores corretivos.....	5.45
5.4.3.3 Dados estatísticos relativos a Portugal.....	5.46
5.4.3.4 Modelação dos acidentes para a realidade nacional.....	5.48
5.4.3.5 Metodologia para a quantificação dos custos de acidente.....	5.49
5.4.3.5.1 Método do custo de capital humano.....	5.50
5.4.3.5.2 Método dos custos globais.....	5.51
5.4.3.6 Modelação adotada.....	5.54
5.5 Descrição do procedimento de cálculo.....	5.59
5.5.1 Caracterização temporal.....	5.59
5.5.2 Caracterização do local.....	5.59
5.5.3 Caracterização da zona de trabalhos e da via de nó a nó.....	5.60
5.5.4 Caracterização do tráfego.....	5.60
5.5.5 Caracterização da zona de trabalhos.....	5.63
5.5.6 Quantificação de custos, de nó a nó da via, no cenário sem perturbações devido às obras.....	5.64
5.5.7 Quantificação de custos no cenário da existência de perturbações devido às obras.....	5.72
5.5.7.1 Custos de travessia da zona de trabalhos.....	5.75

5.5.7.2 Custos de travessia do desvio	5.82
5.5.8 Custos totais diários.....	5.85
5.6 Considerações finais	5.85
Referências bibliográficas do Capítulo 5.....	5.87
CAPÍTULO 6 - Análise de custos de ciclo de vida de uma ponte.....	6.1
6.1 Introdução	6.1
6.2 Caracterização estrutural.....	6.3
6.3 Materiais e recobrimentos.....	6.6
6.4 Caracterização do tráfego	6.6
6.5 Determinação do tempo de iniciação.....	6.10
6.6 Custos diretos.....	6.11
6.7 Custos dos utentes.....	6.13
6.7.1 Alternativa A0 (Armaduras correntes)	6.14
6.7.1.1 Sentido Celorico da Beira → Fornos de Algodres	6.14
6.7.1.2 Sentido Fornos de Algodres → Celorico da Beira	6.36
6.7.2 Restantes alternativas	6.39
6.7.2.1 Sentido Celorico da Beira → Fornos de Algodres	6.40
6.7.2.2 Sentido Fornos de Algodres → Celorico da Beira	6.42
6.8 Análise de custos	6.44
6.8.1 Custos diretos	6.44
6.8.2 Custos dos utentes	6.45
6.8.3 Custos globais.....	6.46
6.9 Análise de sensibilidade.....	6.47
6.9.1 Inflação	6.47
6.9.2 Custo de oportunidade de capital.....	6.49
6.9.3 Taxa de crescimento de tráfego	6.51
6.9.4 Recobrimento.....	6.52
6.9.5 Custo do tempo.....	6.55
6.9.6 Custos de acidente	6.57
6.9.7 Taxa de acidentes.....	6.58
6.9.8 Dias de intervenção	6.60
6.9.9 Veículos desviados	6.61
6.9.10 Desvio.....	6.63
6.10 Conclusões.....	6.65
Referências bibliográficas do Capítulo 6.....	6.67

CAPÍTULO 7 - Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	7.1
7.1 Considerações finais.....	7.1
7.2 Conclusões.....	7.2
7.3 Recomendações	7.6
7.4 Desenvolvimentos futuros.....	7.7
Anexo 3A – Prescrições quanto à composição e classe de resistência do betão para considerar a durabilidade	3A.1
Anexo 3B – Recobrimentos mínimos do betão armado e pré-esforçado	3B.1
Anexo 5A – Tabelas de desvalorização.....	5A.1
Anexo 6A – Determinação do tempo de iniciação	6A.1
Anexo 6B – Custo direto	6B.1
Anexo 6C – Custos dos utentes – Alternativas 1 e 5.....	6C.1
Anexo 6D – Custos dos utentes – Alternativa 2	6D.1
Anexo 6E – Custos dos utentes – Alternativa 4	6E.1
Anexo 6F – Custos dos utentes – Alternativa 6	6F.1
Anexo 6G – Custos dos utentes.....	6G.1
Anexo 6H – Análise de sensibilidade – Inflação.....	6H.1
Anexo 6I – Análise de sensibilidade – Custo de oportunidade de capital.....	6I.1
Anexo 6J – Análise de sensibilidade – Taxa de crescimento de tráfego.....	6J.1
Anexo 6K – Análise de sensibilidade – Recobrimento	6K.1
Anexo 6L – Análise de sensibilidade – Custo do tempo.....	6L.1
Anexo 6M – Análise de sensibilidade – Custos de acidente	6M.1
Anexo 6N – Análise de sensibilidade – Taxa de acidentes	6N.1
Anexo 6O – Análise de sensibilidade – Dias de intervenção	6O.1
Anexo 6P – Análise de sensibilidade – Veículos desviados	6P.1
Anexo 6Q – Análise de sensibilidade – Desvio	6Q.1

Índice de figuras

Figura 1.1 – Materiais utilizados na construção de pontes entre 1950 e 1994	1.3
Figura 1.2 – Distribuição do número de pontes existentes por tipo de material.....	1.4
Figura 2.1 – Distribuição do orçamento do Departamento de Transportes dos E.U.A. para o ano de 2006.....	2.3
Figura 2.2 – Distribuição do orçamento em transportes no Canadá para o ano de 2011.....	2.3
Figura 2.3 – Necessidades de investimento no período de 1997-2005.....	2.4
Figura 2.4 – Distribuição das necessidades de investimento para o período 1997-2005.....	2.4
Figura 2.5 – Colapso da Silver Bridge.....	2.6
Figura 2.6 – Componentes básicos de um sistema de gestão de pontes	2.14
Figura 2.7 – Evolução temporal do estado de uma ponte	2.18
Figura 2.8 – Rede neural multicamada	2.20
Figura 2.9 – Comparação dos sistemas de gestão de pontes.....	2.22
Figura 2.10 – Fluxograma do sistema japonês.....	2.24
Figura 2.11 – Representação esquemática da estrutura do programa PONTIS.....	2.29
Figura 2.12 – Estrutura do OBMS	2.37
Figura 2.13 – Interação entre os diferentes componentes do OBMS.....	2.40
Figura 2.14 – Interação dos diferentes módulos da análise ao nível da ponte.....	2.42
Figura 2.15 – Ligações entre os elementos do sistema de gestão	2.45
Figura 2.16 – Processo de manutenção de pontes da Finlândia.....	2.46
Figura 2.17 – Processo de otimização ao nível da rede	2.49
Figura 2.18 – Organigrama das ações a executar.....	2.55
Figura 3.1 – Relação entre os principais mecanismos de deterioração de estruturas de betão	3.1
Figura 3.2 – Mecanismo de transporte no betão	3.2
Figura 3.3 – Relação entre a abrasão e a resistência à compressão do betão.....	3.9
Figura 3.4 – Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade de betões com o aumento de temperatura.....	3.11
Figura 3.5 – Evolução da resistência à tração e do módulo de elasticidade de aços com o aumento de temperatura.....	3.12
Figura 3.6 – Histórico e tendência da concentração de dióxido de carbono na atmosfera ...	3.13
Figura 3.7 – Evolução da frente de carbonatação	3.15
Figura 3.8 – Determinação da profundidade de carbonatação.....	3.16
Figura 3.9 – Processo de corrosão	3.22
Figura 3.10 – Quantificação do valor de erf (z).....	3.23
Figura 3.11 – Mecanismo de degradação devido à corrosão das armaduras	3.24
Figura 3.12 – Mecanismo de degradação devido à corrosão das armaduras	3.24

Figura 3.13 – Comportamento “péssimo” de um agregado.....	3.29
Figura 3.14 – Componentes necessários para as reações álcalis-sílica	3.31
Figura 3.15 – Fendilhação devida às reações álcalis-agregado	3.32
Figura 3.16 – Mecanismo de degradação devido às reações álcalis-agregado.....	3.32
Figura 3.17 – Deterioração do betão devido ao ataque dos sulfatos	3.34
Figura 3.18 – Representação esquemática das diferentes zonas de deterioração.....	3.37
Figura 3.19 – Corrosão localizada.....	3.42
Figura 3.20 – Tipos de corrosão das armaduras	3.42
Figura 3.21 – Influência da espessura do recobrimento	3.43
Figura 3.22 – Influência da cura e do tipo de cimento na permeabilidade.....	3.44
Figura 3.23 – Processo catódico e anódico.....	3.45
Figura 3.24 – Volume relativo dos produtos de corrosão relativamente ao ferro	3.45
Figura 3.25 – Diagrama simplificado potencial eletroquímico vs. pH.....	3.46
Figura 3.26 – Risco de corrosão em função do teor de cloretos.....	3.47
Figura 3.27 – Quantificação da probabilidade de rotura	3.50
Figura 3.28 – Distribuição cumulativa da curva normal padrão	3.50
Figura 4.1 – Vista geral de uma ponte com armaduras revestidas com resina epóxida	4.11
Figura 4.2 – Processo de amarração das armaduras protegidas com revestimento epóxido	4.11
Figura 4.3 – Pormenor de amarração de armadura protegidas com revestimento epóxido... ..	4.12
Figura 4.4 – Constituição de um varão de aço galvanizado	4.17
Figura 4.5 – Evolução da taxa de corrosão com a variação do pH.....	4.18
Figura 4.6 – Mecanismo de degradação – aço corrente vs. aço galvanizado	4.18
Figura 4.7 – Amarração de armaduras galvanizadas	4.19
Figura 4.8 – Tabuleiro com armaduras galvanizadas	4.19
Figura 4.9 – Vida útil expectável para armaduras galvanizadas	4.20
Figura 4.10 – Pontão de Progreso.....	4.26
Figura 4.11 – Aplicação de armaduras de aço inoxidável num tabuleiro de uma ponte	4.27
Figura 4.12 – Vista parcial de um varão revestido a aço inoxidável.....	4.30
Figura 4.13 – Variação da espessura do revestimento num varão revestido a aço inoxidável.....	4.30
Figura 4.14 – Variação da espessura do revestimento num varão revestido a aço inoxidável.....	4.31
Figura 4.15 – Corrosão num varão revestido a aço inoxidável	4.31
Figura 4.16 – Fases do processo de aplicação do inibidor de corrosão em estruturas existentes.....	4.36
Figura 4.17 – Diagrama de Pourbaix.....	4.43

Figura 4.18 – Mecanismo de proteção catódica.....	4.44
Figura 4.19 – Mecanismo de proteção catódica.....	4.44
Figura 4.20 – Definição das zonas de proteção das armaduras em função do potencial elétrico e do teor de cloretos.....	4.45
Figura 4.21 – Efeito da proteção catódica em função do potencial elétrico e do teor de cloretos	4.46
Figura 4.22 – Representação esquemática do processo de proteção catódica por corrente impressa	4.47
Figura 4.23 – Distribuição de corrente relativa ao nível das armaduras em função da proximidade dos ânodos	4.52
Figura 4.24 – Aplicação do revestimento condutor	4.54
Figura 4.25 – Realização de rasgos em laje	4.55
Figura 4.26 – Aplicação das faixas de ânodo.....	4.55
Figura 4.27 – Operação de colocação da malha de titânio ativado num tabuleiro	4.56
Figura 4.28 – Ligação de duas malhas recorrendo à soldadura de uma tira de titânio ativado	4.57
Figura 4.29 – Fixação das malhas de titânio ativado à laje de betão recorrendo a fixadores plásticos	4.57
Figura 4.30 – Distribuição do tipo de ânodos utilizados na proteção catódica de pontes na Noruega.....	4.58
Figura 4.31 – Pormenorização da disposição de ânodos em lajes nos sistemas galvânicos.	4.59
Figura 4.32 – Pormenorização da amarração de ânodos nos sistemas galvânicos	4.59
Figura 4.33 – Colocação de ânodos sacrificiais em reparação localizada	4.59
Figura 4.34 – Colocação de um ânodo em banda de malha de titânio ativado.....	4.60
Figura 4.35 – Representação esquemática de um sistema de proteção catódica por corrente impressa	4.60
Figura 4.36 – Pormenor de um sistema de proteção catódica por corrente impressa.....	4.61
Figura 4.37 – Colocação do ânodo distribuído em laje.....	4.61
Figura 4.38 – Colocação do betão sobre as armaduras e sistema de proteção catódica	4.61
Figura 4.39 – Ânodo distribuído em encontro	4.62
Figura 4.40 – Aplicação de humidificadores por pulverização num pilar de uma ponte	4.62
Figura 4.41 – Valores indicativos máximos para o teor de cloretos para várias técnicas de proteção.....	4.72
Figura 4.42 – Razão entre o custo da reparação do betão e o custo da utilização do sistema de proteção catódica	4.73
Figura 4.43 – Opções de reparação em função do índice de suscetibilidade.....	4.74
Figura 5.1 – Componentes dos custos dos utentes (circulação sem filas de espera)	5.7
Figura 5.2 – Componentes dos custos dos utentes (circulação com filas de espera).....	5.8

Figura 5.3 – Áreas principais de uma zona de trabalhos comum	5.9
Figura 5.4 – Definição das classes de veículos	5.11
Figura 5.5 – Variação dos custos de operação dos veículos com a rugosidade do pavimento	5.15
Figura 5.6 – Relação entre a taxa de acidentes e a razão volume capacidade (Zhou e Sisiopiku, 1997)	5.42
Figura 5.7 – Distribuição por gravidade dos acidentes	5.43
Figura 5.8 – Evolução do número de acidentes em Portugal desde 1987 até 2010.....	5.46
Figura 5.9 – Distribuição normalizada do número de acidentes por tipo.....	5.47
Figura 5.10 – Evolução do número de vítimas em Portugal	5.47
Figura 5.11 – Evolução do número de vítimas por acidente em Portugal entre 1987 e 2010	5.47
Figura 5.12 – Distribuição do número de acidentes	5.48
Figura 5.13 – Investimento em prevenção.....	5.49
Figura 5.14 – Evolução da circulação nas autoestradas	5.61
Figura 5.15 – Evolução do parque automóvel em Portugal	5.62
Figura 5.16 – Produto interno bruto	5.62
Figura 5.17 – Distribuição de tráfego: c) 1 pico e b) uniforme.....	5.64
Figura 5.18 – Nível de serviço A.....	5.67
Figura 5.19 – Nível de serviço B.....	5.67
Figura 5.20 – Nível de serviço C.....	5.68
Figura 5.21 – Nível de serviço D.....	5.68
Figura 5.22 – Nível de serviço E.....	5.69
Figura 5.23 – Nível de serviço F	5.69
Figura 5.24 – Relação entre o limite de velocidade e a velocidade máxima de circulação para os níveis de serviço de A a E	5.70
Figura 5.25 – Relação entre o limite de velocidade e a capacidade	5.71
Figura 5.26 – Circulação sem formação de filas de espera	5.75
Figura 5.27 – Circulação com formação de filas de espera.....	5.75
Figura 5.28 – Rotura funcional da via	5.75
Figura 5.29 – Velocidade média de circulação de uma fila de espera.....	5.77
Figura 5.30 – Determinação da velocidade média de circulação em função do fluxo de tráfego e da velocidade máxima de circulação	5.81
Figura 5.31 – Faixa de rodagem de autoestrada rural com duas vias.....	5.82
Figura 6.1 – Mapa de Portugal	6.1
Figura 6.2 – Autoestrada A25.....	6.2
Figura 6.3 – Localização da ponte sobre a ribeira de Cortiçô	6.2

Figura 6.4 – Planta da ponte em estudo	6.2
Figura 6.5 – Alçado da ponte 1	6.3
Figura 6.6 – Corte na zona do pilar.....	6.4
Figura 6.7 – Planta estrutural nos tramos intermédios.....	6.4
Figura 6.8 – Planta estrutural nos tramos extremos	6.5
Figura 6.9 – Corte na zona do encontro E2.....	6.5
Figura 6.10 – Distribuição de veículos do tráfego médio horário anual para o ano de 2010 .	6.7
Figura 6.11 – Distribuição de veículos do tráfego médio horário anual para o ano de 2011 .	6.7
Figura 6.12 – Tráfego médio diário para o sublanço Fornos de Algodres / Celorico da Beira	6.8
Figura 6.13 – Distribuição horária média semanal registada (sentido E / O).....	6.9
Figura 6.14 – Distribuição horária média semanal registada (sentido O / E).....	6.10
Figura 6.15 – Tráfego horário na via	6.16
Figura 6.16 – Veículos que atravessam a zona de obras.....	6.17
Figura 6.17 – Veículos que atravessam a zona de obras.....	6.18
Figura 6.18 – Veículos que seguem sem formação de fila de espera	6.18
Figura 6.19 – Veículos que atravessam a via com formação de filas de espera	6.18
Figura 6.20 – Veículos desviados	6.19
Figura 6.21 – Tráfego horário no desvio.....	6.25
Figura 6.22 – Veículos que atravessam o desvio sem formação de fila de espera	6.25
Figura 6.23 – Relação entre custos – circulação sem obras – A0 (E / O).....	6.32
Figura 6.24 – Relação entre custos – circulação na via com obras – A0 (E / O).....	6.34
Figura 6.25 – Relação entre custos – circulação com obras – A0 (E / O)	6.35
Figura 6.26 – Custo de travessia do desvio – A0 (E / O).....	6.35
Figura 6.27 – a) Valores no ano da intervenção; b) Valores atualizados a 2012.....	6.36
Figura 6.28 – Relação entre custos – circulação sem obras – A0 (O / E).....	6.37
Figura 6.29 – Relação entre custos – circulação com obras – A0 (O / E)	6.38
Figura 6.30 – Relação entre custos – circulação sem obras.....	6.40
Figura 6.31 – Relação entre custos – circulação com obras	6.41
Figura 6.32 – Relação entre custos – circulação sem obras.....	6.42
Figura 6.33 – Relação entre custos – circulação com obras	6.43
Figura 6.34 – Custos diretos	6.44
Figura 6.35 – Custos dos utentes	6.45
Figura 6.36 – Custos globais.....	6.46
Figura 6.37 – Variação dos custos diretos com a taxa de inflação	6.47

Figura 6.38 – Variação dos custos dos utentes com a taxa de inflação.....	6.48
Figura 6.39 – Variação dos custos totais com a taxa de inflação	6.48
Figura 6.40 – Variação dos custos diretos com o custo de oportunidade de capital	6.49
Figura 6.41 – Variação dos custos dos utentes com o custo de oportunidade de capital	6.50
Figura 6.42 – Variação dos custos totais com o custo de oportunidade de capital	6.50
Figura 6.43 – Variação dos custos dos utentes com a taxa de crescimento do tráfego	6.51
Figura 6.44 – Variação dos custos totais com a taxa de crescimento do tráfego	6.52
Figura 6.45 – Variação dos custos diretos com o recobrimento.....	6.54
Figura 6.46 – Variação dos custos dos utentes com o recobrimento.....	6.54
Figura 6.47 – Variação dos custos totais com o recobrimento.....	6.55
Figura 6.48 – Variação dos custos dos utentes com o método de cálculo do custo do tempo.....	6.56
Figura 6.49 – Variação dos custos totais com o método de cálculo do custo do tempo	6.56
Figura 6.50 – Variação dos custos dos utentes com o método de cálculo dos custos de acidente	6.57
Figura 6.51 – Variação dos custos totais com o método de cálculo dos custos de acidente .	6.58
Figura 6.52 – Variação dos custos dos utentes com a taxa de acidentes.....	6.59
Figura 6.53 – Variação dos custos totais com a taxa de acidentes	6.59
Figura 6.54 – Variação dos custos dos utentes com os dias de intervenção	6.60
Figura 6.55 – Variação dos custos totais com os dias de intervenção.....	6.61
Figura 6.56 – Variação dos custos dos utentes com o valor máximo admissível de veículos em fila de espera	6.62
Figura 6.57 – Variação dos custos totais com o valor máximo admissível de veículos em fila de espera.....	6.62
Figura 6.58 – Variação dos custos dos utentes com a opção de desvio	6.64
Figura 6.59 – Variação dos custos totais com a opção de desvio.....	6.64
Figura 6A.1 – Determinação do período de iniciação	6A.1

Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Evolução da avaliação das infraestruturas	2.2
Tabela 2.2 – Categorias de inspeção	2.15
Tabela 2.3 – Sistema de classificação japonês.....	2.16
Tabela 2.4 – Sistema de classificação FHWA	2.16
Tabela 2.5 – Sistema de classificação da cidade de Nova Iorque.....	2.17
Tabela 2.6 – Classificação de dano para tabuleiros de betão armado.....	2.17
Tabela 2.7 – Classificação de elementos do sistema de gestão de pontes de Moscovo.....	2.18
Tabela 2.8 – Custos unitários de reparação.....	2.21
Tabela 2.9 – Percentagem do custo relativamente ao custo inicial.....	2.21
Tabela 2.10 – Classificação DER	2.26
Tabela 2.11 – Classificação das obras de arte.....	2.54
Tabela 3.1 – Concentração de CO ₂ em diferentes ambientes.....	3.13
Tabela 3.2 – Modelação da humidade relativa e do tempo de molhagem do betão nas classes de exposição XC.....	3.17
Tabela 3.3 – Valores dos parâmetros k ₁ e n	3.18
Tabela 3.4 – Valores dos parâmetros m, p e c para o cálculo de k ₆₀	3.21
Tabela 3.5 – Modelação da humidade relativa e do tempo de molhagem do betão nas classes de exposição XS	3.25
Tabela 3.6 – Concentração de cloretos, CR (em % de massa do cimento).....	3.26
Tabela 3.7 – Concentração de cloretos, C _b (em % de massa do cimento)	3.27
Tabela 3.8 – Valores de k _{temp}	3.27
Tabela 3.9 – Valores de k _{vert} e k _{hor}	3.27
Tabela 3.10 – Valores do parâmetro K _{D,c}	3.28
Tabela 3.11 – Valores do parâmetro K _{D,RH}	3.28
Tabela 3.12 – Valores do parâmetro K _{D,T}	3.28
Tabela 3.13 – Valores do parâmetro n	3.28
Tabela 3.14 – Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto.....	3.48
Tabela 3.15 – Classes de consequência	3.49
Tabela 3.16 – Valores do índice de fiabilidade vs. probabilidade de rotura.....	3.50
Tabela 3.17 – Índices de fiabilidade mínimos (β)	3.50
Tabela 3.18 – Fator de segurança da vida útil – γ	3.51
Tabela 3.19 – Níveis de corrosão	3.53
Tabela 3.20 – Classes de exposição e níveis de corrosão das armaduras	3.54
Tabela 4.1 – Risco de corrosão de armaduras, a 20 °C, em função da resistividade do betão realizado com cimento Portland normal	4.1

Tabela 4.2 – Período de tempo necessário para o início da corrosão	4.2
Tabela 4.3 – Desempenho de varões revestidos com resina epóxida	4.13
Tabela 4.4 – Composição química dos aços inoxidáveis	4.24
Tabela 4.5 – Composição química de alguns aços inoxidáveis.....	4.24
Tabela 4.6 – Designação dos aços inoxidáveis: Europa vs. E.U.A.	4.25
Tabela 4.7 – Potencial de corrosão localizada equivalente	4.25
Tabela 4.8 – Produção e consumo de aço inoxidável (produçãoa / consumo)b.....	4.26
Tabela 4.9 – Escolha dos aços inoxidáveis em função do ambiente	4.27
Tabela 4.10 – Tempo que decorre até a degradação do betão	4.32
Tabela 4.11 – Dosagem de nitrito de cálcio para proteção da corrosão devida a cloretos	4.34
Tabela 4.12 – Potencial das armaduras vs. probabilidade de corrosão	4.51
Tabela 4.13 – Necessidade de corrente num sistema de proteção catódica em função do estado do betão e do aço	4.52
Tabela 4.14 – Potencial eletroquímico de alguns metais.....	4.53
Tabela 4.15 – Comparativo entre as características dos sistemas de proteção.....	4.63
Tabela 4.16 – Análise comparativa entre os sistemas de proteção catódica	4.63
Tabela 4.17 – Características de sistemas de proteção catódica utilizando diferentes tipos de ânodo	4.63
Tabela 4.18 – Custos do sistema tradicional vs. proteção catódica.....	4.64
Tabela 4.19 – Custos atualizados de diferentes sistemas de proteção catódica disponíveis .	4.65
Tabela 4.20 – Fator de escala	4.65
Tabela 4.21 – Custos de algumas técnicas de proteção eletroquímicas	4.65
Tabela 4.22 – Custo de sistemas de proteção catódica.....	4.66
Tabela 4.23 – Vida útil de sistemas de proteção catódica em função do ânodo utilizado	4.66
Tabela 4.24 – Vida útil de algumas técnicas de proteção eletroquímicas	4.67
Tabela 4.25 – Vida útil de sistemas de proteção catódica	4.67
Tabela 4.26 – Resumo dos custos e vida útil para as diferentes opções (I).....	4.71
Tabela 4.27 – Resumo dos custos e vida útil para as diferentes opções (II)	4.72
Tabela 4.28 – Custo de construção e vida útil para as várias opções – valores adotados	4.74
Tabela 4.29 – Custo de reparação e vida útil para as diferentes opções – valores adotados.	4.75
Tabela 5.1 – Classificação dos veículos em classes para cobrança de portagem.....	5.10
Tabela 5.2 – Classificação dos veículos	5.12
Tabela 5.3 – Classificação dos custos por tipo	5.14
Tabela 5.4 – Peso dos diferentes componentes na desvalorização de um veículo	5.20
Tabela 5.5 – Repartição do valor da desvalorização por tipo de veículo	5.20
Tabela 5.6 – Vida útil e quilometragem anual por classe de veículos.....	5.20

Tabela 5.7 – Distribuição etária dos veículos matriculados em Portugal a 31/12/2010	5.21
Tabela 5.8 – Determinação dos custos de combustível	5.23
Tabela 5.9 – Determinação dos custos dos pneus	5.24
Tabela 5.10 – Determinação dos custos de manutenção	5.25
Tabela 5.11 – Tabela de desvalorização adotada no modelo	5.26
Tabela 5.12 – Vida útil dos veículos por classe	5.26
Tabela 5.13 – Determinação dos custos de desvalorização	5.27
Tabela 5.14 – Custos totais de operação dos veículos	5.28
Tabela 5.15 – Valores médios anuais do tempo, por veículo e por pessoa, para veículos de serviço público	5.31
Tabela 5.16 – Valores médios anuais do tempo, por veículo e por pessoa, para os veículos ligeiro de passageiros	5.32
Tabela 5.17 – Valores médios anuais do tempo, por veículo e por pessoa, para os veículos ligeiros de mercadorias	5.32
Tabela 5.18 – Valores médios anuais do tempo, por veículo e por pessoa, para outros veículos de mercadorias	5.32
Tabela 5.19 – Proporção do percurso em função do dia e do propósito da viagem	5.32
Tabela 5.20 – Ganho horário – E.U.A.	5.33
Tabela 5.21 – Ganho horário – Europa	5.33
Tabela 5.22 – Fatores multiplicativos do vencimento em função do propósito da viagem..	5.33
Tabela 5.23 – Ganho horário.....	5.35
Tabela 5.24 – Evolução da taxa de ocupação	5.35
Tabela 5.25 – Taxa de ocupação em automóveis de passageiros	5.36
Tabela 5.26 – Taxa de ocupação em veículos de mercadorias	5.36
Tabela 5.27 – Taxas de ocupação	5.36
Tabela 5.28 – Proporção do percurso em função do dia e do propósito da viagem	5.37
Tabela 5.29 – Caracterização dos passageiros dos veículos	5.37
Tabela 5.30 – Custo horário por passageiro.....	5.37
Tabela 5.31 – Custo horário por veículo em viagens de trabalho.....	5.38
Tabela 5.32 – Custo unitário do tempo por veículo a operar em condições de marcha lenta	5.39
Tabela 5.33 – Estimativa do número de acidentes declarados.....	5.45
Tabela 5.34 – Recomendação europeia dos fatores corretivos médios devido aos acidentes não declarados	5.46
Tabela 5.35 – Custo capital humano médio, por vítima, para os diferentes níveis de ferimentos (NHTSA).....	5.51
Tabela 5.36 – Valor atualizado do custo capital humano médio, por vítima mortal, por tipo de ferido e por acidente (NSC).....	5.51

Tabela 5.37 – Custo global por vítima para os diferentes níveis de ferimentos (NHTSA)...	5.51
Tabela 5.38 – Custos de acidente por graus de severidade	5.52
Tabela 5.39 – Valor em termos estatísticos de uma vida para diferentes agências americanas.....	5.52
Tabela 5.40 – Estudos sobre o valor em termos estatísticos de uma vida.....	5.52
Tabela 5.41 – Custo por unidade de distância	5.53
Tabela 5.42 – Valor em termos estatísticos de uma vida para diferentes países.....	5.53
Tabela 5.43 – Valor atualizado dos custos de acidente para Portugal.....	5.53
Tabela 5.44 – Custo por acidente devido à assistência policial e médica	5.54
Tabela 5.45 – Custos humanos	5.54
Tabela 5.46 – Número total de acidentes por tipo.....	5.54
Tabela 5.47 – Distribuição e fator corretivo devido à localização da via	5.55
Tabela 5.48 – Relação entre o número de vítimas mortais e o número total de acidentes....	5.56
Tabela 5.49 – Relação entre o número feridos graves e o número total de acidentes.....	5.56
Tabela 5.50 – Relação entre o número de feridos leves e o número total de acidentes	5.57
Tabela 5.51 – Recomendação europeia dos fatores corretivos médios devido aos acidentes não declarados.....	5.58
Tabela 5.52 – Valor atualizado dos custos de acidente para Portugal.....	5.58
Tabela 5.53 – Relação entre veículos comerciais e não comerciais.....	5.60
Tabela 5.54 – Níveis de serviço.....	5.65
Tabela 5.55 – Definição do nível de serviço	5.69
Tabela 5.56 – Relação entre o limite de velocidade e a velocidade máxima de circulação para os níveis de serviço de A a E	5.70
Tabela 5.57 – Relação entre o limite de velocidade e a velocidade de serviço para os níveis de serviço de A a E.....	5.71
Tabela 5.58 – Relação entre o limite de velocidade e a capacidade de escoamento para os níveis de serviço de A a E.....	5.71
Tabela 5.59 – Relação entre o limite de velocidade e a capacidade máxima para os níveis de serviço de A a E	5.72
Tabela 6.1 – Tráfego médio horário anual para o ano civil de 2010.....	6.6
Tabela 6.2 – Tráfego médio horário anual para o ano civil de 2011	6.7
Tabela 6.3 – Tráfego médio horário para o mês de maio de 2011	6.9
Tabela 6.4 – Vida útil das diferentes opções de reparação.....	6.10
Tabela 6.5 – Custos de aplicação das diferentes alternativas de reparação.....	6.11
Tabela 6.6 – Estudo comparativo entre os custos diretos imediatos	6.12
Tabela 6.7 – Datas de intervenção	6.12
Tabela 6.8 – Custos diretos atualizados	6.12

Tabela 6.9 – Distribuição de tráfego considerada.....	6.13
Tabela 6.10 – Caracterização da via alternativa de desvio	6.14
Tabela 6.11 – Estudo da circulação na via sem qualquer tipo de interrupção (I).....	6.14
Tabela 6.12 – Estudo da circulação na via sem qualquer tipo de interrupção (II).....	6.15
Tabela 6.13 – Estudo da circulação na via com formação de fila de espera.....	6.15
Tabela 6.14 – Estudo da circulação na via com e sem formação de filas de espera.....	6.16
Tabela 6.15 – Estudo da circulação na via com interrupção.....	6.17
Tabela 6.16 – Caracterização das filas de espera na via sem obras	6.19
Tabela 6.17 – Quantificação da perda de tempo devido à existência das filas de espera na via sem obras	6.20
Tabela 6.18 – Caracterização das filas de espera na via em obras (I).....	6.20
Tabela 6.19 – Caracterização das filas de espera na via em obras (II)	6.21
Tabela 6.20 – Quantificação da perda de tempo devido à existência das filas de espera na via em obras	6.21
Tabela 6.21 – Estudo da circulação na via principal para o tráfego desviado	6.22
Tabela 6.22 – Caracterização das filas de espera na via em obras dos veículos desviados..	6.22
Tabela 6.23 – Quantificação da perda de tempo devido à existência das filas de espera na via em obras devido ao desvio de veículos	6.23
Tabela 6.24 – Estudo da circulação no desvio com formação de filas de espera (I)	6.23
Tabela 6.25 – Estudo da circulação no desvio com formação de filas de espera (II).....	6.24
Tabela 6.26 – Estudo da circulação no desvio com e sem formação de filas de espera	6.24
Tabela 6.27 – Caracterização das filas de espera no desvio	6.26
Tabela 6.28 – Quantificação da perda de tempo devido à existência das filas de espera no desvio	6.26
Tabela 6.29 – Custo unitário de percurso	6.27
Tabela 6.30 – Custo horário dos utentes	6.27
Tabela 6.31 – Via sem obras – custo relativo à distância percorrida sem interrupções.....	6.27
Tabela 6.32 – Via sem obras – custo relativo ao atraso devido às filas de espera.....	6.27
Tabela 6.33 – Via sem obras – custo de operação dos veículos em marcha lenta	6.28
Tabela 6.34 – Custo de portagem.....	6.28
Tabela 6.35 – Via sem obras – custo de portagem.....	6.28
Tabela 6.36 – Via com obras – custo de travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera.....	6.28
Tabela 6.37 – Via com obras – custo relativo ao atraso devido às filas de espera	6.29
Tabela 6.38 – Via com obras – custo de operação dos veículos em marcha lenta	6.29
Tabela 6.39 – Via com obras – custo de portagem	6.29

Tabela 6.40 – Veículos desviados – custo relativo ao tempo adicional para o percurso da fila de espera formada na via	6.30
Tabela 6.41 – Veículos desviados – custo de operação dos veículos em marcha lenta na via	6.30
Tabela 6.42 – Desvio – custo relativo à distância percorrida sem interrupções.....	6.30
Tabela 6.43 – Desvio – custo relativo ao atraso devido às filas de espera.....	6.30
Tabela 6.44 – Desvio – custo de operação dos veículos em marcha lenta.....	6.31
Tabela 6.45 – Custos de acidente	6.31
Tabela 6.46 – Custos dos utentes (I) – A0 (E / O).....	6.32
Tabela 6.47 – Custos dos utentes (II) – A0 (E / O)	6.33
Tabela 6.48 – Custos dos utentes (III) – A0 (E / O).....	6.34
Tabela 6.49 – Custos dos utentes (I) – A0 (O / E).....	6.36
Tabela 6.50 – Custos dos utentes (II) – A0 (O / E)	6.37
Tabela 6.51 – Custos dos utentes (III) – A0 (O / E).....	6.38
Tabela 6.52 – Custos totais dos utentes atualizados e classificação.....	6.45
Tabela 6.53 – Custo global atualizado e classificação	6.46
Tabela 6.54 – Variação da vida útil e do número de intervenções, com o recobrimento.....	6.53
Tabela 3A.1 – Sem risco de corrosão ou ataque.....	3A.1
Tabela 3A.2 – Corrosão induzida por carbonatação.....	3A.1
Tabela 3A.3 – Corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar	3A.1
Tabela 3A.4 – Corrosão induzida por cloretos da água do mar	3A.1
Tabela 3A.5 – Ataque pelo gelo / degelo	3A.2
Tabela 3A.6 – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos	3A.2
Tabela 3A.7 – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação dos cloretos, para uma vida útil de 50 anos	3A.2
Tabela 3A.8 – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação gelo / degelo, para uma vida útil de 50 anos	3A.2
Tabela 3A.9 – Limites da composição e da classe de resistência à compressão do betão sob ataque químico, para uma vida útil de 50 anos	3A.3
Tabela 3A.10 – Composição do clínquer de cimentos resistentes aos sulfatos.....	3A.3
Tabela 3B.1 – Recobrimento mínimo, $C_{min,b}$, requisitos relativos à aderência.....	3B.2
Tabela 3B.2 – Valores do recobrimento mínimo, $C_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado	3B.2
Tabela 3B.3 – Valores do recobrimento mínimo, $C_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras de pré-esforço	3B.2
Tabela 5A.1 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros.....	5A.1

Tabela 5A.2 – Tabela de desvalorização para veículos comerciais ligeiros.....	5A.1
Tabela 5A.3 – Tabela de desvalorização para veículos pesados.....	5A.1
Tabela 5A.4 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasóleo com valor inferior a 25000 €	5A.1
Tabela 5A.5 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasóleo com valor entre 25000 € e 35000 €	5A.2
Tabela 5A.6 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasóleo com valor superior a 35000 €	5A.2
Tabela 5A.7 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasolina com valor inferior a 25000 €	5A.2
Tabela 5A.8 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasolina com valor entre 25000 € e 35000 €	5A.2
Tabela 5A.9 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasolina com valor superior a 35000 €	5A.3
Tabela 5A.10 – Tabela de desvalorização para veículos comerciais ligeiros com peso inferior a 1600 kg	5A.3
Tabela 5A.11 – Tabela de desvalorização para veículos comerciais ligeiros com peso superior a 1600 kg	5A.3
Tabela 6B.1 – Datas de intervenção e custo direto atualizado.....	6B.1
Tabela 6B.2 – Datas de intervenção e custo direto atualizado (Cont.).....	6B.2
Tabela 6C.1 – Custos dos utentes (I) – A1 (E / O)	6C.1
Tabela 6C.2 – Custos dos utentes (II) – A1 (E / O).....	6C.1
Tabela 6C.3 – Custos dos utentes (III) – A1 (E / O).....	6C.1
Tabela 6C.4 – Custos dos utentes (I) – A1 (O / E)	6C.2
Tabela 6C.5 – Custos dos utentes (II) – A1 (O / E).....	6C.2
Tabela 6C.6 – Custos dos utentes (II) – A1 (O / E).....	6C.2
Tabela 6D.1 – Custos dos utentes (I) – A2 (E / O).....	6D.1
Tabela 6D.2 – Custos dos utentes (II) – A2 (E / O).....	6D.1
Tabela 6D.3 – Custos dos utentes (III) – A2 (E / O)	6D.1
Tabela 6D.4 – Custos dos utentes (I) – A2 (O / E)	6D.2
Tabela 6D.5 – Custos dos utentes (II) – A2 (O / E).....	6D.2
Tabela 6D.6 – Custos dos utentes (III) – A2 (O / E)	6D.2
Tabela 6E.1 – Custos dos utentes (I) – A4 (E / O).....	6E.1
Tabela 6E.2 – Custos dos utentes (II) – A4 (E / O)	6E.1
Tabela 6E.3 – Custos dos utentes (III) – A4 (E / O).....	6E.1
Tabela 6E.4 – Custos dos utentes (I) – A4 (O / E).....	6E.2
Tabela 6E.5 – Custos dos utentes (II) – A4 (O / E)	6E.2
Tabela 6E.6 – Custos dos utentes (III) – A4 (O / E).....	6E.2

Tabela 6F.1 – Custos dos utentes (I) – A6 (E / O)	6F.1
Tabela 6F.2 – Custos dos utentes (II) – A6 (E / O)	6F.1
Tabela 6F.3 – Custos dos utentes (III) – A6 (E / O).....	6F.1
Tabela 6F.4 – Custos dos utentes (I) – A6 (O / E)	6F.2
Tabela 6F.5 – Custos dos utentes (II) – A6 (O / E)	6F.2
Tabela 6F.6 – Custos dos utentes (III) – A6 (O / E).....	6F.2
Tabela 6G.1 – Datas de intervenção e custos dos utentes atualizados no sentido (E / O)....	6G.1
Tabela 6G.2 – Datas de intervenção e custos dos utentes atualizados no sentido (E / O) (Cont.).....	6G.2
Tabela 6G.3 – Datas de intervenção e custos dos utentes atualizados no sentido (O / E)....	6G.3
Tabela 6G.4 – Datas de intervenção e custos dos utentes atualizados no sentido (O / E) (Cont.).....	6G.4
Tabela 6G.5 – Datas de intervenção e custos totais dos utentes atualizados.....	6G.5
Tabela 6G.6 – Datas de intervenção e custos totais dos utentes atualizados.....	6G.6
Tabela 6H.1 – Custos diretos vs. taxa de inflação – variação de custo	6H.1
Tabela 6H.2 – Custos diretos vs. taxa de inflação – variação relativamente ao cenário base	6H.1
Tabela 6H.3 – Custos diretos vs. taxa de inflação – variação relativamente à solução ótima	6H.1
Tabela 6H.4 – Custos dos utentes vs. taxa de inflação – variação de custo	6H.1
Tabela 6H.5 – Custos dos utentes vs. taxa de inflação – variação relativamente ao cenário base	6H.1
Tabela 6H.6 – Custos totais vs. taxa de inflação – variação de custo	6H.2
Tabela 6H.7 – Custos totais vs. taxa de inflação – variação relativamente ao cenário base	6H.2
Tabela 6H.8 – Custos totais vs. taxa de inflação – variação relativamente à solução ótima	6H.2
Tabela 6I.1 – Custos diretos vs. custo de oportunidade de capital – variação de custo	6I.1
Tabela 6I.2 – Custos diretos vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente ao cenário base.....	6I.1
Tabela 6I.3 – Custos diretos vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente à solução ótima	6I.1
Tabela 6I.4 – Custos dos utentes vs. custo de oportunidade de capital – variação de custo ..	6I.1
Tabela 6I.5 – Custos dos utentes vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente ao cenário base.....	6I.1
Tabela 6I.6 – Custos totais vs. custo de oportunidade de capital – variação de custo	6I.2
Tabela 6I.7 – Custos totais vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente ao cenário base.....	6I.2
Tabela 6I.8 – Custos totais vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente à solução ótima	6I.2

Tabela 6J.1 – Custos diretos vs. taxa de crescimento do tráfego – variação de custo	6J.1
Tabela 6J.2 – Custos diretos vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente ao cenário base	6J.1
Tabela 6J.3 – Custos diretos vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente à solução ótima.....	6J.1
Tabela 6J.4 – Custos dos utentes vs. taxa de crescimento do tráfego – variação de custo	6J.1
Tabela 6J.5 – Custos dos utentes vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente ao cenário base	6J.1
Tabela 6J.6 – Custos totais vs. taxa de crescimento do tráfego – variação de custo	6J.2
Tabela 6J.7 – Custos totais vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente ao cenário base	6J.2
Tabela 6J.8 – Custos totais vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente à solução ótima.....	6J.2
Tabela 6K.1 – Custos diretos vs. recobrimento – variação de custo	6K.1
Tabela 6K.2 – Custos diretos vs. recobrimento – variação relativamente ao cenário base ..	6K.1
Tabela 6K.3 – Custos diretos vs. recobrimento – variação relativamente à solução ótima..	6K.1
Tabela 6K.4 – Custos dos utentes vs. recobrimento – variação de custo	6K.1
Tabela 6K.5 – Custos dos utentes vs. recobrimento – variação relativamente ao cenário base.....	6K.1
Tabela 6K.6 – Custos totais vs. recobrimento – variação de custo.....	6K.2
Tabela 6K.7 – Custos totais vs. recobrimento – variação relativamente ao cenário base	6K.2
Tabela 6K.8 – Custos totais vs. recobrimento – variação relativamente à solução ótima	6K.2
Tabela 6L.1 – Custos diretos vs. método de cálculo do custo do tempo – variação de custo	6L.1
Tabela 6L.2 – Custos diretos vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente ao cenário base	6L.1
Tabela 6L.3 – Custos diretos vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente à solução ótima.....	6L.1
Tabela 6L.4 – Custos dos utentes vs. método de cálculo do custo do tempo – variação de custo	6L.1
Tabela 6L.5 – Custos dos utentes vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente ao cenário base.....	6L.1
Tabela 6L.6 – Custos totais vs. método de cálculo do custo do tempo – variação de custo.	6L.2
Tabela 6L.7 – Custos totais vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente ao cenário base.....	6L.2
Tabela 6L.8 – Custos totais vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente à solução ótima	6L.2
Tabela 6M.1 – Custos diretos vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação de custo.....	6M.1

Tabela 6M.2 – Custos diretos vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente ao cenário base.....	6M.1
Tabela 6M.3 – Custos diretos vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente à solução ótima.....	6M.1
Tabela 6M.4 – Custos dos utentes vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação de custo.....	6M.1
Tabela 6M.5 – Custos dos utentes vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente ao cenário base.....	6M.1
Tabela 6M.6 – Custos totais vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação de custo.....	6M.2
Tabela 6M.7 – Custos totais vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente ao cenário base.....	6M.2
Tabela 6M.8 – Custos totais vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente à solução ótima.....	6M.2
Tabela 6N.1 – Custos diretos vs. taxa de acidentes – variação de custo.....	6N.1
Tabela 6N.2 – Custos diretos vs. taxa de acidentes – variação relativamente ao cenário base.....	6N.1
Tabela 6N.3 – Custos diretos vs. taxa de acidentes – variação relativamente à solução ótima.....	6N.1
Tabela 6N.4 – Custos dos utentes vs. taxa de acidentes – variação de custo.....	6N.1
Tabela 6N.5 – Custos dos utentes vs. taxa de acidentes – variação relativamente ao cenário base.....	6N.1
Tabela 6N.6 – Custos totais vs. taxa de acidentes – variação de custo.....	6N.2
Tabela 6N.7 – Custos totais vs. taxa de acidentes – variação relativamente ao cenário base.....	6N.2
Tabela 6N.8 – Custos totais vs. taxa de acidentes – variação relativamente à solução ótima.....	6N.2
Tabela 6O.1 – Custos diretos vs. dias de intervenção – variação de custo.....	6O.1
Tabela 6O.2 – Custos diretos vs. dias de intervenção – variação relativamente ao cenário base.....	6O.1
Tabela 6O.3 – Custos diretos vs. dias de intervenção – variação relativamente à solução ótima.....	6O.1
Tabela 6O.4 – Custos dos utentes vs. dias de intervenção – variação de custo.....	6O.1
Tabela 6O.5 – Custos dos utentes vs. dias de intervenção – variação relativamente ao cenário base.....	6O.1
Tabela 6O.6 – Custos totais vs. dias de intervenção – variação de custo.....	6O.2
Tabela 6O.7 – Custos totais vs. dias de intervenção – variação relativamente ao cenário base.....	6O.2
Tabela 6O.8 – Custos totais vs. dias de intervenção – variação relativamente à solução ótima.....	6O.2

Tabela 6P.1 – Custos diretos vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação de custo.....	6P.1
Tabela 6P.2 – Custos diretos vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente ao cenário base	6P.1
Tabela 6P.3 – Custos diretos vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente à solução ótima.....	6P.1
Tabela 6P.4 – Custos dos utentes vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação de custo	6P.1
Tabela 6P.5 – Custos dos utentes vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente ao cenário base.....	6P.1
Tabela 6P.6 – Custos totais vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação de custo	6P.2
Tabela 6P.7 – Custos totais vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente ao cenário base	6P.2
Tabela 6P.8 – Custos totais vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente à solução ótima.....	6P.2
Tabela 6Q.1 – Custos diretos vs. desvio – variação de custo	6Q.1
Tabela 6Q.2 – Custos diretos vs. desvio – variação relativamente ao cenário base.....	6Q.1
Tabela 6Q.3 – Custos diretos vs. desvio – variação relativamente à solução ótima.....	6Q.1
Tabela 6Q.4 – Custos dos utentes vs. desvio – variação de custo	6Q.1
Tabela 6Q.5 – Custos dos utentes vs. desvio – variação relativamente ao cenário base	6Q.1
Tabela 6Q.6 – Custos totais vs. desvio – variação de custo.....	6Q.1
Tabela 6Q.7 – Custos totais vs. desvio – variação relativamente ao cenário base	6Q.1
Tabela 6Q.8 – Custos totais vs. desvio – variação relativamente à solução ótima.....	6Q.1

Simbologia

Letras latinas maiúsculas

A	Quantidade de CO ₂ que provoca a carbonatação dos componentes alcalinos contidos numa unidade de volume de betão; categoria ambiental do betão; aceitável; excepcional; autoestrada; armaduras ordinárias das peças de betão armado; alternativa
A _{Base}	Ano base
A _c	Área da secção transversal
AC	Custo acumulado; número de acidentes com danos corporais no troço considerado, para um período de 6 anos
ACEI	Índice de eficiência de custo acumulado
ACDC	Número médio de acidentes com danos corporais entre 2001 e 2010
ACT	Número total de acidentes corrigido
ACT _i	Número total de acidentes corrigido para a via do tipo i
A _d	Acidentes declarados
A _{hor}	Ano horizonte
A _p	Armaduras ativas em cordão
A _{1Int}	Ano da 1ª intervenção
B	Benefício; boa
C	Medíocre; custo; custos correlacionados; custos dos utentes; betão; classe de portagem
C _a	Custo no ano a
CA	Custo de acidentes
CARGO	Custo horário da mercadoria
C _b	Parâmetro que tem em consideração o teor de cloretos e a temperatura da água do mar em Portugal
C _{Comb} ⁱ	Custo relativo ao consumo de combustível, do veículo da classe i, para percorrer a distância Δ _L
C _d	Densidade das fendas
Cd ⁱ	Coefficiente de desvalorização, do veículo da classe i
C _{Desv} ⁱ	Custo relativo à desvalorização, do veículo da classe i, para percorrer a distância Δ _L
C _{DM}	Custo unitário para um acidente apenas com danos materiais
(C ^{DESV}) ⁱ	Capacidade da zona de trabalhos para a hora i
CEI	Índice de eficiência de custo
C _F	Custos de rotura
C _{FFDF}	Custos da rotura funcional do tráfego atrasado
C _{FFDT}	Custos funcionais em função do atraso no tempo de percurso
C _{FG}	Custo unitário para um ferido grave
C _{FL}	Custo unitário para um ferido leve
CFT	Força radial aplicada ao pneu
C _h	Custo horário
CI	Índice de congestionamento
CIRI	Parâmetro de calibração que modela o aumento do desgaste das peças em função do aumento da rugosidade do pavimento
C _j	Custo atualizado a janeiro do ano j

CKM	Distância percorrida
CLHIRI	Coefficiente relativo à irregularidade da via do modelo de mão-de-obra
CLHPC	Expoente relativo ao consumo de peças do modelo de mão-de-obra
C_{Man}^i	Custo de manutenção, do veículo da classe i , para percorrer a distância Δ_L
C_{Novo}^i	Custo do veículo novo, do veículo da classe i
COLH	Constante relativa à mão-de-obra
$Cons_{méd}^i$	Consumo médio de combustível, do veículo da classe i
COV	Custo de operação do veículo
CP	Custo de portagem
C_{Pneu}^i	Custo relativo ao consumo de pneus, do veículo da classe i , para percorrer a distância Δ_L
C_R	Concentração do ião cloreto ao nível das armaduras; custo de reparação
C_s	Concentração do ião cloreto à superfície do betão
C_{tcte}	Desgaste do piso em função condições de operação do veículo
CU_{Comb}^i	Custo unitário do litro de combustível
CU_{Man}^i	Custo unitário da manutenção, por classe de veículo
CUP_{Comb}^i	Custo unitário de percurso do combustível, por classe de veículo
CUP_{Desv}^i	Custo unitário de percurso de desvalorização, do veículo da classe i
CUP_{Man}^i	Custo unitário de percurso da manutenção, por classe de veículo
CU_{Pneu}^i	Custo unitário dos pneus, por classe de veículo
CUP_{Pneu}^i	Custo unitário de percurso dos pneus, por classe de veículo
CUP_{Total}^i	Custo de operação unitário de percurso para um veículo da classe i
CUT_{CML}^i	Custo unitário do tempo por veículo a operar em condições de marcha lenta, para um veículo da classe i
CUT_{Ocup}^i	Custo unitário do tempo por ocupante para um veículo da classe i
CUT_{Veic}^i	Custo unitário do tempo por veículo para um veículo da classe i
CUT	Custo unitário do tempo de percurso por utente e por hora
CT	Custo do tempo
CTP	Custo do tempo de percurso de uma subsecção rodoviária
C_{VM}	Custo unitário para uma vítima mortal
C_{ZT}^i	Capacidade da zona de trabalhos para a hora i
$C(x,t)$	Concentração do ião cloreto, após o período de exposição t , à distância x da superfície
C_0	Concentração inicial do ião cloreto no interior do betão; Parâmetro de calibração em função da magnitude absoluta das previsões
C_{0tc}	Taxa de desgaste do piso
C_{2012}	Custo atualizado a janeiro de 2012
D	Coefficiente de difusão do material; coeficiente de difusão do CO_2 através do betão carbonatado em equilíbrio com um ambiente de 65% de humidade relativa e a uma temperatura de 20 °C; grau; fraco; densidade
D^A	Distribuição de acidentes em autoestradas
D_c	Coefficiente de difusão; grau de deterioração
D^{DESV}	Densidade no desvio
DEP	Custo de desvalorização
D^i	Distribuição de acidentes na via do tipo i
DISTCHNG	Distância percorrida entre as mudanças de óleo
D^{ZT}	Densidade na zona de trabalhos
D_0	Coefficiente de difusão inicial

$D(t)$	Coefficiente de difusão para a idade t
$D_a(t)$	Coefficiente de difusão para a idade t
$D_a(t_0)$	Coefficiente de difusão inicial
DM	Acidente com danos materiais
E	Extensão; encontro; este
E_c	Módulo de elasticidade tangente do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio do betão
erf	Função erro
$Ext_{nó-nó}$	Extensão da via de nó a nó
$Ext_{nó-nó}^{DESV}$	Extensão pelo desvio de nó a nó
Ext_{ZT}	Extensão total da zona de trabalhos
F	Rotura; custos fixos
F_a	Fator de ajuste
FALL	Inclinação descendente
FC	Consumo de combustível
FCAND	Fator corretivo dos acidentes não declarados
$FCAND_{FG}$	Fator corretivo dos acidentes não declarados para acidentes com feridos graves
$FCAND_{FL}$	Fator corretivo dos acidentes não declarados para acidentes com feridos leves
$FCAND_{VM}$	Fator corretivo dos acidentes não declarados, para acidentes com vítimas mortais
FG	Feridos graves; média anual dos feridos graves entre 2001 e 2010
FG_i	Feridos graves para a via do tipo i
FL	Feridos leves; média anual dos feridos leves entre 2001 e 2010
FL_i	Feridos leves para a via do tipo i
FLV	Fator corretivo devido aos efeitos locais
FNC	Parâmetro que reproduz o efeito da variação das forças circunferenciais
FNL	Parâmetro que reproduz o efeito da variação das forças laterais
GNP	Produto Nacional Bruto anual nacional
H_t	Horas totais anuais de trabalho
H_w	Número médio de horas de trabalho num ano
I	Incompleto
I_{corr}	Intensidade de corrente de corrosão
IFC	Consumo de combustível instantâneo
IRI	Índice de rugosidade internacional
J	Fluxo de iões
K	Parâmetro que permite levar em consideração a cura do betão e as exposições ambientais diferentes de 65% de humidade relativa
$K_{D,c}$	Fator que tem em consideração a influência das condições de cura
$K_{D,RH}$	Fator que tem em conta a influência da humidade relativa do ambiente
$K_{D,T}$	Fator que tem em consideração a influência da temperatura
K_P	Relação entre o desgaste de peças e o aumento da idade
L	Comprimento do troço em estudo
LFT	Força normal aplicada no pneu
LH	Número de horas de mão-de-obra, por 1000 km
LIFEKM	Quilometragem durante o período de vida do veículo
$(L_{méd}^{DESV})^{FE}$	Comprimento médio da fila de espera devido ao desvio
$L_{méd}^{FE}$	Comprimento médio da fila de espera
$L_{méd}^V$	Comprimento equivalente de cada veículo em fila de espera
M	Marginalmente aceitável

MVFE ⁱ	Número médio de veículos em fila de espera na hora i
(MVFE ^{DESV}) ⁱ	Número médio de veículos em fila de espera no desvio na hora i
N.A.	Não avaliado
NC	Custos não correlacionados
NFT	Força normal aplicada no pneu
NP	Custos não perceptíveis
N _t	Número total de pessoas empregadas
N _{TInt}	Número total de intervenções
N _{Total} ^{via}	Número total de vias
NU	Número de utentes
N _v	Número de vias utilizadas
N _v ^{DESV}	Número de vias utilizadas no desvio
N _{wp}	Número total de trabalhadores do país
N ₀ ^{ZT}	Número total de vias encerradas na zona de trabalhos
N ₁ ^{ZT}	Número total de vias disponíveis na zona de trabalhos
OIL	Consumo de óleo
OILCAP	Capacidade do motor
OILCONT	Perda de óleo devido à contaminação
OILOPER	Perda de óleo devido ao funcionamento do motor
OPC	Valor decimal do custo de oportunidade da carga
P	Custos perceptíveis; pilar
P _{accs}	Potência necessária para o funcionamento dos acessórios do motor
PARTS	Valor normalizado para o consumo de peças
PAX	Número de passageiros (não tripulantes) no veículo
PCTCGT	Percentagem de veículos que beneficiam da redução do tempo de viagem
PCTWK	Percentagem de passageiros em viagem de trabalho
P _{eng}	Potência necessária para suplantar o atrito interno do motor
P _f	Probabilidade de rotura
P _h	Procura horária
P _h ⁱ	Procura horária relativa à hora i
P _h ^{DESV}	Procura horária no desvio
(P _h ^{DESV}) ⁱ	Procura horária no desvio para a hora i
P _i	Nível de prevenção i
PNH	Número total de horas anual de passageiro em não-trabalho
P _{tr}	Potência necessária para superar as forças de tração
PWH	Número total de horas anual de passageiro em trabalho
R	Recobrimento; classe de risco; relevância
RC	Classe de fiabilidade
RH	Humidade relativa
RH ₀	Humidade relativa de referência
RI	<i>Repair index</i> ; rugosidade ajustada
RISE	Inclinação ascendente
RVPLTPCT	Valor residual do veículo em função do valor de substituição
Rs(t _g)	Resistência da estrutura face às ações ambientais
R ₆₅	Resistência à carbonatação de um betão com cura normalizada
S	Velocidade do veículo; velocidade média
SFC	Consumo de combustível
S(t _g)	Ação ambiental

T	Temperatura; tráfego total utente da obra de arte durante um ano; tempo de viagem atual
T_{CA}	Taxa de crescimento anual
T_{CFE}	Tempo que os utentes demoram a atravessar a via, de nó a nó, com uma zona de trabalhos e com formação de fila de espera
T_{CFE}^{DESV}	Tempo que demoram a atravessar o desvio, de nó a nó, com formação de fila de espera
T_D	Volume de tráfego total anual que deseja atravessar a obra de arte com um fluxo superior ao que esta permite à velocidade de projeto
T_{dM}	Taxa de molhagem
T_{FE}^{CFE}	Tempo necessário para percorrer a fila de espera à velocidade média da fila de espera
$(T_{FE}^{DESV})^{CFE}$	Tempo necessário para percorrer a fila de espera, devido à existência do desvio, à velocidade média da fila de espera
$(T_{FE}^{DESV})^{SR}$	Tempo necessário para percorrer a fila de espera, devido à existência do desvio, à velocidade de serviço sem restrições
T_{FE}^{SR}	Tempo necessário para percorrer a fila de espera à velocidade de serviço sem restrições
T_p	Tempo de propagação
T_{SFE}	Tempo total despendido, de nó a nó, na situação sem que haja lugar à formação de filas de espera
T_{SFE}^{DESV}	Tempo total gasto, de nó a nó do desvio, na situação sem que haja lugar à formação de filas de espera
T_{VFE}^i	Taxa de veículos em fila de espera para a hora i
$(T_{VFE}^{DESV})^i$	Taxa de veículos em fila de espera no desvio para a hora i
TWT	Desgaste total do piso
T_0	Tempo de viagem sem restrições; ano de construção da ponte
$T(\Delta t_i)$	Temperatura durante o intervalo de tempo Δt_i
U	Urgência; inaceitável
V	Custos variáveis
VACAR	Valor da carga
$(V_{CF}^{DESV})^i$	Veículos que circulam, no desvio, em fila de espera, na hora i
V_{CF}^i	Veículos que circulam em fila de espera na hora i
VCL	Veículos comerciais ligeiros
V_{FE}^i	Veículos em fila de espera para a hora i
V_{FE}^{i-1}	Veículos em fila de espera para a hora i-1
VL	Porcentagem de veículos ligeiros
VLP	Veículos ligeiros de passageiros
VPM	Veículos pesados de mercadorias
VPP	Veículos pesados de passageiros
V_{lim}	Limite de velocidade
V_{lim}^{DESV}	Limite de velocidade no desvio
V_{lim}^{ZT}	Valor limite de velocidade na zona de trabalhos
VM	Média anual das vítimas mortais entre 2001 e 2010
$V_{m\acute{a}x}^{Via}$	Limite de velocidade da via
$(V_{m\acute{e}d}^{DESV})^{FE}$	Velocidade de circulação, no desvio, da fila de espera
$V_{m\acute{e}d}^{FE}$	Velocidade média dos veículos em fila de espera

VM_i	Vítimas mortais para a via do tipo i
VP	Percentagem de veículos pesados
V_{ser}^{DES}	Velocidade de serviço no desvio
V_{ser}	Velocidade de escoamento
V_{ser}^{SR}	Velocidade de escoamento sem restrições
V_{ser}^{ZT}	Velocidade de serviço da zona de trabalhos
VU	Vida útil
VZT^i	Veículos que atravessam a zona de trabalhos na hora i
X	Profundidade da frente de carbonatação; aço
XC	Classificação da classe de exposição de elementos com risco de corrosão induzida por carbonatação
XD	Classificação da classe de exposição de elementos com risco de corrosão induzida por cloretos
XF	Classificação da classe de exposição de elementos com risco de corrosão induzida por ataque gelo / degelo
XS	Classificação da classe de exposição de elementos com risco de corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar
$X0$	Classificação da classe de exposição de elementos sem nenhum risco de corrosão ou ataque
X_1	Valor da profundidade da frente de carbonatação definida

Letras latinas minúsculas

a	Constante relativa à profundidade da frente de carbonatação
a/c	Razão água / cimento
$a_0; a_1; a_2; a_3; a_4$ e a_5	Constantes do modelo de estimativa do consumo de combustível
b	Constante relativa ao modelo de penetração dos ácidos
c	Concentração de iões na solução; profundidade de carbonatação; teor de óxido de cálcio da matriz de cimento hidratado do betão
c_{acel}	Concentração de CO ₂ para a realização do ensaio
c_{fmvs}	Custo médio do combustível e da manutenção de veículos parados, ou com velocidade quase nula, mas com o motor a trabalhar
c_{min}	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento nominal
cv_{tp}	Coefficiente de variação do custo do tempo de percurso
f_{cd}	Resistência à compressão diametral do betão
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm0}	Valor médio de referência da tensão de rotura do betão à compressão
$f(x)$	Função em ordem a x
h_0	Espessura equivalente do elemento
inf	Taxa de inflação
k	Constante relativa à taxa de carbonatação; coeficiente de permeabilidade ao ar do betão de recobrimento; redução relativa do raio das armaduras a que corresponde o início a fissuração do betão; tipo de veículo
$k_{a/c}$	Parâmetro corretivo devido à razão água / cimento
k_{CML}^i	Percentagem relativamente ao custo unitário do tempo por veículo da classe i
k_{hor}	Fator corretivo relativo à distância à linha de costa
k_{li}	Fator de ajuste relativo à localização para a via do tipo i
km_{Ano}^i	Distância percorrida durante um ano para um veículo da classe i
km_{Man}^i	Distância entre operações de manutenção, por classe de veículo
km_{Pneu}^i	Vida útil média do pneu, por classe de veículo
km_{Total}^i	Distância percorrida durante a vida útil do veículo da classe i
k_{temp}	Fator corretivo relativo à temperatura do betão
k_{vert}	Fator corretivo relativo à profundidade
k_{vi}	Fator de ajuste relativo ao tipo de via
k_{wp}	Fator corretivo que reflete a percentagem de trabalhadores nos veículos efetivamente no seu horário de trabalho
k_0	Fator de referência
k_1	Fator que considera a humidade relativa
k_2	Fator que considera a influência da cura
m	Expoente que depende da humidade relativa do betão e da classe de exposição
n	Fator que permite considerar a influência da molhagem / secagem ao longo do tempo; fator que tem em conta o decréscimo do coeficiente de difusão ao longo do tempo
n_k	Fator que reflete o número de utentes do veículo do tipo k
n_{max}^{Auto}	Número máximo de veículos na fila de espera

n_{Ocup}	Número médio de ocupantes
n_{Pneu}^i	Número de pneus, para veículos da classe i
n_{wpv}	Número médio de trabalhadores em cada veículo
p	Expoente que depende da humidade relativa do betão e da classe de exposição
$pk_{\text{nó}}^i$	Quilómetro inicial do nó
$pk_{\text{nó}}^f$	Quilómetro final do nó
pk_{ZT}^i	Quilómetro inicial da zona de trabalhos
pk_{ZT}^f	Quilómetro final da zona de trabalhos
t	Idade; tempo; tempo de exposição à solução ácida
t_e	Tempo de exposição
t_i	Tempo de iniciação; tempo de exposição
t_i^C	Tempo de iniciação devido à ação da carbonatação
t_i^{Cl}	Tempo de iniciação devido à ação dos cloretos
t_G	Vida útil pretendida
t_L	Vida útil
$t_{\text{nó-nó}}^{\text{base}(i)}$	Tempo de percurso de nó a nó para o cenário da opção base a cada período horário
$t_{\text{nó-nó}}^{\text{base}(\text{total})}$	Tempo de percurso de nó a nó para o cenário da opção base total
t_T	Idade do betão corrigida em função da temperatura
t_{total}^i	Vida útil total de um veículo da classe i
t_0	Idade do betão no momento do carregamento; período de referência; idade inicial de referência
t_1	Tempo necessário para atingir, no provete de ensaio, um determinado valor de profundidade da frente de carbonatação X_1
$t_{0,T}$	Idade do betão, à data do carregamento, corrigida em função da temperatura
u	Perímetro do elemento em contacto com o ambiente
v	Velocidade média para o tipo de veículo e itinerário considerado
x	Redução do raio de um varão devido à corrosão; distância
x_i	Profundidade de penetração
y	Profundidade de penetração

Letras Gregas

α	Expoente em função do tipo de cimento; expoente relativo à evolução do coeficiente de difusão; coeficiente que modela o tipo de corrosão
α_1	Coeficiente relativo à fluência que tem em consideração a resistência do betão
α_2	Coeficiente relativo à fluência, que tem em consideração a resistência do betão
α_3	Coeficiente relativo à fluência, que tem em consideração a resistência do betão
α_{ds1}	Coeficiente relativo à retração, que depende do tipo de cimento
α_{ds2}	Coeficiente relativo à retração, que depende do tipo de cimento
β	Índice de fiabilidade
$\beta(f_{cm})$	Fator relativo à influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional
β_H	Coeficiente relativo à fluência que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento
β_{RH}	Coeficiente que tem em consideração a razão entre a humidade ambiente e o ambiente saturado
$\beta_{(t)}$	Índice de fiabilidade
$\beta(t_0)$	Fator que tem em conta a influência da idade do betão, à data do carregamento, no coeficiente de fluência
$\beta(t, t_0)$	Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após carregamento
Δ_c	Diferencial de concentração entre a frente de carbonatação e o exterior
Δ_{cdev}	Agravamento do recobrimento devido à tolerância de execução
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Margem de segurança relativa ao recobrimento
$\Delta c_{dur,st}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\Delta c_{dur,add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de proteção adicional
Δ_L	Distância de percurso
Δ_t	Atraso médio anual do tráfego que utiliza a obra de arte em relação à velocidade de projeto; número total de dias do período de análise; atraso médio do tráfego T_D
Δt_i	Número de dias em que se mantém a temperatura T
$\Delta T_{i,j}$	Período de tempo entre intervenções da alternativa j
$\varepsilon_{cd,0}$	Extensão de retração por secagem no betão
$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$	Extensão de fluência no betão
ϕ	Área do diagrama da distribuição normal padrão
ϕ	Diâmetro das armaduras passivas
ϕ_0	Diâmetro inicial reduzido das armaduras passivas
$\varphi(\infty, t_0)$	Valor final do coeficiente de fluência
φ_0	Coeficiente de fluência
φ_{RH}	Fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência
γ	Fator de segurança da vida útil; fator de redução
γ_k	Porcentagem dos veículos do tipo k
μ	Média da distribuição
ν	Razão entre a média e o desvio padrão da função vida útil
ξ	Inversa da função erro
σ	Desvio-padrão da distribuição

σ_c Tensão aplicada no betão
 σ^2 Variância

Acrónimos

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AADT	<i>Average Annual Daily Traffic</i> – tráfego médio diário anual
ACI	American Concrete Institute
AFC	Association Française de Génie Civil
AR	Arruamento
ARFCOM	Australian Fuel Consumption Model
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASM	American Society of Metals
ASTM	American Society for Testing and Materials
BCR	Bridge Condition Rating
BREX	Bridge Rating Expert System
BS	British Standard
BSSA	British Stainless Steel Association
CAD	Desenho Assistido por Computador
CC	Classe de Consequência
CCH	Método do Custo de Capital Humano
C.D.O.A.	Cellule Départementale des Ouvrages d'Art
CEB	Comité Européen du Béton
CEFRACOR	Centre Français de l'Anticorrosion
CEM	Tipo de cimento
CEMBUREAU	European Cement Association
CEN	Comité Européen de Normalisation
CG	Método dos Custos Globais
CoRe	Commonly Recognized
CRSI	Concrete Reinforcing Steel Institute
C-SHRP	Canadian Strategic Highway Research Program
DC	<i>Damage Class</i> – classe de dano
DfT	Department for Transport of United Kingdom
DNIT	Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes
DSA	Danish Standards Association
DURATINET	Rede em infraestruturas de transporte duráveis na área atlântica
EC	<i>Estimated condition</i> – estado estimado
ECS	Eléctrodo de Calomelano Saturado
EM	Estrada Municipal
EN	Norma Europeia; estrada nacional
ER	Estrada Regional
EPH	Eléctrodo Padrão de Hidrogénio
FHWA	Federal Highway Administration
fib	Fédération Internationale du Béton
IMOA	International Molybdenum Association
IC	Itinerário Complementar
IP	Itinerário Principal
IQOA	Image de la Qualité des Ouvrages d'Art
J-BMS	Japanese Bridge Management System
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MTO	Ministry of Transportation

NACE	National Association of Corrosion Engineers
NBI	National Bridge Inventory
NBIP	National Bridge Inspection Program
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NHTSA	National Highway Traffic Safety Administration
NP	Norma Portuguesa
NUTS	Nomenclatura das Unidades Territoriais – para fins estatísticos
O	Oeste; outras vias
OBMS	Ontario Bridge Management System
OCDE	Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Económico
OSIM	Ontario Structure Inspection Manual
PCA	Portland Cement Association
PCLE	Potencial de corrosão localizada equivalente
PDM	Plano diretor municipal
PIARC	Permanent International Association of Road Congresses
PIB	Produto Interno Bruto
pH	Potencial Hidrogniónico
REG	Rácio de Eficiência Global
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, Systèmes de Construction et Ouvrages
SANRAL	South African Roads Agency Limited
SCE	Eléctrodo de Calomelano Saturado
SCUT	Sem custos para o utilizador
SHRP	Strategic Highway Research Program
TMD	Tráfego médio diário
TMDA	Tráfego médio diário anual
UC	<i>Urgency Class</i> – classe de urgência
VCL	Veículos comerciais ligeiros
VLP	Veículos ligeiros passageiros
VPM	Veículos pesados de mercadorias
VPP	Veículos pesados de passageiros

CAPÍTULO 1 - Introdução

1.1 Considerações preliminares

A rede de transportes rodoviários é um bem fundamental tanto a nível económico como a nível social. Tem um papel basilar no dia-a-dia dos cidadãos proporcionando, a pessoas e bens, um meio de transporte rápido, fácil e seguro. Historicamente foi, e continua a ser, fator crucial no crescimento da economia e na prosperidade dos países. Estima-se que a circulação, de pessoas e de bens, pelas estradas da Europa totalize cerca de 500 biliões de euros por ano, o que representa cerca de 15% do rendimento *per capita* dos cidadãos da Europa (Woodward *et al.*, 2001). A grande mobilidade proporcionada da rede viária provém da sua alta qualidade de serviço bem como da flexibilidade que oferece. Woodward *et al.* (2001) observam que, devido à grande utilização e conseqüente esgotamento da capacidade de escoamento, os custos anuais que advêm deste fator ascendem a 120 mil milhões de euros. Estes valores tendem a aumentar pois o número de veículos a circular está a aumentar, levando, segundo o autor, a um crescimento expectável de cerca de 60% para o ano horizonte de 2020.

O aumento significativo de volume do tráfego rodoviário nos últimos 50 anos obrigou, na Europa ocidental incluindo Portugal, a um grande investimento em vias de comunicação. O investimento aplicado em redes viárias é enorme sendo que as pontes são os elementos mais vulneráveis e simultaneamente aqueles que maior orçamento absorvem na sua gestão.

As obras de arte são, pelas suas características singulares, elementos que permitem que as vias atravessem rios, estuários, canais, vias, vales e outros obstáculos, tanto naturais como criados pelo Homem, permitindo o escoamento de tráfego nas intersecções e o acesso a comunidades com difícil acesso.

As pontes, pelas suas características específicas, deverão ter também um longo período de vida. Estão frequentemente situadas em ambientes muito agressivos com microclimas muito particulares devendo, assim, poder suportar as ações ambientais. Estas são um dos principais fatores de deterioração das pontes o que tem levado a um investimento considerável nas reparações efetuadas. Considerando que é inevitável que as pontes se deteriore, é, no entanto, necessário que esta deterioração decorra de forma controlada mantendo a ponte com níveis de serviço aceitáveis ao longo de toda a sua vida útil, significando que as deformações e as fendilhações devem estar sempre dentro de limites aceitáveis, quer do ponto de vista da aparência quer da segurança estrutural.

Na grande maioria dos países desenvolvidos, os grandes projetos de construção de vias de comunicação estão a chegar ao fim. Agora as atenções focam-se nas operações de manutenção da rede. Ao invés do que se poderia considerar expectável, do conjunto de pontes construído ao longo destes anos, muitas delas já apresentam, ao fim de poucas décadas de utilização, sinais preocupantes de degradação. Este efeito da degradação é amplificado não só porque as técnicas construtivas utilizadas atualmente são muito mais suscetíveis de serem afetadas, por exemplo, pela degradação química dos materiais constituintes, ao invés do que acontecia nas pontes construídas séculos antes não só por serem, na sua grande maioria, de alvenaria de pedra, mas também porque o ambiente é cada vez mais agressivo. A degradação devida aos efeitos dos cloretos, quer associada aos ambientes marítimos quer à ação dos produtos descongelantes, da carbonatação e da reação álcalis – sílica, agravada pela fraca qualidade dos materiais e baixos valores dos recobrimentos, está a levar a uma progressiva

deterioração do parque de pontes existentes. Com o envelhecimento das pontes, a degradação, causada por tráfego pesado conjuntamente com ambientes mais agressivos, é amplificada resultando deste facto um aumento da frequência das reparações, ao longo do seu ciclo de vida, e uma redução da sua capacidade de carga. Na Europa de Leste, o panorama ainda é mais gravoso pois as pontes foram, nas últimas décadas, completamente desprezadas, necessitando agora de grandes obras de reparação.

A vida útil média das pontes varia entre 50 e 100 anos. Estes valores são continuamente alargados através da utilização de diferentes estratégias de gestão que incluem combinações distintas de estratégias de preservação, reabilitação e reforço (Lounis e Daigle, 2010).

Em PIARC (1996), refere-se que, na Europa, as pontes representam cerca de 2% da extensão da rede viária mas cerca de 30% do seu custo. Esse documento refere também que as pontes representam um valor de cerca de 12 mil milhões de euros em França, 23 mil milhões de euros no Reino Unido, 4,1 mil milhões de euros em Espanha e cerca de 30 mil milhões de euros na Alemanha.

É imperativo que se estabeleçam critérios racionais que garantam que a ponte assegure as condições de serviço aceitáveis sem nunca negligenciar a segurança estrutural. Isto deve ser conseguido durante toda a vida útil da obra, garantindo o dispêndio mínimo de verbas e simultaneamente causando a menor perturbação possível no tráfego rodoviário.

Os custos associados aos trabalhos de engenharia necessários para que as redes de estradas se mantenham em condições aceitáveis são muito elevados. Por exemplo, o orçamento anual, para a manutenção e reparação de pontes da rede nacional de estradas, em Inglaterra é de cerca de 180 milhões de euros, em França ronda 50 milhões de euros, na Noruega cerca de 30 milhões de euros e em Espanha é de cerca de 13 milhões de euros (PIARC, 1996). É ainda de realçar que estes valores apenas representam uma pequena parte da população total de pontes. Em França e em Inglaterra, representam cerca de 10% das pontes totais, enquanto que na Noruega são cerca de 50%. Devido ao grande número de pontes que foram construídas nas décadas de 60 e 70 do século passado e que atualmente estão numa fase de deterioração avançada, prevê-se que estes valores aumentem consideravelmente. Aos custos de manutenção e de reparação devem-se ainda somar os custos resultantes da perturbação infringida ao tráfego devida aos trabalhos de reparação, devendo-se também considerar os custos que advêm da saturação de algumas vias fundamentais.

O nível de trocas comerciais, entre diferentes zonas de um país (ou entre países), e o volume de tráfego nas vias são muito usualmente dependentes das perturbações que existam em determinada rede. A garantia de vias adequadas, sem impedimentos, é um meio de desenvolvimento das regiões mais pobres. Uma estratégia adequada deve garantir que os trabalhos são executados no período ótimo de tempo permitindo evitar que se crie um acumular de trabalhos e, conseqüentemente, garantindo os menores custos a nível de perturbação do tráfego.

A otimização das estratégias de manutenção / reparação leva a que haja benefícios sociais, como, por exemplo, a redução do tempo desperdiçado em filas de trânsito devido a obras, bem como os ganhos ambientais devido à redução da poluição emitida resultante da minimização dos tempos de percurso.

Atualmente, a decisão sobre a realização de operações de reparação ou de substituição é fundamentalmente baseada em opções técnicas e na disponibilidade a nível de orçamentação.

Para que as escolhas realizadas sejam as mais acertadas, é fundamental a existência de procedimentos racionais que tenham em consideração parâmetros relevantes quer a nível local quer a nível global. Estes parâmetros devem incluir fatores ambientais, sociais e históricos.

Em ambos os casos, é necessário realizar uma abordagem sistemática à manutenção de forma a assegurar que as estruturas continuam seguras e com um nível de serviço adequado. Globalmente, assistiu-se a uma proliferação de sistemas de gestão de pontes os quais auxiliam os engenheiros e entidades gestoras de rede nas decisões sobre a realização operações de manutenção / reparação bem como na otimização dos tempos de atuação. Vários autores referem que os custos dos utentes são superiores aos diretos numa ordem de grandeza (Kock *et al.*, 2001; Thoft-Christensen, 2009; Brito, 2011). Por esse motivo, nesta Tese vai-se fazer uma quantificação de todos os custos diretos resultantes das operações de reparação dando uma especial atenção aos custos dos utentes.

A manutenção das obras de arte em condições de serviço aceitáveis é uma tarefa muito complexa devido ao grande número de tipos estruturais existentes bem como à variedade de materiais utilizados. No entanto, a grande maioria das obras de arte construídas nos últimos 50 anos é de betão armado e de betão pré-esforçado.

De modo a se explanar a importância das pontes de betão no panorama atual, são apresentados, na Figura 1.1, alguns dados relativamente às pontes dos Estados Unidos da América. Como se pode verificar da análise da Figura 1.1, e segundo o Transportation Research Board dos Estados Unidos da América, atualmente o material mais utilizado nesse país para a construção de pontes é o betão pré-esforçado, destacando-se o forte declínio da construção de pontes em aço.

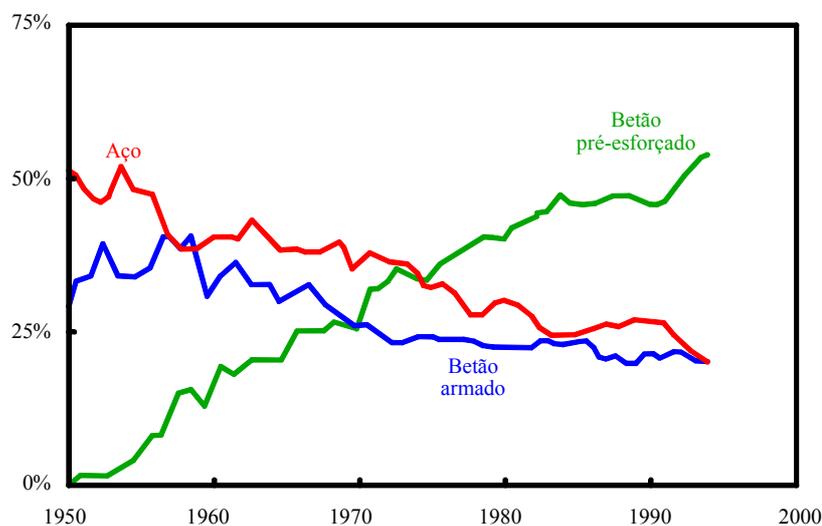


Figura 1.1 – Materiais utilizados na construção de pontes entre 1950 e 1994 (TRB, 2000)

Nos Estados Unidos da América, e relativamente ao ano de 2011, verifica-se na Figura 1.2 que mais de 65% das pontes existentes são já de betão. Este número tem tendência a aumentar, especialmente as pontes pré-esforçadas.

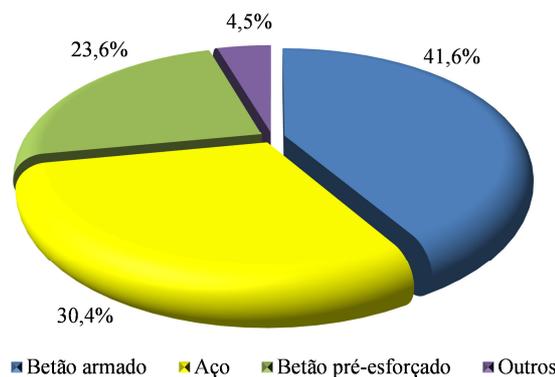


Figura 1.2 – Distribuição do número de pontes existentes por tipo de material (FHWA, 2012)

Atualmente, existem grandes desafios para o ser humano. Ao longo dos séculos, o crescimento / desenvolvimento da Sociedade foi fundado na utilização e consumo de energia fóssil. Esta energia fóssil tem sido obtida de uma forma barata. No entanto, neste momento, não existe a garantia de que esta energia seja explorada a custos economicamente viáveis e não existindo certezas quanto à possibilidade de exploração nos anos vindouros. Simultaneamente, tem-se observado mudanças climáticas, muito provavelmente devidas ao uso exaustivo deste tipo de energias e à libertação para a atmosfera dos gases resultantes do consumo das energias fósseis.

Segundo a WCED (1987), o desenvolvimento sustentável é aquele que vai ao encontro das necessidades atuais sem comprometer as das gerações futuras. De forma a tornar a sociedade sustentável, é fundamental conservar e utilizar o que atualmente já existe ao invés de se estar constantemente a investir em novas estruturas. Em vez de se demolir / substituir as antigas obras de arte, é necessário apostar na sua preservação e melhoria.

Em Portugal, à semelhança do que acontece no resto dos países desenvolvidos ou em vias de desenvolvimento, a gestão das redes rodoviárias deve ser realizada tendo em consideração da sustentabilidade das opções assumidas.

Segundo as Estradas de Portugal (EP, 2011), a sustentabilidade do transporte rodoviário passa também pela consideração e ponderação dos aspetos ambientais, económicos, sociais e de funcionalidade do sistema de transportes.

Uma política de transportes sustentável deve fazer face aos elevados níveis de congestionamento, ruído e poluição, nomeadamente nas áreas metropolitanas, e nos principais itinerários, o que implica também uma maior aposta na gestão do tráfego e na informação e apoio ao condutor. Tais aspetos têm que ser considerados numa perspetiva do ciclo de vida dos empreendimentos, desde a fase de estudos e projeto, e tendo em atenção as condições de construção e de operação.

1.2 Motivação, objetivos e metodologia de investigação

1.2.1 Motivação

A definição da estratégia de intervenção mais adequada, para um conjunto de pontes, é uma tarefa muito complexa pois deve-se determinar através de uma abordagem económica os diferentes parâmetros envolvidos. Dos parâmetros envolvidos, destacam-se: estado da

estrutura, taxa de deterioração, escolha das operações de manutenção mais adequadas que incluem a determinação do seu custo e da sua duração ao longo do tempo, custos resultantes da gestão do tráfego, estudos de tráfego, quantificação dos custos dos utentes devidos à perturbação do escoamento do trânsito, conversão dos custos dos trabalhos a realizar no futuro em preços atuais, implicações na segurança estrutural e rodoviária se as obras de manutenção não forem realizadas no imediato, entre outros.

A análise dos custos de ciclo de vida é reconhecidamente uma técnica fundamental para o auxílio da tomada de decisão de grandes investimentos em geral e nas pontes em particular. Em certos países, como os Estados Unidos da América, criou-se legislação e estabeleceram-se recomendações em que se reconhece os potenciais benefícios das análises de custos de ciclo de vida obrigando a que se realizem estes estudos por exemplos nos programas das autoestradas. No entanto, ainda não existe uma metodologia plenamente aceite por toda a comunidade envolvida na análise de custos de ciclo de vida das pontes.

A escolha da melhor solução, no que concerne à melhoria do estado atual das pontes, deve ser realizada com o apoio de análises financeiras consolidadas. Com o intuito de fornecer aos técnicos uma ferramenta que lhes permita adotar uma metodologia universalmente aceite para a quantificação dos custos de ciclo de vida, ainda é necessária muita investigação neste campo. É fundamental a determinação dos custos totais de diferentes tipos de intervenção com um especial enfoque nos custos dos utentes por estes serem reconhecidamente os mais significativos.

A investigação desenvolvida nesta Tese pretende dar um contributo no sentido de facilitar a escolha do método mais adequado de intervenção, dando apoio à tomada de decisão com base numa análise de custos de ciclo de vida.

Embora a deterioração da subestrutura das pontes não seja tão visível e evidente como a deterioração que ocorre nos tabuleiros, esta é usualmente mais crítica sendo a sua reparação e reabilitação mais onerosa. Essa análise fica fora do âmbito deste estudo.

1.2.2 Objetivos

Os principais objetivos deste trabalho são:

- aumentar a consciência dos ganhos potenciais que se podem atingir através de um adequado controlo da corrosão das estruturas de betão armado;
- comprovar o facto de que a maximização dos ganhos, decorrentes da poupança ao longo do ciclo de vida das estruturas, resulta principalmente da fase de conceção através de uma adequada escolha dos materiais a utilizar; comprovar que, em fase de projeto, a alteração dos materiais tradicionais por outros tecnologicamente mais evoluídos permite, desde que selecionados de forma adequada, reduções significativas dos custos de ciclo de vida das pontes rodoviárias de betão armado;
- enfatizar a alteração das práticas correntes de reparação de pontes através da substituição das técnicas tradicionais por técnicas economicamente mais eficazes a longo prazo embora tenham custos iniciais mais elevados;
- estabelecer um método que permita a materialização da estratégia de reparação com base em conhecimentos ancorados na experiência ao nível da engenharia;

- determinar os custos diretos de diferentes estratégias de reparação comparativamente à reparação recorrendo técnicas tradicionais, permitindo definir estratégias com base num modelo de deterioração adequado a estruturas de betão armado;
- quantificar os custos dos utentes resultantes de cada estratégia de intervenção realçando a sua magnitude relativamente aos custos diretos, fornecendo meios para que a tomada de decisão seja realizada considerando não só os custos imediatos, mas também os de longo prazo;
- aplicação do método estabelecido a uma estrutura real de modo a balizar os parâmetros envolvidos nas análises de custos de ciclo de vida;
- realizar uma análise de sensibilidade dos diferentes parâmetros para aferir quais os fatores que mais influenciam o processo de tomada de decisão;
- definir algumas recomendações que permitam de modo imediato reduzir o custo de ciclo de vida quer de pontes novas quer de pontes existentes;
- verificar a razoabilidade da adoção de períodos de análise muito alargados (tipicamente 100 anos para pontes);
- determinar a importância da existência de vias alternativas para o escoamento do tráfego.

Sintetizando, o principal objetivo do trabalho é a criação de um método, inovador que seja rápido e intuitivo que permita a quantificação de custos de ciclo de vida de tabuleiros de pontes rodoviárias de betão, que possibilite definir estratégias de intervenção através da quantificação dos custos resultantes da aplicação de diversas alternativas de reparação com base num número limitado de parâmetros.

1.2.3 Metodologia de investigação

A metodologia de investigação adotada consistiu, numa fase inicial, numa alargada pesquisa bibliográfica, principalmente internacional, sobre as principais características dos sistemas de gestão de obras de arte. Esta análise permitiu identificar a nível global as potencialidades dos diferentes sistemas de gestão de obras de arte, bem como identificar que a principal lacuna na maioria dos sistemas resulta da não contabilização dos custos dos utentes.

De seguida, apresentam-se e analisam-se diferentes modelos de deterioração de estruturas de betão armado, dando uma especial destaque às anomalias resultantes da ação da carbonatação e dos cloretos em tabuleiros de pontes de betão armado. Com base nestes dois principais mecanismos de deterioração, adota-se um modelo de deterioração que permite a modelação do comportamento das estruturas de betão armado, permitindo quantificar o tempo necessário para a iniciação da corrosão bem como o tempo necessário para a sua propagação.

Apresenta-se informação sobre diferentes técnicas de construção onde se identifica, com base no modelo de deterioração adotado, a vida útil de cada alternativa e, através da consulta de bibliografia internacional, se define os seus custos de ciclo de vida ajustando estes valores à atual realidade nacional. São também identificadas as vantagens e desvantagens de aplicação e assim como os seus limites de aplicação.

Os custos dos utentes utilizados no modelo são definidos através da utilização e adaptação à realidade nacional de modelos de custos existentes a nível internacional. Define-se um

modelo para a determinação dos tempos de percurso com base na distância a percorrer bem como na possibilidade de formação de filas de espera.

Os custos de operação dos veículos, para diferentes classes de veículos, são modelados através da consulta a nível nacional de alguns dos principais operadores como concessionários automóveis, transportadoras e seguradoras.

Os custos do tempo são definidos, para cada classe de veículo, com base quer no vencimento médio a nível nacional quer no produto interno bruto. Este custo é depois aplicado ao número médio de ocupantes para cada classe de veículo.

Os custos de acidente são determinados com base num modelo nacional de previsão de acidentes em autoestradas. Com base nos dados nacionais sobre sinistralidade rodoviária, o modelo é adaptado para as restantes tipologias de vias. É realizada uma análise à sinistralidade rodoviária a nível nacional onde se estima o número e o tipo de vítimas resultantes dos acidentes. Os valores unitários dos custos de acidente são definidos com base quer em bibliografia nacional quer em bibliografia internacional.

O modelo determinado é depois aplicado a um caso de estudo de uma via nacional, determinando-se os componentes individuais dos custos. Os resultados são analisados e discutidos com base numa análise de sensibilidade de parâmetros chave previamente definidos. Com base nas conclusões retiradas, são apresentadas algumas recomendações de atuação.

1.3 Descrição da estrutura do trabalho

A presente Tese é organizada e distribuída por sete capítulos. No Capítulo 1, é apresentada uma breve introdução à problemática da quantificação dos custos de vida bem como o seu enquadramento nos processos de decisão. Expõem-se os motivos que evidenciam a necessidade de criação de metodologias que permitam dar apoio à tomada de decisão com base na quantificação dos custos de ciclo de vida de pontes. São apresentados os objetivos e a metodologia utilizada na realização deste trabalho. Na parte final deste capítulo, é apresentada uma descrição sumária da organização do trabalho.

Em geral, a tomada de decisões, no que concerne à gestão das diferentes fases do ciclo de vida de pontes, é realizada recorrendo a sistemas de gestão de pontes. No Capítulo 2, é descrito de uma forma resumida e atualizada o resultado da pesquisa bibliográfica nacional e principalmente internacional sobre os diferentes sistemas de gestão de pontes existentes, onde se evidencia a grande variedade na sua forma de materialização. No final, são apresentadas algumas conclusões onde se apontam as principais virtudes e limitações dos sistemas de gestão descritos.

A vida útil das pontes resulta, entre outros aspetos, do comportamento e interação dos diferentes materiais que a constituem. Neste contexto, são apresentados no Capítulo 3 os principais mecanismos de deterioração do betão, dando-se uma especial relevância aos mecanismos que comandam a deterioração de tabuleiros de pontes de betão armado. São apresentados alguns modelos de deterioração apontando-se quais os adotados na modelação da deterioração dos tabuleiros da presente Tese.

A construção e reparação de pontes são realizadas recorrendo a uma cada vez maior diversidade de materiais e técnicas de aplicação. No Capítulo 4, são apresentadas as várias alternativas de construção onde se apontam os custos diretos que lhes estão associados, a vida útil exetável, as vantagens e desvantagens que resultam da sua aplicação.

Verifica-se que os custos dos utentes podem ser um dos principais custos quando se considera a análise de custos de ciclo de vida de pontes. No Capítulo 5, com base na bibliografia internacional, são apresentados diversos modelos de quantificação dos custos dos utentes bem como a metodologia adotada nesta Tese para a sua quantificação. É também apresentado, em função do tráfego que converge na via, o modelo de cálculo que permite quantificar os diversos modos de circulação na via em estudo bem como nas restantes vias alternativas.

Com base no modelo de deterioração apresentado no Capítulo 3, considerando os custos de ciclo de vida dos materiais apresentados no Capítulo 4 e com a determinação dos custos dos utentes apresentados no Capítulo 5, é apresentada no Capítulo 6 a aplicação do modelo desenvolvido na quantificação dos custos de ciclo de vida atualizados num caso de estudo de uma ponte real. Numa primeira parte, é descrita a ponte e é apresentada a caracterização do tráfego da via em que está inserida e depois são determinados os custos totais, da aplicação de diversas estratégias de reparação, através da quantificação dos custos diretos e dos custos dos utentes. São também realizadas análises de sensibilidade à variação dos fatores que foram identificados como sendo fundamentais na análise. Apresentam-se também as principais conclusões da aplicação da metodologia proposta.

No Capítulo 7, com base na análise de cenários realizada no Capítulo 6, são apresentadas as principais conclusões retiradas do estudo realizado, apontadas algumas recomendações de atuação para minimização dos custos de intervenção e fornecidas algumas linhas de orientação para o desenvolvimento de futuras investigações.

Finalmente apresentam-se os anexos relativos aos Capítulos 3, 5 e 6 onde estão reunidos alguns cálculos e documentação de apoio ao modelo proposto.

Referências bibliográficas do Capítulo 1

Brito, J. de “Os custos de rotura funcional nas análises LCC de pontes rodoviárias”, 2º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes, Coimbra, 2011, pp. 259-273.

EP “Relatório de sustentabilidade”, Estradas de Portugal, Lisboa, 2011.

FHWA “*National bridge inventory*”, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, Washington D.C., U.S.A., 2012. Disponível em <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/nbi/mat11.xlsx> (consultado a 14 de dezembro de 2012).

Kock, H.K., Brongers, M.P.H., Thompson, N.G., Virmani, Y.P. e Payer, J.H. “*Corrosion cost and preventive strategies in the United States*”, CC Technologies Laboratories Inc., Report R315-01, Houston, U.S.A., 2001.

Lounis, Z. e Daigle, L. “*Towards sustainable design of highway bridges*”, IABMAS Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization, Philadelphia, U.S.A., 2010.

PIARC “*Towards an indicator of the health condition of bridges*”, Committee on Road Bridges, World Road Association, Paris, France, 1996.

Thoft-Christensen, P “*Life-cycle cost-benefit (LCCB) analysis of bridges from a user and social point of view*”, Structure & Infrastructure Engineering, 5(1), 2009, pp. 49-57.

TRB “*Concrete bridges*”, Transportation Research Board, Committee on Concrete Bridges, Millennium Papers, Washington D.C., U.S.A., 2000. Disponível em <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/millennium/00019.pdf> (acedido a 18 de dezembro de 2012).

WCED “*Our common future*”, World Commission on Environment and Development, Oxford University Press, New York, U.S.A., 1987.

Woodward, R.J., Cullington, D.W., Daly, A.F., Vassie, P.R., Haardt, P., Kashner, R., Astudillo, A., Velando, C., Godart, B., Cremona, C., Mahut, B., Raharinaivo, A., Lau, M.Y., Markey, I., Bevc, L. e Peruš, I. “*Bridge management in Europe – final report*”, BRIME PL97-2220, 2001.

(Página intencionalmente deixada em branco)

CAPÍTULO 2 - Sistemas de gestão de obras de arte

2.1 Introdução

Este capítulo destina-se a apresentar o que, geralmente, se designa por “estado do conhecimento” relacionado com os sistemas de gestão de obras de arte. Pretende-se fazer um enquadramento da situação nacional no conjunto da situação global, com o objetivo de evidenciar quais as principais preocupações na gestão de pontes rodoviárias.

As infraestruturas são sistemas fundamentais na economia das nações assumindo na sua grande maioria valores de investimento significativos. Como infraestruturas entende-se por exemplo as estradas, pontes, edifícios, rede de abastecimento de água, rede de saneamento, entre outras. Por exemplo, na América do Norte, e segundo Vanier (2001), o valor da rede de infraestruturas estima-se em 33 biliões de dólares ($\$33 \times 10^{12}$). Segundo o mesmo autor, os gastos anuais na rede de infraestruturas ascenderam a 53 mil milhões e 303 mil milhões de dólares no Canadá e nos Estados Unidos da América, respetivamente.

À semelhança do que acontece nos E.U.A., a manutenção das infraestruturas no Canadá também necessita de um grande investimento. Segundo Vanier e Danylo (1998), as cidades canadianas necessitam de investir anualmente entre 12 e 15 mil milhões de dólares para a manutenção e reabilitação das infraestruturas. Segundo os mesmos autores, o investimento necessário, para que as infraestruturas atinjam um estado aceitável, é de 44 mil milhões de dólares.

Segundo a *Permanent International Association of Road Congresses* (PIARC), as pontes são o ativo mais importante na gestão do património rodoviário representando cerca de metade do valor total da rede. É crucial, para a sustentabilidade dos diferentes países, que a utilização das verbas, atribuídas à manutenção das infraestruturas, seja feita da forma mais adequada (PIARC, 2004).

Uma grande percentagem das infraestruturas está deteriorada devido ao envelhecimento, condições ambientais severas e a se ter ultrapassado a sua capacidade de serviço (Bordogna, 1995). No relatório publicado, em 2001, pela *American Society of Civil Engineers* (ASCE) é apresentada uma avaliação do estado das infraestruturas dos E.U.A. onde se expõe a tendência de declínio da qualidade destas (ASCE, 2001). Neste relatório, para os anos de 2001 e 2003, são analisadas doze categorias tendo sido atribuído uma avaliação global de fraca, sendo que algumas das infraestruturas se apresentam perto do colapso. No relatório de 2003, foi avaliado o progresso das metas atingidas em 2001 (ASCE, 2003), podendo-se verificar que não houve melhorias e, na maioria dos casos, o estado até piorou. A evolução do investimento necessário para que as infraestruturas funcionassem a níveis aceitáveis foi de um aumento de 300 mil milhões de dólares. Este aumento no investimento necessário, para um período de cinco anos, passou de 1,3 para 1,6 biliões de dólares. Deste investimento global de 1,6 biliões de dólares são necessários, para as operações de manutenção de estradas, autoestradas e pontes, 358 mil milhões de dólares.

Os relatórios relativos aos anos 2005 e 2009 incidem na avaliação de 15 categorias (ASCE, 2005 e ASCE, 2009). Da leitura destes documentos, regista-se uma deterioração da condição, continuando no entanto com uma classificação global fraca. É ainda de salientar que o relatório relativo ao ano de 2009 estima que o investimento necessário será de 2,2 biliões de dólares. Na Tabela 2.1 é apresentada a evolução da avaliação das infraestruturas.

Tabela 2.1 – Evolução da avaliação das infraestruturas (ASCE, 2001; ASCE, 2003; ASCE, 2005 e ASCE, 2009)

Infraestrutura / Ano	2001	2003 (Tendência)	2005	2009
Aviação	D	↔	D ⁺	D
Pontes	C	↔	C	C
Barragens	D	↓	D	D
Água potável	D	↓	D ⁺	D ⁺
Energia	D ⁺	↓	D	D ⁺
Resíduos vários	D ⁺	↔	D	D
Vias navegáveis	D ⁺	↓	D ⁺	D ⁺
Resíduos sólidos	C ⁺	↔	C ⁺	C ⁺
Águas residuais	D	↓	D ⁺	D ⁺
Trânsito	C ⁻	↓	D ⁺	D
Escolas	D ⁻	↔	D	D
Estradas	D ⁺	↓	D	D ⁺
Ferrovia	N.A.	N.A.	C ⁻	C ⁻
Segurança	N.A.	N.A.	I	N.A.
Diques	N.A.	N.A.	N.A.	D ⁻
Parques públicos e recreativos	N.A.	N.A.	C ⁻	C ⁻
Classificação global	D ⁺		D	D
Investimento necessário	1,3x10 ¹² de dólares	1,6x10 ¹² de dólares	1,6x10 ¹² de dólares	2,2x10 ¹² de dólares

Escala de graduação: A – Excepcional; B – Boa; C – Medíocre; D – Fraco; F – Rotura; I – Incompleto; N.A. – Não avaliado.

Devido às quantias envolvidas, torna-se evidente que as operações de manutenção da rede de infraestruturas devem ser realizadas minimizando os desperdícios. É por esse motivo que os responsáveis pela manutenção das redes públicas têm sobre eles uma tarefa de enorme responsabilidade devendo garantir a sustentabilidade, a longo prazo, da rede na grande maioria das vezes com orçamentos inferiores aos necessários para concluir com sucesso essa tarefa. É por esse facto necessário escolher, de entre os diferentes projetos a realizar, aqueles que maximizam a relação benefício / custo.

2.1.1 Pontes: a sua importância

A rede de transportes é, sem dúvida, o componente mais visível da rede de infraestruturas sendo aquele que mais verba absorve para a sua manutenção. Esta rede engloba estradas, pontes, ferrovias, marinas e aeroportos. Para o ano de 2006, é apresentada, na Figura 2.1, a distribuição para cada um dos seus sectores administrativos, do orçamento do *Federal Highway Administration* (FHWA).

Da análise da Figura 2.1, pode-se constatar que existem três sectores administrativos que absorver a grande maioria do orçamento disponível. Estes sectores no seu conjunto absorvem mais de 95% do orçamento total.

Estes sectores administrativos são: FHWA com cerca de 59% do total do orçamento; *Federal Aviation Administration* com cerca de 24% do orçamento total; e a *Federal Transit Administration* com um valor ligeiramente superior a 13 %. Para os restantes sectores, são atribuídos individualmente verbas inferiores a 1% do total do orçamento disponível.

No Canadá, e para o ano fiscal de 2011, a parcela do orçamento relativa ao transporte rodoviário ascende a 87% (Transport Canada, 2011). Na Figura 2.2, pode-se observar a distribuição do orçamento pelos diferentes componentes do sistema de transportes do Canadá.

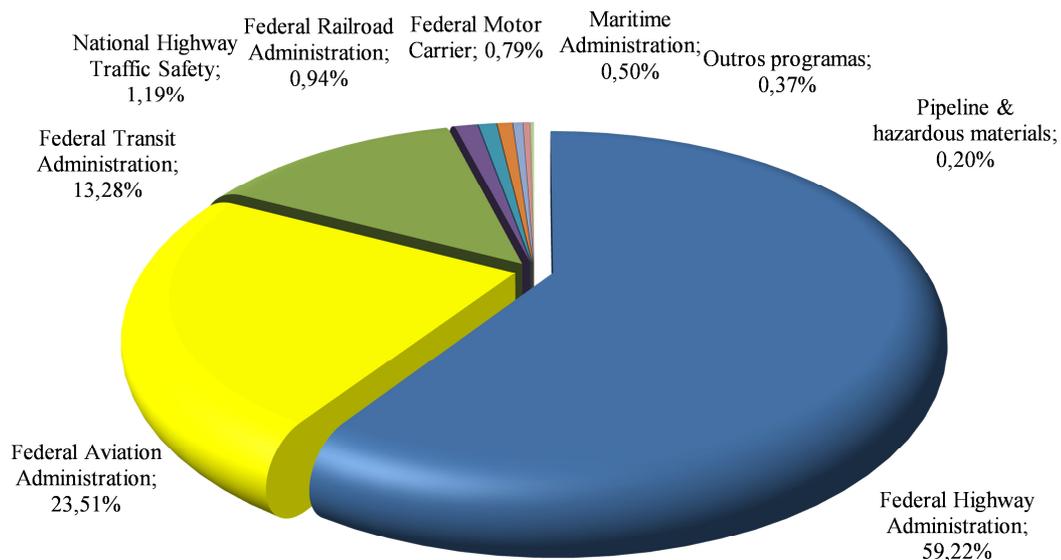


Figura 2.1 – Distribuição do orçamento do Departamento de Transportes dos E.U.A. para o ano de 2006 (FHWA, 2006c)

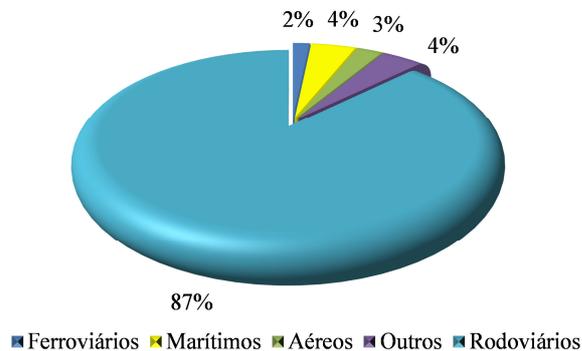


Figura 2.2 – Distribuição do orçamento em transportes no Canadá para o ano de 2011 (Transport Canada, 2011).

Como se pode constatar, as pontes são um elemento fundamental da rede de estradas. A sua rotura completa, ou parcial, origina a paralisação da circulação das vias que servem provocando custos, quer no sector público, quer no privado. No documento elaborado pela FHWA (2012a), verifica-se que, das aproximadamente 606 mil pontes existentes nos E.U.A., cerca de 25% possuem um qualquer tipo de anomalia, sendo que, dessas, 50% estão classificadas como funcionalmente obsoletas, significando que estão encerradas ou com tráfego condicionado. Do número total de pontes, cerca de 50% têm mais de 40 anos, estando inseridas neste grupo 75% das pontes com anomalias (FHWA, 2012b).

Segundo a ASCE (2005), para eliminar todas as deficiências das pontes seria necessário um investimento anual de 9,4 mil milhões de dólares durante aproximadamente vinte anos. Na Figura 2.3, é apresentado um gráfico que permite verificar a evolução das necessidades de orçamentação para o período compreendido entre 1997 e 2005.

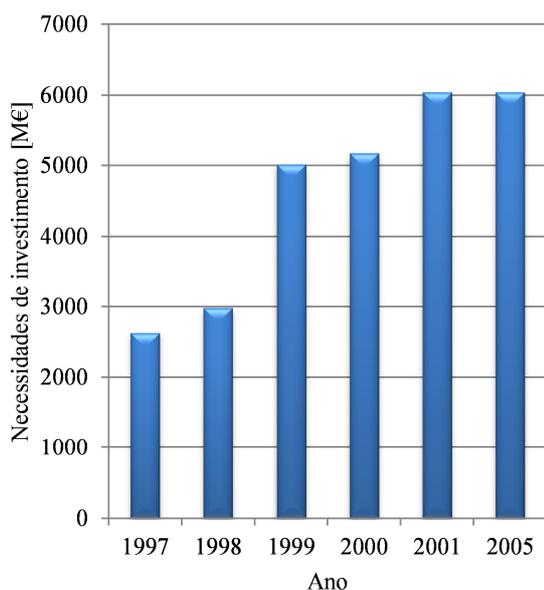


Figura 2.3 – Necessidades de investimento no período de 1997-2005 (FHWA, 2005)

Da análise dos valores, verifica-se que o investimento necessário, neste período, mais do que duplicou.

Na Figura 2.4, pode-se verificar a evolução da distribuição das necessidades de investimento. Consta-se que para o ano de 2005 há uma grande redução quer na substituição de grandes pontes, quer na construção de pontes novas. Verifica-se que existe um forte aumento do peso dos pequenos trabalhos em pontes sendo que ainda se verifica que a maior parte das necessidades orçamentais são para a aplicação na substituição de pontes.

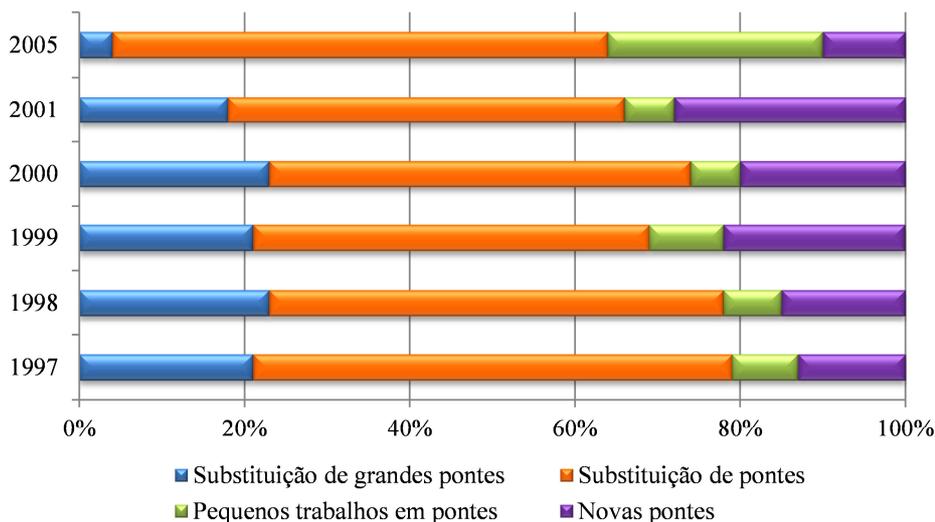


Figura 2.4 – Distribuição das necessidades de investimento para o período 1997-2005 (FHWA, 2001)

Nas últimas décadas, o número de pontes tem aumentado significativamente o que tem criado grandes dificuldades na realização da sua gestão. A tarefa de atribuição de forma otimizada dos recursos disponíveis para as diferentes pontes é muito complexa pois, por exemplo e

como referido, nos E.U.A., o número total de pontes é de cerca de 606 mil (FHWA, 2012a). Para minimizar estas dificuldades, as entidades responsáveis socorrem-se de *software* específico para a gestão das pontes. Seguidamente, é apresentada uma análise dos sistemas de gestão onde se descreve a sua constituição e onde se apontam as suas necessidades.

Na literatura, são descritos vários sistemas de gestão de pontes que apoiam a tomada de decisão focando essencialmente três aspetos fundamentais: avaliação do estado da ponte, previsão da deterioração e apoio à decisão de manutenção, reabilitação e reparação. A grande maioria dos documentos foca essencialmente os primeiros dois aspetos, existindo apenas alguns que consideram a otimização da decisão relacionada com as operações de manutenção, reabilitação e reparação. Estes programas podem ser subdivididos em dois grupos distintos: aqueles que tratam de cada uma das pontes de forma singular e os que abordam as pontes ao nível da rede.

Os sistemas que tratam de cada ponte de forma isolada definem estratégias de manutenção para os diferentes elementos constituintes das pontes. Os sistemas que têm uma abordagem mais global (ao nível de rede) estabelecem uma listagem ordenada, de quais as pontes em que se devem realizar as intervenções de forma prioritária. Estes dois aspetos estão ligados, mas a grande maioria dos sistemas de gestão trata-os de forma separada, o que pode levar à tomada de decisões que se afastam da ótima. No documento elaborado por Thompson *et al.* (2003a), é realçada a importância das decisões tomadas a nível da ponte singular nas decisões a nível de rede. Segundo Elbehairy (2007), incorporar as decisões tomadas a nível da ponte singular na análise de global da rede torna a análise de custo de ciclo de vida muito complexa. Quando o conjunto de pontes a tratar é muito numeroso, a análise é de tal forma complexa que se torna praticamente impossível que estes estudos se façam com as ferramentas matemáticas tradicionais.

A correta gestão das obras de arte atualmente é uma tarefa fundamental para otimização dos recursos aplicados na manutenção deste tipo de estruturas. Segundo Miyamoto *et al.* (2001), os custos de manutenção em diversos países desenvolvidos aumentaram desde 1990 de tal forma que, neste momento, se aplicam mais recursos na manutenção das obras de arte existentes do que na construção de novas pontes. Atualmente, a maioria dos Governos depara-se com problemas na otimização dos escassos recursos para o financiamento urgente das operações de manutenção, reparação e reabilitação dos parques de pontes (Frangopol *et al.*, 2001).

As novas técnicas, assim como os diferentes tipos de construção utilizados correntemente, têm evidenciado que a grande maioria das construções não consegue atravessar todo o período de vida útil sem que sejam sujeitas a operações de manutenção relevantes. Os acontecimentos atuais representam uma mudança de paradigma já que chegaram até aos dias de hoje sem quaisquer obras de reparação, construções, algumas delas milenares, tal já não se verifica com as construções atuais. Esta mudança deve-se essencialmente ao tipo de materiais utilizados, esquema estrutural e à muito maior esbelteza das novas estruturas.

Com o objetivo de evidenciar os vários aspetos que condicionam a tomada de decisão, no âmbito da gestão das pontes rodoviárias, vai-se fazer uma incursão nas diferentes áreas que podem influenciar o sentido dessa decisão. Para que a decisão, a longo prazo, seja a mais acertada para um determinado caso, é imperativo definir a melhor estratégia. Esta tem de ser estabelecida recorrendo a campanhas de inspeção. Com o resultado dessas campanhas, e com estudos de ciclo de vida, deve resultar um programa de manutenção, reabilitação e reparação que será tanto mais otimizado quanto maior for a relação benefício / custo.

Para uma melhor compreensão da problemática da inspeção, manutenção e reparação de pontes, é apresentada uma descrição da evolução desta preocupação, ao longo dos tempos, na América do Norte, tomando principalmente em consideração o exemplo dos E.U.A..

2.1.2 Evolução histórica dos sistemas de gestão

A evolução do pensamento, relativamente às operações de gestão, é bem patente na evolução da correspondente legislação. Seguidamente, faz-se uma resenha histórica da evolução da legislação dos E.U.A..

As necessidades de monitorização da condição das pontes tornaram-se evidentes depois do acidente, a 15 de dezembro de 1967, da *Silver Bridge* que ligava Point Pleasant, do estado da West Virginia e Gallipolis do estado do Ohio sobre o rio com o mesmo nome. Na Figura 2.5, é apresentado o aspeto da ponte após o colapso. Neste acidente, devido a uma rotura sem aviso, perderam-se 46 vidas causando uma grande preocupação sobre o estado de segurança geral das pontes (WV, 2009). Na época, não existia qualquer programação das tarefas de manutenção de modo a se poder caracterizar o estado de segurança das pontes existentes. Na realidade, o desconhecimento sobre o estado das pontes era de tal ordem que, na época, nem sequer se conhecia o número total de pontes existentes.



Figura 2.5 – Colapso da *Silver Bridge*
(WV, 2009)

Segundo Czepiel (1995), à época, ainda não existia nenhuma sistematização dos programas de manutenção. De forma a ultrapassar estas lacunas, o Congresso Americano aprovou, no *Federal-aid Highway Act* de 1968, um programa nacional de inspeção de pontes denominado de *National Bridge Inspection Program (NBIP)*. Este programa impunha que os departamentos de transportes, de cada estado, deveriam realizar levantamentos, da realidade ao nível das pontes, e, desta forma, proceder à catalogação das condições de todas as pontes das principais autoestradas.

O programa exigia, especificamente aos departamentos de transportes, normas que os obrigavam a realizar inspeções de segurança, a estabelecer um período máximo entre inspeções e a estabelecer um nível de qualificações mínimas do pessoal responsável pela realização das inspeções. Após a recolha da informação, ao abrigo do NBIP, estes eram, após cada período de inspeção, colocados numa base de dados denominada de *National Bridge Inventory (NBI)*, a qual era gerida pela *FHWA*.

Em 1970, e com base na informação contida no *NBI*, que evidenciava as lacunas das pontes, verificou-se a necessidade de criar um programa especial de substituição de pontes designado de *Special Bridge Replacement Program*. Este programa atribuía verbas, do Governo Federal, aos diferentes estados para que substituíssem as pontes que se encontravam em maior risco de colapso.

Para que os recursos fossem aplicados da melhor forma, isto é, que se dessem prioridade às estruturas que efetivamente apresentavam maior risco de colapso, estabeleceu-se uma forma de as classificar. Estas foram classificadas segundo dois critérios:

- o primeiro estabelecia uma classificação, quanto à condição da ponte; esta classificação possuía três níveis: sem qualquer defeito estrutural, com anomalias estruturais ou obsoleta; quando as pontes eram classificadas como não tendo qualquer defeito estrutural, considerava-se que a sua condição era satisfatória, permitindo servir adequadamente as especificações para as quais tinham sido projetadas; as classificadas como sendo pontes com anomalias estruturais deveriam ser fechadas ou, em alternativa e se viável, realizar-se-iam de imediato obras de reparação de forma a permitir que continuassem em serviço; uma ponte com a classificação de funcionalmente obsoleta já não respondia às necessidades de forma satisfatória; a classificação – estruturalmente obsoleta – não significava, obrigatoriamente, que a ponte tivesse anomalias estruturais graves ou que o risco de rotura fosse iminente, mas que a ponte já não conseguia cumprir a sua função funcional, isto é, representava um fator de perturbação (por exemplo, não tinha capacidade para escoar o tráfego que a via comportava);
- o segundo estabelecia uma escala quanto ao grau de aptidão; o grau de aptidão era calculado tendo em consideração os itens constantes no *NBI*; estes itens tinham em consideração a condição estrutural, a funcional e a importância da ponte na rede em que estava inserida; no caso da avaliação do grau de aptidão resultar num valor inferior a 50, esta ponte tornava-se automaticamente elegível aos fundos para a sua reparação.

Com o objetivo de proporcionar linhas orientadoras da estratégia de inspeção, a *FHWA* publicou, conjuntamente com o *NBIP*, o documento *Recording and Coding Guide for Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges*. Este guia definia, em cada ponte, quais os elementos que deveriam ser inspecionados estabelecendo também as linhas orientadoras quanto aos procedimentos de inspeção. Este guia foi revisto em 1972, 1979 e 1988.

Em 1978 – através do *Surface Transportation Assistance Act* – foram alteradas as condições de elegibilidade, das pontes, aos fundos federais. Neste documento, alargou-se o leque de pontes elegíveis. Estas passaram a incluir, não só as pontes das autoestradas, mas também todas as restantes pontes da rede pública.

O programa *Special Bridge Replacement Program* foi substituído por um outro denominado de *Highway Bridge Replacement and Rehabilitation Program*. Este incluía verbas para a reparação em complemento das de substituição. O programa criou uma nova abordagem ao financiamento de pontes, pois o principal objetivo desta alteração foi a reparação das pontes antes de elas atingirem um estado considerado crítico. Criou-se então um novo escalão em que as pontes que obtivessem um grau de aptidão entre 50 e 80 se tornavam elegíveis a fundos de reparação.

Em 1991, foi publicada uma nova legislação, no *The Intermodal Surface Transportation Efficiency Act*, que reconhecia as necessidades de manutenção preventiva de infraestruturas de modo a minimizar os problemas mesmo antes de eles ocorrerem. Esta legislação obrigava a que cada departamento de transportes implementasse diferentes sistemas de gestão, de forma a maximizar os recursos no planeamento das operações de manutenção.

Da leitura da informação fornecida, constata-se que, nos E.U.A., ao invés do que sucede em Portugal, existe um longo caminho percorrido com vista à criação e utilização obrigatória de sistemas de gestão de pontes.

2.1.3 Constituição dos sistemas de gestão de pontes

Para uma melhor compreensão da problemática da manutenção das pontes, é apresentada uma descrição detalhada sobre os componentes que um sistema de gestão de pontes deve conter.

Pode-se considerar que um sistema de gestão de pontes deve:

- possibilitar uma análise plurianual ao nível da rede de obras de arte; esta capacidade permite analisar todas as obras de arte inventariadas de uma rede quantificando os impactes resultantes da realização imediata das intervenções *versus* o adiamento da execução das intervenções;
- quantificar os ganhos económicos, a nível da entidade gestora, devidos à possibilidade de realização do mesmo tipo de intervenções em estruturas que se encontrem dentro de determinado raio; esta economia resulta da deslocação de determinados meios para uma zona, permitindo assim minimizar os custos de deslocação maximizando os benefícios;
- gerar relatórios sucintos, onde se define o planeamento e a programação das tarefas, a realizar utilizando a informação obtida no dia-a-dia para atualizar os modelos, permitindo realizar uma previsão mais correta de todos os fenómenos envolvidos; dado que a grande maioria das variáveis, como a taxa de deterioração, o fluxo rodoviário, os custos, entre outras, é baseada em estimativas iniciais, os modelos têm, desta forma, de ser atualizados com os dados resultantes, por exemplo, das inspeções efetuadas ao longo da vida da obra.

O principal objetivo de um sistema de gestão de pontes é definir a estratégia que permite que a estrutura se comporte estrutural e funcionalmente de forma adequada e a custos mínimos.

Segundo OCDE (2001), os benefícios decorrentes da implementação de sistemas de gestão são, entre outros, os seguintes:

- capacidade de se conhecer num determinado instante o estado de cada ponte;
- possibilidade de se preverem, e definirem, as inspeções;
- possibilidade de se preverem, e definirem, os trabalhos de manutenção;
- conseguir estimar / simular os efeitos económicos das intervenções desfasadas ao longo da vida da obra de arte;
- permitir que a gestão do parque de pontes se faça com base nas análises económicas;

- possibilitar o estabelecimento de um grau de prioridade das intervenções nas pontes com base num estudo de custos global.

No documento elaborado nos finais de 1993, são realçados os requisitos que os sistemas de gestão de pontes devem possuir. Nessa norma, existe uma referência ao documento da *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* intitulado de linhas orientadoras para sistemas de gestão de pontes (AASHTO, 1993). Este documento pode ser considerado como sendo um guia que representa as boas práticas. Ambos os documentos sugerem que um sistema de gestão de pontes deve incluir os seguintes componentes básicos: armazenamento da informação, modelo de deterioração e de custos, modelos de otimização e funções de atualização.

A base de dados, ligada ao sistema de gestão de pontes, deve armazenar a informação resultante das inspeções periódicas. Como referido, nos E.U.A., os estados têm sido solicitados a realizar a monitorização das pontes de forma a poder introduzir esses dados no *NBI* o qual é gerido pela *FHWA*. O inventário nacional de pontes classifica o estado físico de cada elemento constituinte de uma ponte, numa escala numérica de zero a nove. No entanto, a grande maioria dos sistemas de gestão de pontes faz uma classificação de uma forma muito mais completa e específica. As pontes são geralmente subdivididas em elementos individuais ou em grupos de características de deterioração semelhante, isto é, com o mesmo material e o mesmo comportamento a longo prazo. O estado de cada um dos elementos é classificado segundo uma escala refletindo o seu grau de deterioração.

A informação contida na base de dados deve permitir a sua utilização como dados dos modelos de estudo. Os modelos de estudo são ferramentas que devem permitir estimar qual será o estado da estrutura, ou de cada elemento, sob diferentes restrições orçamentais avaliando o impacto da realização dos diferentes projetos. Num sistema de gestão de pontes, os principais modelos de estudo são: deterioração, custos e otimização.

A previsão, ao longo do tempo, do estado de uma ponte, ou de um elemento em particular, é realizada com o recurso a modelos de deterioração. Usualmente, estes modelos são de natureza determinística ou probabilística. Pode-se considerar que o modelo determinístico se baseia numa determinada taxa de deterioração para realizar as previsões futuras. O modelo probabilístico tem em consideração que o nível de deterioração atual é desconhecido, correspondendo-lhe uma probabilidade sobre uma determinada taxa de deterioração para a previsão futura.

A maioria dos modelos de deterioração utilizados nos sistemas de gestão de pontes baseia-se no modelo de Markov para a previsão da evolução da deterioração. Este modelo tem base probabilística e ignora o historial da ponte partindo da condição atual para realizar a previsão da condição futura.

Um sistema de gestão de pontes geralmente quantifica dois tipos de custos: os relacionados com a beneficiação das estruturas e os afetos à entidade gestora. No entanto, também devem ser quantificados os custos e os benefícios, relacionados com os trabalhos e com as consequentes melhorias, tanto ao nível de serviço como de segurança dos utentes.

A grande dificuldade dos sistemas de gestão passa pela definição da estratégia que otimiza a relação custo / benefício. Essa tarefa é realizada com o recurso a modelos de otimização. Os modelos de otimização, utilizando os resultados dos modelos de custos e de deterioração, com base na análise de custos ao longo do ciclo de vida, devem permitir estabelecer as estratégias

de reparação e reabilitação com razão custo / benefício mais favorável. A análise dos custos de ciclo de vida deve contabilizar todos os custos inerentes às operações de manutenção, reabilitação, reparação e reforço ao longo da vida útil da estrutura. Este tipo de abordagem permite comparar o efeito da calendarização de pequenas intervenções nas estruturas, com custos reduzidos, que poderão ter um efeito significativo a longo prazo, com a opção de, por exemplo, não realizar qualquer operação no presente adiando alguns trabalhos para quando o nível de deterioração for mais significativo.

As operações de otimização devem ter em consideração o nível de serviço pretendido para uma determinada estrutura. O nível de serviço de uma ponte é estabelecido em função do tipo e da quantidade de tráfego que a utiliza. Por exemplo, a intervenção numa ponte de uma autoestrada muito movimentada gera benefícios mais significativos do que uma intervenção semelhante numa estrutura de uma via secundária. No entanto, os custos relativos aos utentes também são maiores numa via com maior fluxo de tráfego.

As abordagens de otimização de um sistema de gestão de pontes podem ser de dois tipos: do topo para a base ou da base para o topo. Na abordagem do topo para a base, estabelecem-se, em primeiro lugar, os objetivos principais ao nível da rede, selecionando depois o conjunto de obras que sofrerão intervenções e definindo-se finalmente quais as ações a realizar em cada tipo de obra. Na abordagem da base para o topo, é realizada uma análise do custo do ciclo de vida de cada obra individualmente, são determinadas quais as intervenções a realizar em cada uma das obras e estabelece-se, por fim, quais são as intervenções a realizar, com base no interesse estratégico e de otimização de recursos da rede.

A análise do topo para a base é mais rápida, pois os projetos individuais são definidos depois de determinados quais os objetivos da rede, sabendo-se de antemão quais as obras previamente escolhidas para a intervenção. Nesta análise, não são analisadas com detalhe quais as intervenções a realizar, em todas as pontes do sistema, pois apenas se consome recursos nas pontes previamente selecionadas.

Na abordagem da base para o topo, é consumido mais tempo a detalhar cada uma das obras individualmente para depois se definir qual a estratégia a utilizar ao nível da rede. Daqui resulta uma dificuldade pois, nos sistemas com muitas obras de arte, esta aproximação torna-se muito pesada, consumindo muito tempo, é preferível adotar este tipo de aproximação nas redes com um número reduzido de obras de arte.

A gestão de pontes é um ato que engloba todas as ações que é necessário executar, para que se garanta que a ponte continue a desempenhar o papel para o qual foi projetada, sem que se realizem excessivas obras de manutenção. Na generalidade, tem-se considerado que a gestão de pontes tem início apenas quando a ponte já está construída e entra em serviço. No entanto, o comportamento ao longo do ciclo de vida de uma ponte é resultado das considerações e decisões tomadas na fase de conceção, construção e manutenção. É devido a esses motivos que a gestão de pontes deve ter início logo na fase embrionária da conceção da ponte e deve desenvolver-se ao longo de toda a sua vida útil.

Resumindo, a gestão de pontes engloba todas as operações ao longo do ciclo de vida, isto é, desde a fase de projeto até à fase de substituição, garantindo quer a segurança quer a funcionalidade.

Constata-se globalmente que, ao longo dos anos, se tem registado um grande aumento do número de estruturas que sofrem obras de reparação, reabilitação ou que são mesmo

substituídas, devido ao elevado grau de deterioração que apresentam. Este aumento, do número de estruturas com diferentes níveis de deterioração, faz com que a tarefa dos responsáveis pela gestão do parque de pontes se torne cada vez mais complexa.

A OCDE (1981) indica, no seu relatório sobre a manutenção de pontes, que os sistemas de gestão de pontes devem ser ferramentas que auxiliem as entidades gestoras de autoestradas e pontes nas suas escolhas ótimas das melhorias a realizar na rede. Estas devem estar enquadradas na visão estratégica, nos objetivos de longo prazo e nas restrições orçamentais das entidades responsáveis.

De forma a garantir que as pontes possuam sempre, ao longo da sua vida útil, uma qualidade superior a determinados níveis, considerados mínimos, é necessário que se façam regularmente inspeções e se implementem as respetivas operações de manutenção. Para que estas operações se façam de forma eficiente, é necessário que a informação essencial seja apresentada de uma forma acessível e clara.

No passado, estas operações eram realizadas utilizando formulários que eram preenchidos manualmente. Esta forma de proceder ainda é aceitável mas apresenta várias desvantagens, tais como: a informação não é apresentada de forma tão inteligível e segura e há maior dificuldade de processamento dos dados, de deteção das tendências, de quantificação e de avaliação da correlação dos diferentes componentes pertencentes à rede de pontes.

Os primeiros sistemas de gestão de pontes pouco mais eram do que simples inventários de informação básica das pontes como, por exemplo: localização, entidade gestora responsável, idade, tipo estrutural, entre outras. O primeiro passo no desenvolvimento destes sistemas foi a inclusão da calendarização das inspeções, bem como da informação resultante das operações de inspeção e de manutenção. Atualmente, estes sistemas estão mais desenvolvidos devido à introdução de procedimentos que permitem estabelecer uma ordem de prioridades de intervenção na rede de pontes. Procuram garantir que a intervenção, nas pontes que necessitam de obras mais urgentes, se faça de forma prioritária.

Os recursos aplicados em manutenção de pontes têm crescido consideravelmente. Segundo Dekker e Scarf (1998), os principais motivos para este crescimento são: o aumento do parque de pontes; o acréscimo dos requisitos dessas estruturas (aumento das cargas); e a subcontratação da manutenção a empresas privadas.

Segundo Woodward *et al.* (2001), tem-se assistido nos últimos anos ao aumento do número de pontes que necessitam de intervenção mas tem havido simultaneamente uma redução no orçamento para esse tipo de operações. Esta nova realidade realça ainda mais a importância das abordagens, relativamente à operação de pontes, deverem ser feitas, não só tendo por base a segurança e funcionalidade da estrutura, mas também tendo em consideração as questões económicas. Geralmente, os estudos económicos são realizados comparando, a preços correntes, os diferentes custos e benefícios das várias alternativas de manutenção. Esta análise, sendo na sua essência muito complexa, é bastante facilitada com a utilização de sistemas informáticos, pois permitem testar os diferentes cenários possíveis sem consumo de grande tempo.

Um aspeto fundamental que um sistema de gestão de pontes deve abordar é a quantificação de custos e benefícios decorrentes da utilização e manutenção ao longo do tempo.

A análise, a preços correntes, dos custos e benefícios das diferentes soluções de manutenção realça a necessidade de quantificação dos diferentes fatores envolvidos, tais como:

- os custos da perturbação no tráfego;
- a taxa de deterioração dos diferentes elementos estruturais e não estruturais das pontes;
- o período de vida das diferentes alternativas de manutenção e reparação;
- o custo do dinheiro para um determinado período de tempo e os benefícios daí resultantes;
- o aumento da capacidade de escoamento de tráfego por exemplo através do alargamento do tabuleiro.

Um programa de manutenção apenas poderá ser otimizado quando todos os parâmetros estiverem devidamente quantificados, permitindo estabelecer uma estratégia de longo prazo com os menores custos de ciclo de vida. Quando, como acontece frequentemente, se constatar que o orçamento anual disponível é inferior ao orçamento necessário para uma manutenção otimizada, o sistema de gestão deverá reanalisar os dados existentes considerando as restrições orçamentais, produzindo um novo plano de manutenções.

Um sistema de gestão completo deve ser capaz de combinar e otimizar as diferentes operações relacionadas com as pontes, tais como: inspeções, avaliações, ensaios, manutenções, estabelecimento de prioridades de intervenção, reparação e substituição. Cada sistema de gestão deve poder tratar não só cada ponte individualmente, mas da gestão da rede como um todo. Ao nível de cada ponte, os sistemas devem gerar informação que deve incluir:

- avaliação do estado de cada elemento estrutural da ponte, bem como do estado da ponte no seu todo;
- avaliação da capacidade resistente e identificação dos elementos mais vulneráveis de uma ponte;
- avaliação do grau atual e da taxa de deterioração de elementos e componentes de uma ponte, de forma a poder-se estimar qual o nível de deterioração no futuro;
- previsão sobre quando a ponte atingirá níveis de degradação, em termos de capacidade resistente, que a tornarão não regulamentar;
- identificação das necessidades de manutenção e reparação para uma ponte;
- linhas de orientação sobre qual a estratégia, e métodos, a seguir em termos de manutenção e reparação;
- programas de trabalhos de manutenção e reparação, incluindo a previsão de quando é que se devem realizar as operações de manutenção de forma a minimizar o custo total de ciclo de vida.

A nível da rede a informação gerada, os sistemas devem conter:

- uma escala de prioridades das necessidades de manutenção e reparação quando a materialização da estratégia ótima está condicionada, por exemplo, à escassez do orçamento;
- valores estratégicos sobre determinados parâmetros como, por exemplo: número de pontes com o tráfego estrangulado, número anual de substituições de pontes e informação sobre o estado médio das pontes numa determinada rede;
- grau de execução da política de manutenção relativamente aos valores alvo pré-estabelecidos;
- orçamento necessário para que a manutenção se faça dentro de determinado grau de satisfação.

Concluindo e resumidamente, segundo Czepiel (1995), um sistema de gestão de pontes é uma ferramenta que permite dar assistência na determinação do período ótimo para se atuar numa ponte, ou conjunto de pontes, indo ao encontro do orçamento existente. O objetivo da adoção de um sistema de gestão de pontes é a melhoria geral das condições de um determinado parque de pontes, enfatizando as necessidades de manutenção para que se possa atuar antes que determinada ponte atinja um estado que já não se considere seguro.

Globalmente, existe uma grande diversidade de sistemas de gestão. Neste capítulo, faz-se uma apresentação resumida dos diferentes sistemas de gestão de pontes. Aqui são apresentados os que tiveram uma maior relevância ao longo dos últimos anos, sendo, ainda hoje, uma referência a nível mundial.

A diversidade de sistemas de gestão é uma realidade, não apenas quando se compara diferentes países, mas também quando se compara, nos países de maior dimensão, os diferentes estados. Seguidamente, após algumas considerações preliminares, é apresentada uma descrição de alguns dos sistemas de gestão de pontes existentes a nível mundial. Começa-se pela apresentação do sistema de gestão existente no Japão, África do Sul, E.U.A., Canadá, Finlândia, Suíça, França e por fim Portugal.

Os sistemas de gestão de pontes são as ferramentas que permitem que entidades responsáveis pela gestão do parque de pontes atribuam os recursos necessários à monitorização, manutenção e reparação das pontes deterioradas ou em vias de deterioração. O desenvolvimento generalizado dos sistemas de gestão de pontes procura ir de encontro à dificuldade que as entidades gestoras têm de gerir, de forma otimizada, um largo número de pontes com um orçamento reduzido. As decisões resultantes de um sistema de gestão de pontes devem permitir atribuir, ao longo dos anos, as verbas necessárias para a gestão da rede de pontes, de forma a maximizar o desempenho desta e minimizar os custos de ciclo de vida.

Pode-se definir um sistema de gestão de pontes como sendo uma abordagem racional e sistemática de organizar e executar todas as atividades relacionadas com um conjunto de pontes, incluindo a otimização da seleção das operações de reabilitação, manutenção e reparação com o objetivo de maximização dos benefícios e minimização dos custos de ciclo de vida (Hudson *et al.*, 1992). Segundo (Ryall, 2001) a tarefa de gestão de pontes pode definir-se como sendo o conjunto de operações executadas desde a fase de conceção até ao fim da sua vida útil.

Um sistema de gestão de pontes deve permitir aos decisores, selecionar a estratégia ótima para uma ponte, ou um conjunto de pontes, de um largo espectro de soluções custo / benefício. Segundo AASHTO (2001a), o objetivo de um sistema de gestão de pontes é combinar as diferentes variáveis (gestão, engenharia e economia) de forma a determinar quais as melhores opções a tomar, ao longo do tempo, para um conjunto de pontes. Um sistema de gestão de pontes deve auxiliar os engenheiros, e os decisores, sobre onde e quando aplicar as verbas, de forma a garantir não só a segurança dos utentes, mas também a preservação do parque de pontes de forma eficaz.

Segundo Hudson *et al.* (1992), as tarefas, de um sistema de gestão de pontes, devem passar por definir o estado da ponte, atribuir as verbas para as tarefas de manutenção e beneficiações das pontes, criar uma listagem de pontes ordenada por prioridade de intervenção, listar as pontes em que se pode adiar a intervenção, encontrar a melhor solução de atuação para cada ponte, contabilizar os custos totais necessários para a manutenção da rede, identificar os pequenos trabalhos de reparação e programar as inspeções e a manutenção de uma base de dados adequada. Para a realização destas tarefas, a *AASHTO* sugere que um sistema de gestão de pontes deve conter os seguintes componentes básicos: base de dados, módulo de custos, módulo de deterioração e modelo de otimização (AASHTO, 2001a). Na Figura 2.6, estão representados esquematicamente os componentes básicos, e a sua interligação, de um sistema de gestão de pontes.

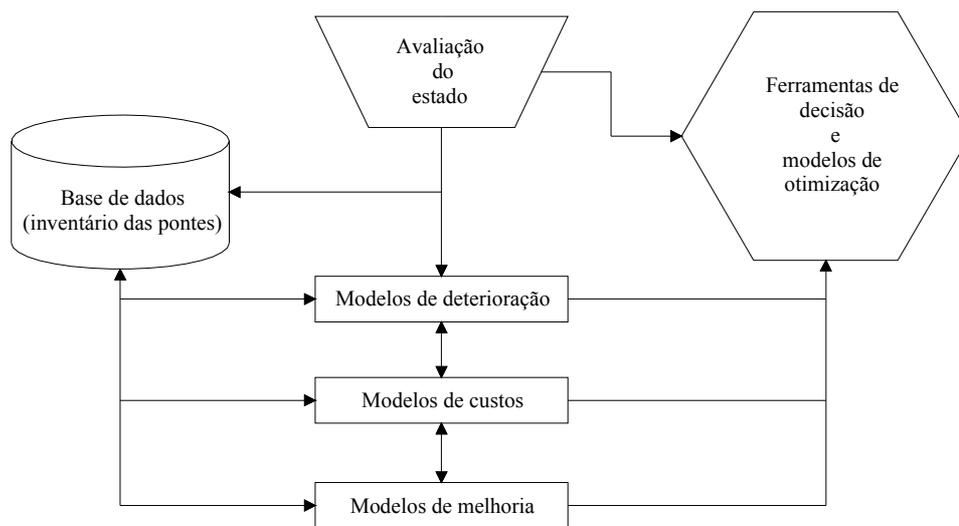


Figura 2.6 – Componentes básicos de um sistema de gestão de pontes (AASHTO, 2001a)

A condição de uma ponte é usualmente definida fazendo uma avaliação do estado atual comparativamente ao estado que a ponte tinha quando nova. A avaliação do estado das pontes é realizada com base nos resultados do plano de inspeções. A definição de um plano de inspeções rigoroso permite que os técnicos envolvidos, preferencialmente engenheiros civis, detetem os sinais de deterioração. A deteção atempada das anomalias possibilita que se tomem medidas com o objetivo de as minimizar ou mesmo de as eliminar. À semelhança do corpo humano, quanto mais cedo for realizado o diagnóstico de uma determinada doença, maior será a probabilidade de sucesso das medidas preventivas que se tomem.

As causas de deterioração das pontes podem ser as mais variadas desde acidentes com veículos, carbonatação, cloretos, corrosão, entre outros mecanismos, e outros fatores como o aumento dos limites legais para as cargas (Thoft-Christensen, 1996).

As inspeções têm um papel fundamental na definição da estratégia de manutenção a utilizar. Permitem afinar os modelos existentes, fazendo as devidas correções, por exemplo, dos níveis de corrosão estimados em fases anteriores. Dada a importância dos conhecimentos técnicos envolvidos no ato das inspeções, estas devem ser realizadas por engenheiros civis ou, pelo menos, supervisionadas por estes.

Segundo Ryall (2001), cada ponte é única. A sua forma e implementação no terreno são os fatores que influenciam e definem o formato da inspeção. Na literatura, são definidas várias categorias de inspeções que dependem, não só da forma como são materializadas, mas também da frequência de realização. Na referência Cruz (2005), é apresentada uma forma de classificação dos diferentes tipos de inspeções.

Na Tabela 2.2, é apresentada uma listagem das categorias de inspeção, não só focando o tipo de inspeção, mas também exibindo uma descrição sumária. Pode-se constatar que, segundo Narasimban e Wallbank (1998), os tipos de inspeção são agrupadas em nove categorias.

Tabela 2.2 – Categorias de inspeção
(Narasimban e Wallbank, 1998)

Tipo de inspeção	Intervalo	Observações
Superficial	quando necessário	inspeção visual, sem necessidade de relatório
Geral	2 anos	inspeção visual a partir do solo
Principal	6 anos	inspeção visual de proximidade, registo de todas as anomalias
Especial	quando necessário	análise detalhada de uma área particular
Juntas	no final da construção	estruturas novas
Inicial principal	no final da garantia de manutenção	estruturas novas
Subaquática	6 anos	parte integrante da inspeção principal
Infraescavação	quando necessário	inspeção especial
Vigilância (proteção superficial)	quando necessário	–

A inspeção de pontes pode ser definida como um conjunto de tarefas que engloba a análise dos materiais, do estado físico do tabuleiro, superestrutura e infraestrutura. Por consequência, uma correta avaliação do estado de uma ponte deve fornecer informações sobre a severidade da deterioração, ou patologia, e a sua extensão e identificar quais os componentes afetados. Segundo Aktan *et al.* (1996), a avaliação do estado das pontes pode ser resumida na medição da extensão dos danos e da deterioração, na determinação dos efeitos desses danos no estado da estrutura, na elaboração de uma escala de parâmetros que permitam definir o estado geral da ponte e na comparação dos danos atuais com os previamente registados.

Segundo Elbehairy (2007), os diferentes países que têm sistemas de gestão de pontes desenvolveram métodos de avaliação do estado das pontes com o objetivo de estabelecer uma ordem de prioridades atendendo às restrições que são introduzidas, como por exemplo: os trabalhos de reparação necessários e a limitação dos orçamentos. Um dos sistemas mais utilizados, na América do Norte, para a classificação das pontes é o definido pela FHWA (FHWA, 1995). Pode-se definir, de uma forma muito geral, que a avaliação das pontes se subdivide na avaliação dos diferentes componentes e na avaliação geral da ponte. De seguida, é apresentada uma descrição de alguns sistemas de classificação existentes.

2.1.3.1 Classificação global da ponte

Estes sistemas fornecem uma classificação que permite avaliar o estado global da ponte. Como exemplo deste tipo de classificação, é apresentado na Tabela 2.3 o sistema de classificação japonês, o qual possui cinco níveis de deterioração.

Tabela 2.3 – Sistema de classificação japonês
Liu *et al.* (1997); Yokoyama *et al.*, (1996)

Nível de deterioração	Grau de deterioração	Classificação da deterioração
I	0,8 – 1,0	potencialmente perigosa
II	0,6 – 0,8	deterioração evidente – pode ser necessária uma inspeção detalhada
III	0,4 – 0,6	deterioração agravada – pode ser necessária nova inspeção
IV	0,2 – 0,4	deterioração menor
V	0,0 – 0,2	como nova

No manual elaborado pela AASHTO (2011), é referido que cada ponte deve ser classificada segundo dois aspetos: capacidade de carga e por inventário. A classificação através da capacidade de carga permite conhecer a carga máxima que uma determinada estrutura pode suportar. Por sua vez, a classificação por inventário permite, para uma determinada estrutura, definir um nível de carga para o qual se pode utilizar essa estrutura indefinidamente. Segundo Elbehairy (2007), este tipo de classificação – classificação global da ponte – é muito genérica para definir o estado de uma ponte, sendo por esse motivo que a classificação é realizada usualmente ao nível de cada componente.

2.1.3.2 Classificação individual dos componentes

Este tipo de classificação é realizada ao nível de cada elemento. A ponte é dividida em vários elementos parcelares: tabuleiro, superestrutura e infraestrutura. Cada um destes elementos pode ainda ser subdividido em elementos menores.

Nos E.U.A., o *NBI* requer que seja realizada a avaliação do estado apenas para os três componentes referidos (tabuleiro, superestrutura e infraestrutura). No documento elaborado pela FHWA (1995), é apresentado um sistema de classificação o qual possui uma escala de 0 a 9. Na Tabela 2.4, esta escala é apresentada com uma breve descrição de cada grau da classificação. É apresentado o nível de deterioração a que corresponde cada grau desta escala, bem como quais as medidas corretivas a tomar.

Tabela 2.4 – Sistema de classificação FHWA
(FHWA, 1995)

Classificação	Descrição
N	não aplicável
9	como novo, em excelente estado: não existem deficiências dignas de atenção
8	muito bom estado: não são necessárias reparações
7	bom estado: problemas menores; necessidade de pequenos trabalhos de manutenção
6	estado satisfatório: pequena deterioração; necessidade de grandes trabalhos de manutenção
5	estado aceitável: pequenas perdas de secção, fendilhação e descasque; necessidade de trabalhos de pequena reparação
4	estado fraco: perdas de secção avançadas, deterioração e descasque; necessidade de grandes trabalhos de reparação
3	estado grave: perdas de secção, deterioração e descasque que afeta os elementos estruturais principais; necessária reabilitação imediata
2	estado crítico: deterioração avançada dos elementos estruturais principais; pode haver necessidade de fechar a ponte ao tráfego até que se tomem as medidas corretivas necessárias
1	perigo de rotura iminente: grandes deteriorações e perdas de secção; pode haver necessidade de fechar a ponte ao tráfego sendo ainda possível repor a ponte em serviço condicionado, após realização das ações corretivas
0	estado de rotura: ponte fora de serviço; impossibilidade de retomar o serviço

Segundo Turner e Richardson (1994), este documento permite classificar e definir os trabalhos a realizar tendo em consideração as anomalias existentes. Não permite, no entanto, o

conhecimento do tipo e da localização de uma possível rotura. Da análise da Tabela 2.4, verifica-se que, até se atingir a classificação de grau 3, pode-se utilizar a ponte sem a necessidade de tomar qualquer tipo de ação imediata.

Com o objetivo de ultrapassar as falhas referidas na classificação do *NBI*, a *FHWA* e a *AASHTO* desenvolveram um novo sistema de classificação que permite uma maior homogeneidade na classificação. Este sistema, denominado na língua inglesa de *COMmonly REcognized (CoRe) Element condition rating*, consiste na seleção e classificação de 108 elementos normalizados. Nela é atribuída uma de cinco classificações possíveis: protegido, exposto, atacado, danificado e rotura (Thompson e Shepard, 2000). A cada uma destas classificações corresponde uma determinada percentagem de área de dano.

Com o mesmo objetivo, Yanev (1997) desenvolveu um sistema de classificação para a cidade de Nova Iorque. Este sistema tem por base uma inspeção que se realiza, no máximo, de dois em dois anos, sendo a classificação de 1 a 7. Na Tabela 2.5, apresentado o sistema de classificação adotado. Deve-se referir que as classificações 2, 4 e 6 representam estados intermédios dos estados apresentados.

Tabela 2.5 – Sistema de classificação da cidade de Nova Iorque (Yanev, 1997)

Classificação	Descrição
7	nova
5	funciona corretamente
3	não funciona como projetado
1	rotura

Este sistema baseia-se na classificação de 13 elementos de referência. A classificação geral da ponte (*BCR – Bridge Condition Rating*) pode ser calculada partindo da classificação de cada elemento recorrendo à equação (2.1).

$$BCR = \frac{\sum (Classificação \times peso)}{\sum pesos} \quad (2.1)$$

No documento elaborado por Dogaki *et al.* (2000), é descrito o método japonês para a quantificação do dano em pontes de betão armado. A classificação do dano, em tabuleiros de betão armado, realiza-se em cinco categorias, as quais correspondem à magnitude da densidade de fendas nas faces do tabuleiro (comprimento das fendas por unidade de área – m/m^2). Na Tabela 2.6, é apresentada a classificação utilizada no Japão.

Tabela 2.6 – Classificação de dano para tabuleiros de betão armado (Dogaki *et al.*, 2000)

Estado de deterioração do tabuleiro de betão armado			Necessidades de reparação
Classificação do dano	Grau de deterioração (D_c)	Densidade de fendas (C_d) [m/m^2]	
I	0,0 – 0,3	0 – 3	condicionado (sem reabilitação)
II	0,3 – 0,6	3 – 6	possível reabilitação
III	0,6 – 0,8	6 – 8	reabilitação ou reforço
IV	0,8 – 0,9	8 – 9	reabilitação, reforço ou substituição
V	0,9 –	9 –	mais severo (reforço ou substituição)

O grau de deterioração, D_c , dos tabuleiros de betão armado é expresso em função da densidade de fendas, C_d , através da equação (2.2).

$$D_c = \frac{C_d}{10} \tag{2.2}$$

O sistema de classificação de elementos, do sistema de gestão de pontes de Moscovo, baseia-se numa escala de cinco pontos (Brodsky *et al.*, 2006). Esta escala é apresentada na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Classificação de elementos do sistema de gestão de pontes de Moscovo Brodsky *et al.* (2006)

Estado	Avaliação	Desgaste	Necessidade de reparação
1,0	boa	< 20%	limpeza, agendamento de manutenção
1,5	razoável	20 – 40%	manutenção preventiva
2,0	mau	40 – 60%	reparação corrente (localizada)
2,5	muito mau	60 – 80%	reparação em grande escala
3,0	inaceitável	80 – 100%	restauração ou substituição

Esta classificação baseia-se na percentagem de desgaste, fazendo-se uma relação entre esta e as medidas necessárias para cada estado.

Após as campanhas de inspeção, e a subsequente classificação dos elementos da ponte, é fundamental estabelecer modelos que permitam estimar a condição futura. Estes modelos são usualmente denominados de modelos de deterioração. Seguidamente, vai-se apresentar uma descrição dos diferentes modelos de deterioração, bem como dos seus elementos constituintes.

2.1.3.3 Modelos de deterioração

A deterioração de uma ponte pode ser definida como o processo que leva ao declínio do seu estado resultado da sua normal utilização, excluindo os danos dos eventos de sismo, acidentes ou fogo (Rahim e Johnston, 1993). O processo de deterioração é um fenómeno químico e físico complexo que envolve diferentes elementos de uma ponte (Elbehairy, 2007). A complexidade deste fenómeno é agravada por cada elemento ter a sua própria taxa de deterioração. O sucesso de qualquer sistema de gestão de pontes depende muito da sua capacidade de estimar adequadamente a taxa de deterioração dos diferentes elementos constituintes de uma ponte.

O documento elaborado pela FHWA (1989) indica que a maioria dos estudos tende a estimar taxas de deterioração inferiores a partir de 15 anos. O relatório inclui os resultados de uma análise dos dados do *NBI* sobre o estado estrutural, indicando vários exemplos de taxas de deterioração que diminuem ao longo do tempo, efeito esse que não se verifica na realidade. Na Figura 2.7, é apresentada uma relação qualitativa entre o envelhecimento de uma ponte e o seu estado.

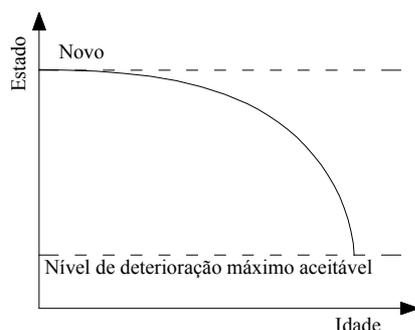


Figura 2.7 – Evolução temporal do estado de uma ponte (Elbehairy, 2007)

Basicamente, os estudos sobre modelos deterioração podem ser subdivididos em quatro categorias principais: mecanicistas, determinísticos, estocásticos e que utilizam inteligência artificial. Seguidamente, apresentam-se, de uma forma resumida, estes modelos.

2.1.3.3.1 Modelos mecanicistas

A base da teoria mecanicista é a de que todos os fenómenos físico-químicos se regem por fenómenos mecanicamente determináveis. São modelos que quantificam um determinado mecanismo de deterioração de um elemento de ponte em particular. Segundo Kayser e Nowak (1989), estes modelos são geralmente eficazes quando se faz uma abordagem a nível do elemento, mas não o são quando se pretende resultados ao nível da rede.

Um exemplo deste tipo de modelos é o utilizado por Miyamoto *et al.* (1999). Este modelo estima a deterioração da ponte através da durabilidade e da capacidade de carga. A durabilidade é definida como sendo a capacidade de um determinado elemento resistir à deterioração. A pontuação, quer para a capacidade de carga, quer para a durabilidade, é ordenada de 0 a 100. O valor 100 corresponde ao estado da ponte como novo. O efeito da deterioração leva a que a pontuação decresça até 0. O valor 0 indica que a ponte deve sair de serviço.

Segundo Stukhart *et al.* (1991), a grande maioria destes modelos não é utilizada em sistemas de gestão de pontes devido à não existência de calibração dos mesmos. A título de exemplo, pode referir-se que nenhum dos departamentos de transportes dos E.U.A. os utiliza. Os autores referem ainda que a rigidez deste modelo não permite incorporar todas as variáveis que afetam o processo de deterioração.

2.1.3.3.2 Modelos determinísticos

Estes modelos definem o estado de uma determinada ponte através de fórmulas matemáticas que o relacionam com os fatores de deterioração. Os resultados destes modelos são valores determinísticos, isto é, não envolvem probabilidades, representando assim os valores médios. Alguns exemplos típicos destes métodos são a extrapolação linear, a regressão e o método de ajuste de curvas (Morcous, 2000).

2.1.3.3.3 Modelos estocásticos

Estes modelos são cada vez mais usados em ciências aplicadas, bem como na engenharia, sendo os mais utilizados nos diferentes sistemas de gestão de pontes. A modelação dos fenómenos de deterioração sofreu um grande avanço com estes modelos. O processo de deterioração é consideravelmente aleatório, existindo, por esse facto, uma grande incerteza. A técnica estocástica mais utilizada na modelação da deterioração em pontes é o modelo da cadeia de Markov.

– Cadeia de Markov

Este modelo tem sido utilizado na modelação estocástica da deterioração numa grande diversidade de infraestruturas. Os modelos de deterioração de Markov, utilizados em pontes, baseiam-se no conceito da definição de estados de degradação e da aplicação de probabilidades de transição de um estado para o seguinte (Jiang *et al.*, 1988).

Estes autores (Jiang *et al.*, 1988), baseando-se na classificação do nível da deterioração especificado pela *FHWA*, desenvolveram, para o Departamento de Pontes de autoestradas do

estado de Indiana, um modelo de transição entre estados utilizando o método da cadeia de Markov. Nesse modelo, foi desenvolvida uma matriz de probabilidade de transição para os três principais componentes das pontes: tabuleiro, superestrutura e infraestrutura. Estas matrizes de probabilidades de transição têm em consideração o tipo de material da estrutura (aço ou betão), o efeito da idade (assume-se que a taxa de deterioração varia com a idade) e o tipo de autoestrada. Uma das lacunas deste estudo é não abordar outros fatores conhecidos que influenciam a taxa de deterioração, como a densidade de tráfego e o clima.

2.1.3.3.4 Modelos que utilizam inteligência artificial

Esta é uma área de estudo relativamente recente. Abrange um vasto conjunto de técnicas com múltiplas aplicações nas últimas décadas. As redes neurais artificiais, algoritmos genéticos e aprendizagem automática (*Machine Learning*) são disso exemplo. Na Figura 2.8, é apresentado, de forma esquemática, o funcionamento deste tipo de rede.

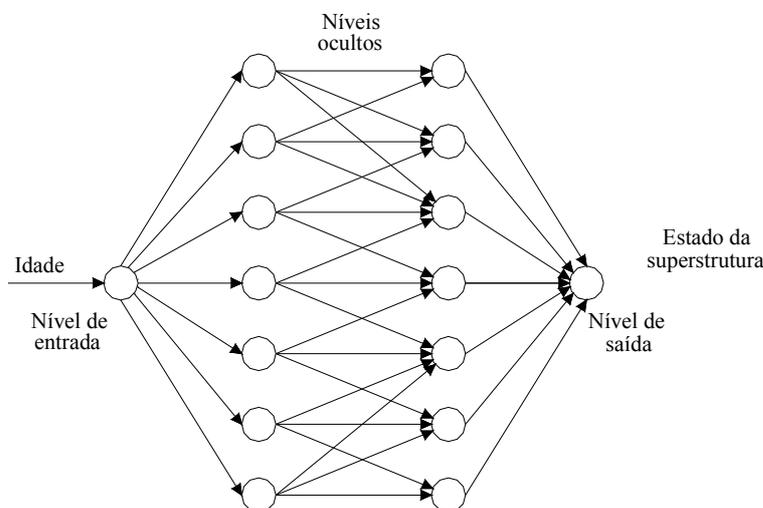


Figura 2.8 – Rede neural multicamada (Sobanjo, 1997)

Esta rede foi criada para relacionar a idade da superestrutura com o seu estado de conservação, fornecendo um valor numérico entre 1 e 9.

Em Tokdemir *et al.* (2000), é apresentado um exemplo que utiliza, como parâmetros de entrada, a idade, o tráfego e as propriedades geométricas para obtenção de uma classificação do estado da ponte.

Um dos fatores fundamentais de um sistema de gestão de pontes é a previsão da taxa de deterioração após a reparação da ponte. Em diversas publicações, é referido que a taxa de deterioração de uma ponte reabilitada é maior do que a de uma ponte nova. Também é necessário ter em atenção que uma ponte reabilitada pode não voltar ao seu estado como nova (Yanev e Chen, 1993). No entanto, a maioria dos sistemas de gestão de pontes considera que a taxa de deterioração de um determinado elemento após reparação é a que esse elemento tinha quando novo.

2.1.3.4 Modelos de custos

Os custos de manutenção, reparação e reforço, nos sistemas de gestão de pontes, são usualmente expressos em custos unitários ou em percentagem do custo relativamente ao custo

inicial ou de substituição da ponte. Na Tabela 2.8, são apresentados custos unitários propostos por Saito e Sinha (1990) para alguns tipos de trabalhos.

Tabela 2.8 – Custos unitários de reparação
(Saito e Sinha, 1990)

	Categorias de reabilitação	Custos unitários [\$/m ²]
1	revestimento do tabuleiro	347
2	alargamento de tabuleiro	748
3	substituição de tabuleiro e alargamento	783
4	grande reconstrução	297
5	substituição de tabuleiro	325
6	substituição da superestrutura	379

Na Tabela 2.9, são apresentados os custos das operações de manutenção comparativamente com os custos iniciais propostos por Seo (1994).

Tabela 2.9 – Percentagem do custo relativamente ao custo inicial
(Seo, 1994)

Grau	Tabuleiro	Superestrutura	Infraestrutura
Baixo	28%	49%	26%
Médio	65%	74%	63%
Elevado	100%	100%	100%

Da observação da Tabela 2.9, verifica-se que os custos dependem do grau da intervenção (baixo, médio ou elevado) e do tipo de elemento (tabuleiro, superestrutura ou infraestrutura).

2.1.3.5 Tomada de decisão de reparação e reabilitação

A tarefa mais relevante, e que representa o maior desafio, num sistema de gestão de pontes é a definição de prioridades dos trabalhos de manutenção, reparação e reforço. A justificação desta importância deve-se ao facto de estas tarefas absorverem a grande maioria dos investimentos. Por esse facto, a atribuição das verbas deve ser cuidadosamente calculada, devendo-se realizar um estudo de ciclo de vida. A definição das prioridades de manutenção, reabilitação e reparação envolve múltiplas variáveis, tendo de se realizar a análise simultânea das decisões, quer a nível de rede, quer da ponte singular.

2.1.3.6 Decisões a nível de rede vs. decisões a nível da ponte

Na Figura 2.9, é apresentado um estudo comparativo resumido de diferentes tipos de sistemas de gestão de pontes onde estão ilustradas algumas das suas vantagens e desvantagens.

Entre os principais aspetos a ter em consideração na tomada das decisões de manutenção, reabilitação e reparação destacam-se as restrições reais que existem quer a nível da rede quer da ponte isolada. A hierarquização das intervenções nas diferentes pontes é uma decisão a nível de rede. A escolha dos métodos de reparação a utilizar em cada uma das intervenções é uma decisão a nível da ponte. Quando se faz uma abordagem ao nível da ponte, pretende-se definir o método de reparação a utilizar, os custos associados e os benefícios daí resultantes. Segundo Thompson *et al.* (2003a), um sistema de gestão de pontes ideal deverá considerar complementarmente a abordagem ao nível da ponte e ao da rede.

O resultado das abordagens ao nível da ponte deverá ser uma listagem detalhada de custos para as diferentes estratégias de reparação para as diferentes pontes. Deve ser com base nestes resultados que as decisões, ao nível da rede, são tomadas, fazendo uma hierarquização das prioridades de investimento e atribuindo, dessa forma, os fundos disponíveis.

Decisões de MR&R em sistemas de gestão de pontes			
	Abordagem ao nível da rede	Abordagem ao nível do projecto	Combinado
Descrição	<ul style="list-style-type: none"> - aborda a rede em geral - estabelece uma hierarquização das pontes utilizando pesos ou análises custo / benefício - pode considerar restrições orçamentais - pode realizar planeamentos plurianuais - pode realizar análises de custos de ciclo de vida 	<ul style="list-style-type: none"> - aborda cada ponte de forma singular - sugere os melhores métodos de reparação para cada um dos componentes da ponte - é usualmente realizada de forma independente da restante rede - pode realizar análises de custos de ciclo de vida 	<ul style="list-style-type: none"> - tenta combinar as decisões resultantes quer da análise individual quer de rede - realiza análises de custos de ciclo de vida - é o desafio atual ao nível dos sistemas de gestão de pontes
Exemplos	- Li <i>et al.</i> (1998)	- Soderqvist e Veijola (2000) - Reel e Conte (1994)	- Elbehairy (2007)
Comentários	<ul style="list-style-type: none"> - não considera as necessidades de cada projeto individual (pode levar a decisões que não sejam ótimas) - são realizadas aproximações para simplificar a análise (valor residual, custo dos utentes) 	<ul style="list-style-type: none"> - não considera as restrições de execução - a análise é realizada de forma isolada, não contabilizando as necessidades da rede, o que leva a decisões que não são ótimas 	<ul style="list-style-type: none"> - pode não tomar em consideração as reparações frequentes - não considera as restrições de execução - grande dificuldade na otimização matemática devido ao grande número de variáveis - grande complexidade na completa integração
Técnicas	<ul style="list-style-type: none"> - estabelece uma hierarquização de prioridades de intervenção - otimização + análise de custos de ciclo de vida 	<ul style="list-style-type: none"> - rácio custo / benefício - otimização - inteligência artificial + análise de custo de ciclo de vida 	- combinado.

Figura 2.9 – Comparação dos sistemas de gestão de pontes (Hegazy, 1999)

Li *et al.* (1998) desenvolveram um protótipo de um sistema de gestão de pontes, com uma abordagem ao nível da rede. Este modelo fornece uma listagem ordenada de pontes, de uma determinada rede, por prioridades de manutenção e reabilitação.

Na abordagem ao nível do projeto, pode referir-se o sistema de gestão de pontes Finlandês, que utiliza as recomendações provenientes do sistema de gestão de pontes ao nível de rede para a definição da estratégia, permitindo a tomada de decisão baseada numa análise de custos de ciclo de vida (Söderqvist e Veijola, 1999).

Segundo Elbehairy (2007), realizar o estudo sem que haja interação entre a abordagem ao nível da ponte e da rede não conduz a soluções ótimas. Na literatura consultada, verifica-se que a abordagem dos sistemas de gestão de pontes é realizada a nível da ponte individual ou da rede e que poucos são os exemplos em que ambos são abordados simultaneamente.

2.2 Sistemas de gestão de pontes existentes

De modo a se ter uma perceção global dos sistemas de gestão de pontes existentes apresentam-se seguidamente alguns dos sistemas de gestão considerados como de referência a nível mundial.

2.2.1 Japão

O Japão possui cerca de 140 mil pontes em que uma grande parte foi construída após 1960. No Japão, como nos restantes países desenvolvidos ou em vias de desenvolvimento, é expectável que os custos relativos à manutenção de pontes venham a aumentar significativamente (Nakatani *et al.*, 2004). Segundo Miyamoto (2001), a complexidade das tarefas que o ato de gestão das pontes envolve, bem como a idade da maioria dos elementos do parque de pontes, levaram à criação de um sistema de gestão de pontes que foi denominado de J-BMS.

O sistema de gestão de pontes utilizado no Japão (J-BMS) permite avaliar o desempenho atual das pontes de betão utilizando os resultados das inspeções visuais (Bakht e Mutsuyoshi, 2005). Este sistema de gestão de pontes, criado na Universidade de japonesa Yamaguchi, trata cada ponte isoladamente não fazendo qualquer abordagem ao nível da rede.

Segundo Nakamura *et al.* (2002), o J-BMS é um sistema integrado que serve de suporte aos trabalhos de manutenção das pontes, sendo aplicável unicamente a pontes existentes com dano.

Este sistema avalia o desempenho atual de uma ponte recorrendo unicamente às inspeções visuais. Faz a previsão da deterioração dos elementos constituintes das pontes e estabelece uma estratégia de reabilitação, baseada no princípio da minimização dos custos e tentando maximizar a qualidade. Dado que cada ponte é tratada individualmente, este sistema não pode ser utilizado na gestão global do parque de pontes.

Os dados utilizados no sistema japonês são uma combinação entre os dados de várias inspeções visuais e de alguns resultados de ensaios não destrutivos simples. Na base de dados, são armazenados vários dados relevantes para as operações de manutenção tais como dados técnicos e dados resultantes das inspeções. O comportamento de cada elemento constituinte das pontes é avaliado utilizando os dados das inspeções e comparando-os com as especificações técnicas da ponte de referência (Miyamoto, 2001).

A avaliação do comportamento é realizada recorrendo a um programa denominado de BREX (*Bridge Rating Expert System*). Os resultados desta avaliação incluem a classificação sobre a capacidade resistente, bem como a previsão da durabilidade das lajes e das vigas principais. Esta classificação é realizada numa escala 0-100. Este programa utiliza relações “se → então”, as quais são ordenadas de forma hierárquica, ultrapassando as dificuldades de interpretação de resultados difusos e permitindo que o programa aprenda com os resultados anteriores.

Com base nos resultados do programa, o estado de deterioração presente pode ser caracterizado e pode-se, desta forma, estimar o tempo restante de vida utilizando ábacos, quer para a durabilidade, quer para a capacidade de carga.

Quando as previsões da deterioração demonstrarem que a estimativa do tempo de vida de um determinado elemento é inferior ao período alvo, terão que se realizar operações de manutenção ou de qualquer outro tipo. Para a otimização das operações de manutenção, é utilizada a técnica do algoritmo genético. Desta forma, pode-se estabelecer uma estratégia de prevenção repartida em diferentes fases no tempo: numa primeira fase, de forma a minimizar os custos de ciclo de vida; na segunda, de modo a maximizar a quantidade de elementos que sofrem operações de manutenção. A melhor estratégia pode ser definida tendo como objetivo principal qualquer um dos referidos, definindo as funções objetivo (Miyamoto, 2001).

A estratégia do J-BMS não toma em consideração o fator de degradação. Desta forma, o fator de degradação continua a atuar mesmo se os danos forem restaurados, podendo surgir novamente o mesmo dano devido aos fatores de deterioração, tornando o sistema ineficiente. Para ultrapassar esta dificuldade, foi criado um sistema que estima o fator de deterioração desde a data da inspeção. Este subsistema considera diferentes relações entre os danos ocorridos e a atuação dos fatores de deterioração. O fator de deterioração é determinado em função da relação causa / efeito (Nakamura *et al.*, 2002). A estratégia de manutenção foi criada de forma a permitir selecionar as medidas preventivas para controlar ou remover o dano ou os agentes de deterioração determinados na estimativa do fator de deterioração. Na Figura 2.10, é apresentado um fluxograma com a configuração do J-BMS.

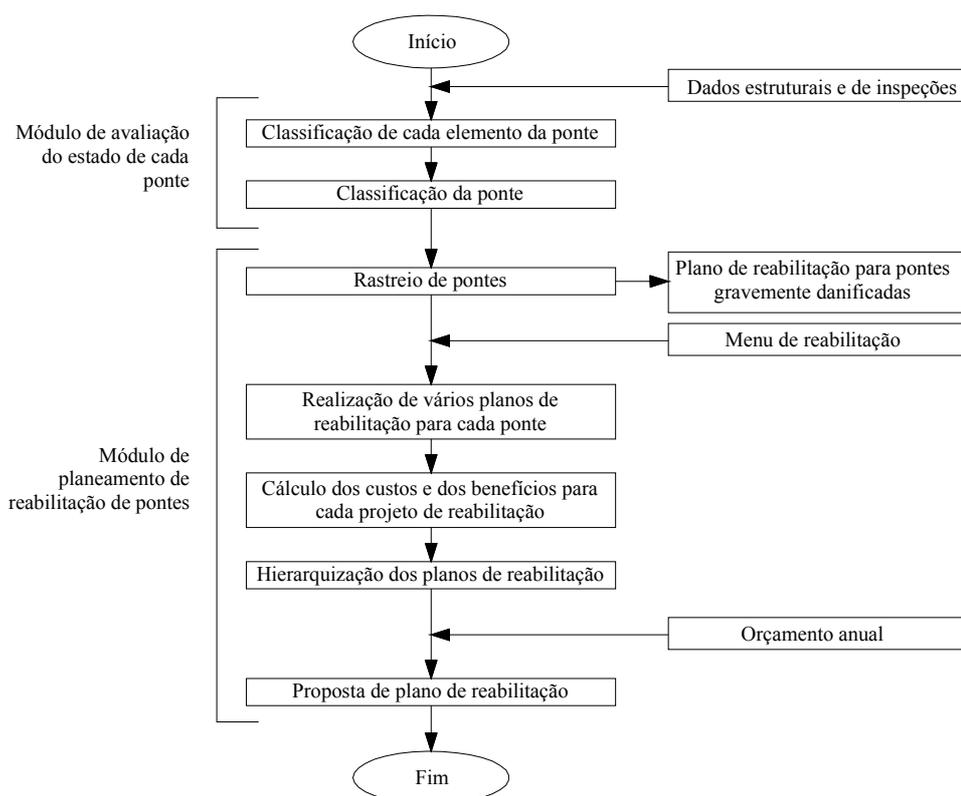


Figura 2.10 – Fluxograma do sistema japonês (Yokoyama *et al.*, 1996)

Como o J-BMS trata de cada ponte individualmente, não consegue ter um escalonamento de todas as pontes que necessitam de trabalhos de manutenção urgente. Num cenário real, em que o orçamento disponível é muito inferior ao necessário para manutenção de todas as pontes em simultâneo, este programa não consegue distribuir de forma eficaz verbas pelas necessidades do parque de pontes.

Segundo Bakht e Mutsuyoshi (2005), o sistema japonês é o primeiro programa a nível mundial a utilizar diretamente os dados resultantes das inspeções para a avaliação do estado da ponte. Nos outros sistemas de gestão de pontes, normalmente são os inspetores que, através das inspeções, definem o estado corrente da ponte, sendo que os programas são utilizados para arquivar informação, prever a deterioração futura e distribuir de forma eficiente o orçamento pelas estruturas do parque de pontes.

Como desvantagem deste sistema, pode-se referir que possui a limitação de apenas poder ser utilizado em estruturas de betão armado. Uma das desvantagens deste sistema é o facto de a análise, neste momento, se cingir ao nível da ponte para definir a estratégia a nível de rede. As expressões utilizadas para a previsão da deterioração da durabilidade e da capacidade de carga são expressões simples cúbicas e bi-quadráticas. Estas funções não consideram fatores fundamentais como a localização das pontes, condições ambientais, volume e intensidade de tráfego, entre outros. Estas funções devem ser modificadas baseando-se nos dados experimentais e nos dados resultantes da monitorização.

2.2.2 África do Sul

Na África do Sul, a agência nacional de estradas (SANRAL – *South African Roads Agency Limited*) utiliza um sistema de gestão, que permite a definição de prioridades de atuação, baseado nos danos das estruturas (Kruger e Ronny, 2005). Este sistema utiliza um método de inspeções que se baseia na análise do grau, extensão e relevância das anomalias (DER – *Degree, Extent e Relevancy*).

O sistema de gestão de pontes anteriormente utilizado baseava-se na avaliação da condição da estrutura. Para isso, o inspetor tinha de avaliar a condição de todos os elementos, independentemente de possuírem anomalias ou não. Esta classificação era depois combinada para os elementos do mesmo tipo resultando finalmente a classificação geral da ponte. Segundo Kruger e Ronny (2005), este método possuía uma grande desvantagem pois este sistema de classificação não alertava para quando os elementos críticos estavam sujeitos a danos críticos, falhando assim como sistema de aviso.

Neste sistema de gestão, o inspetor não tem de avaliar todos os elementos constituintes de uma ponte. As anomalias são classificadas em conjunto para um determinado elemento. O algoritmo utilizado tem em consideração, não apenas a severidade do defeito em si, mas também a sua consequência no elemento em questão. A severidade é contabilizada utilizando fatores de ponderação.

Este sistema foca as atenções no resultado das inspeções, com especial relevo nas anomalias detetadas, em vez de se basear na avaliação global da estrutura. Segundo Kruger e Ronny (2005), esta opção permite dar prioridade aos elementos que se encontrem em pior estado, embora a condição global da ponte seja aceitável. Por exemplo, um sistema que tenha em consideração a condição global de uma ponte pode não dar uma especial relevância a uma viga em risco de colapso, podendo a condição geral da ponte ser melhor do que uma ponte onde todos os elementos possuem anomalias menores. Segundo os mesmos autores, um dos pré-requisitos de um sistema de gestão deve ser a capacidade de o mesmo detetar e realçar / alertar para a necessidade de intervenção num elemento em particular de um grande universo de pontes.

O sistema de graduação é baseado nas operações de inspeção. Este sistema consiste em:

- inspeção visual de vinte e um elementos padrão das pontes;
- uma folha de inspeções e de fotografias;
- estimativa, durante a operação de inspeção, das quantidades de trabalho necessárias;
- registo da urgência de reparação.

O defeito mais condicionante é classificado segundo o grau (*Degree – D*), extensão (*Extent – E*) e relevância (*Relevancy – R*), dando o nome ao sistema de classificação (DER). As classificações são atribuídas numa escala de 0 a 4, como se pode verificar na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Classificação DER
(Kruger e Ronny, 2005)

Categoria	Valor e descrição						
	X	U	0	1	2	3	4
Grau (D)	N / A	impossível de inspecionar	sem anomalias	menor	médio	fraco	severo
Extensão (E)				local	> local	< geral	geral
Relevância (R)			incerto	mínimo	moderado	alta	crítico
Urgência (U)		apenas registo	apenas monitorização	rotina	< 5 anos	< 2 anos	ASAP

A urgência (U) de intervenção também é registada durante as operações de inspeção. A classificação da relevância é crítica, no conjunto global da inspeção, sendo por isso importante que o inspetor entenda perfeitamente qual é a consequência do defeito num determinado elemento. É importante referir que a todos os vinte e um elementos constituintes da ponte são atribuídos fatores de ponderação (ajustáveis pelo utilizador) que estão automaticamente incluídos no algoritmo.

Na bibliografia consultada, existiam apenas dados sobre a campanha de inspeções realizadas em 1999 / 2000. No entanto, com esses resultados, foi possível a seriação por ordem de importância de intervenção das pontes inspecionadas. O programa permite agrupar pontes que sejam vizinhas e que possuam o mesmo tipo de material pois, estando num mesmo ambiente, têm o mesmo tipo de degradação.

Com os primeiros dados inseridos, uma das tarefas mais importantes era a avaliação dos resultados do sistema de gestão de pontes, assegurando que as pontes que estavam no topo da lista eram realmente as que mais necessitavam de reparação. Esta listagem levou à realização de uma nova campanha de inspeções nestas pontes com o objetivo de avaliar o real estado delas.

Este sistema foi sofrendo alterações ao longo do tempo. Um exemplo dessas alterações foi a análise dos resultados do sistema de gestão de pontes. Após a introdução dos dados das primeiras inspeções, verificou-se que os valores da estimativa de custos das intervenções eram subestimados. Um dos principais motivos foi o facto de os valores unitários estarem desatualizados. Outro fator que teve influência foi a não contabilização dos custos das deslocações e os custos associados ao desvio do tráfego nos custos dos ensaios.

Neste sistema, para além da lista ordenada das pontes que necessitam de intervenção, foi também introduzida uma condição que permitisse atuar numa determinada zona. A abordagem realizada pela SANRAL foi no sentido de se agrupar as pontes em troços de vias de forma a permitir adjudicar um conjunto de pontes simultaneamente ao mesmo construtor reduzindo com isto os custos de mobilidade. No caso de uma estrutura se encontrar isolada, é realizado um trabalho de prospeção no sentido de se tentar encontrar na região vizinha alguma estrada que possa ser incluída na empreitada.

2.2.3 E.U.A.

A maioria dos sistemas de gestão de pontes desenvolvidos nos E.U.A. é anterior a 1991. Destes, destacam-se o PONTIS e o BRIDGIT. Seguidamente, faz-se uma apresentação dos sistemas referidos.

2.2.3.1 Sistema PONTIS

A *FHWA*, em conjunto com seis estados, desenvolveu um sistema de gestão de pontes com uma abordagem ao nível da rede. Este sistema incluía uma série de inovações a diferentes níveis. Destacam-se os procedimentos de inspeção, estimativa dos custos de ciclo de vida e otimização de custos. Esta nova forma de abordagem da gestão de pontes tornou este sistema uma referência a nível mundial.

Este sistema faz uma abordagem ao nível da rede para a definição das prioridades de intervenção. Na fase de planeamento, a abordagem ao nível da rede, determina as linhas de orientação para a seleção e agendamento das ações a realizar nas pontes, identifica as necessidades estruturais e funcionais, distribui as verbas, define as prioridades e estabelece o plano de trabalhos numa base plurianual. A definição da linha de intervenção ao nível da rede avança depois para a definição e implementação dos diferentes projetos individuais das pontes.

A primeira versão deste sistema de gestão de pontes foi realizada no seio da *FHWA* em 1992 (Thompson, 1993). O sistema PONTIS, cujo nome deriva do latim *pons* que significa ponte, foi concebido como uma ferramenta de apoio à gestão de infraestruturas como, por exemplo: pontes; túneis; e condutas.

É o principal sistema utilizado nos E.U.A. onde está implementado em 39 dos 50 estados (Thompson *et al.*, 1998). Em cerca de cinquenta por cento dos estados onde este sistema está implementado, é utilizado como elemento principal na definição da estratégia de preservação. Nos restantes, a estratégia é definida utilizando este sistema em conjunto com outros (Robert *et al.*, 2003).

Está estruturado em diferentes módulos destacando-se, pela sua importância, os seguintes: inventariação, previsão da deterioração, classificação do estado e medidas de reparação, custos e otimização ao nível de rede (Cambridge Systematics Inc., 2005).

Neste sistema, o estabelecimento de prioridades é realizado tendo por base duas estratégias: a primeira baseia-se na melhoria do estado da ponte através das operações de manutenção, reabilitação e reparação; a segunda toma em consideração medidas que melhorem o nível de serviço da ponte.

Todos os projetos são ordenados de acordo com o rácio custo / benefício, permitindo, deste modo, realizar todas as intervenções que estejam abaixo do orçamento previsto. As restantes obras são adiadas e analisadas novamente em anos seguintes, reentrando novamente no processo de hierarquização. Este procedimento é continuamente repetido ao longo dos anos.

A identificação das diferentes necessidades é realizada através da introdução dos resultados das inspeções periódicas. O sistema PONTIS é uma ferramenta de planeamento de apoio à tomada de decisão. Permite, com a gestão da globalidade dos dados resultantes das inspeções, a definição de estratégias de intervenção a longo prazo.

A base de dados contém todas as pontes existentes na rede, estando elas subdivididas nos seus diferentes componentes. O *software* da base de dados é o *Sybase SQL Anywhere* (Godart e Vassie, 2001).

Segundo Godart e Vassie (2001), este sistema possui, para além das funcionalidades do sistema BRIDGIT, as seguintes:

- a condição global é estimada utilizando um índice de salubridade; a condição futura da rede pode ser estimada dependendo das restrições orçamentais;
- a otimização é realizada ao nível da rede minimizando os custos de ciclo de vida para um determinado período de análise; são quantificados os benefícios bem como os custos da realização dos trabalhos comparativamente com a solução adiar a intervenção por um ano; a política de otimização é aplicada ao conjunto das pontes definindo-se depois qual será a estratégia de manutenção ótima para cada uma delas.

O programa PONTIS utiliza um sistema de classificação mais refinado do que o proposto pelo *NBI*. Este sistema divide as pontes em elementos. Cada um dos elementos tem as suas próprias taxas de deterioração, bem como o perfil de custos associado. Segundo Gukowski e Arenella (1998), o sistema inclui cerca de 160 elementos associados, se bem que cada ponte possua apenas 6 a 8 elementos (Golabi e Shepard, 1997).

Cada um dos elementos é classificado de acordo com uma de quatro envolventes que refletem, por exemplo, o efeito dos fatores climáticos e a política de manutenção.

Cada elemento é classificado de acordo com a extensão de deterioração em cada um dos três a cinco graus de severidade. Segundo Thompson (1993), estes graus de severidade são estabelecidos com o recurso a conceitos de engenharia amplamente aceites pela comunidade dos inspetores.

Uma das principais dificuldades de um sistema de gestão de pontes é conseguir decifrar os dados resultantes das inspeções e convertê-los em dados económicos que sejam facilmente entendidos pelas entidades responsáveis pela gestão das pontes.

Dadas as limitações no orçamento disponível, a materialização dos projetos a nível da rede não resulta do simples somatório das necessidades individuais de cada ponte. Um bom programa de gestão de pontes deve realizar uma análise a longo prazo, de modo a maximizar os benefícios económicos dentro do orçamento disponível.

A incerteza na quantificação dos diferentes parâmetros de gestão como os dados das inspeções, orçamento disponível no futuro e taxa de deterioração dos materiais impede que a análise seja realizada de uma forma determinística, mas sim de uma forma probabilística. Esta incerteza ainda tem maior impacto quando se faz uma análise ao nível da rede.

O programa PONTIS permite simular diferentes cenários futuros através da avaliação dos efeitos económicos utilizando ferramentas de otimização com base probabilística.

Este programa divide-se em diferentes módulos. Os modelos de custos e previsão são a base do sistema, pois é com eles que são definidos e quantificados os custos das diferentes políticas de preservação. Conjuntamente com estes módulos, existem também dois módulos de otimização que, em conjunto com um programa de integração, permitem definir

recomendações para a minimização dos custos e maximização dos benefícios. Na Figura 2.11, é apresentado um esquema da estrutura do programa PONTIS.

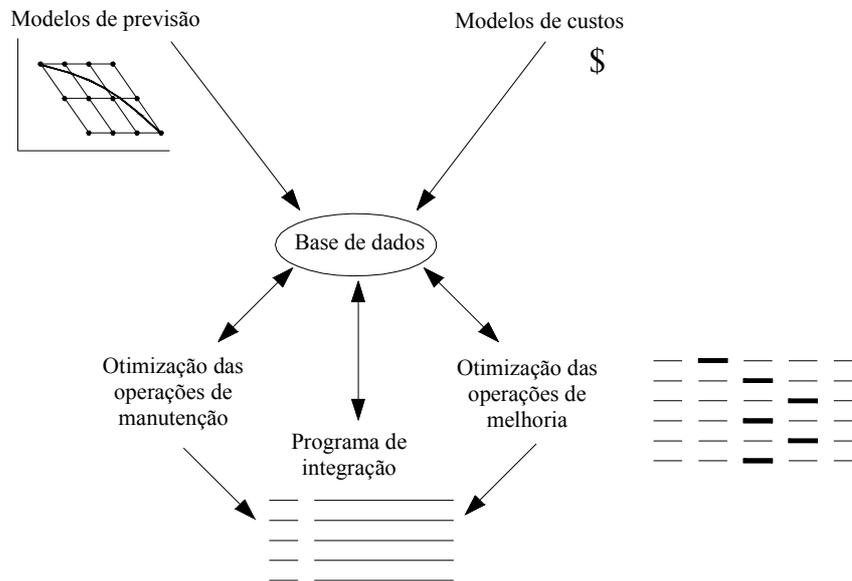


Figura 2.11 – Representação esquemática da estrutura do programa PONTIS (Thompson, 1993)

A análise de custos é realizada a longo prazo permitindo uma definição a tempo infinito. É também realizada uma análise de curto prazo, com incrementos de dois anos, onde são contabilizados os custos iniciais e determinados os benefícios no final do período de análise. É importante salientar que os benefícios e os custos são comparados para o mesmo espaço temporal, através da utilização de taxas de atualização para os benefícios, atualizando os valores para o período inicial. Segundo Thompson (1993), a escolha deste período de dois anos permite executar os programas de preservação ao nível de cada ponte bem como a observação dos efeitos da deterioração ao nível da rede.

O módulo de otimização da manutenção, reparação e reabilitação estabelece políticas, recomendações, define as necessidades e contabiliza os custos decorrentes da atuação da deterioração. O modelo de deterioração tem base probabilística e utiliza as matrizes de transição de Markov (Thompson, 1993). Refira-se que a primeira utilização deste tipo de modelo foi no sistema de gestão de pavimentos do Arizona (Golabi, 1982).

O modelo de deterioração utiliza as matrizes de transição de Markov. Através de uma transformação discreta do espaço de tempo, dividindo-o em períodos iguais, estabelecendo a previsão do estado futuro baseado no estado atual, ignorando o historial do elemento.

Estas matrizes são geradas de duas formas distintas. A primeira é o reflexo da não existência de dados das inspeções. Neste caso, o sistema traz incorporadas, para cada tipo de ponte, taxas de deterioração predefinidas para que seja possível arrancar com o processo e realizar as previsões futuras partindo do estado como novo.

Após a obtenção dos primeiros resultados das inspeções, o sistema é atualizado e as taxas de deterioração são ajustadas ao comportamento real dos elementos da ponte. Desta forma, pode-se dizer que o sistema possui capacidade de autoaprendizagem (Thompson, 1993).

O sistema, com recurso às matrizes de transição de Markov, determina a estratégia de longo prazo, infinitamente sustentável e ao menor custo, para as operações de manutenção, reabilitação e reparação (Thompson *et al.*, 1998). No estudo de curto prazo, o sistema determina quais as ações realizáveis, de modo a se atingir os objetivos de longo prazo. Define uma calendarização das ações a realizar em cada ponte e calcula os custos a longo prazo do adiamento das ações necessárias.

Este sistema tem a vantagem de o tipo de inspeção realizada ser muito semelhante às realizadas para a definição do *NBI*. No entanto, os resultados são apresentados de forma consideravelmente diferente nos dois sistemas (Gukowski e Arenella, 1998).

Este modelo, quantifica os custos de ciclo de vida através de um módulo de custos que estima os custos de reparação e os custos dos utentes (Thompson *et al.*, 1999b).

Recorrendo a um módulo de otimização, o sistema permite definir um nível mínimo de serviço, determinando quais os custos associados para que não se baixe desse valor. Os benefícios das benfeitorias são determinados em termos de custos dos utentes. No caso das melhorias, serão custos negativos, isto é, serão ganhos devidos à não existência de desvios, por exemplo para camiões, e à redução da taxa de acidentes, pela não restrição das vias.

O módulo de otimização estabelece uma ordenação, por prioridades de intervenção, através da análise da razão custos / benefícios. Este módulo tem em consideração a alternativa de substituição, o que pode levar a que nalguns casos seja mais vantajoso substituir uma determinada ponte do que realizar os trabalhos de manutenção, reabilitação e reparação. Todos os cenários são comparados com o cenário de não realizar qualquer ação (Thompson *et al.*, 1999b).

O resultado dos programas de otimização é uma listagem de prioridades de intervenção sem que seja tida em conta qualquer restrição orçamental. É no módulo de integração que as restrições orçamentais são tomadas em consideração. Este módulo permite a calendarização das atividades de forma a minimizar a razão custo / benefício para qualquer restrição orçamental existente. Esta análise é realizada para um período de dois anos sendo depois repetida para períodos subsequentes.

O sistema PONTIS apresenta uma grande vantagem relativamente aos restantes pelo facto de ter sido uns dos primeiros sistemas de gestão de pontes completos a surgir. No entanto, vários autores apontam-lhe algumas desvantagens:

- o sistema de estabelecimento de prioridades de intervenção na rede diferencia dois tipos fundamentais de ações: projetos de reabilitação e substituição e projetos de beneficiação; segundo Mohamed (1995), estes projetos deveriam ser analisados em simultâneo, pois ambos têm o mesmo efeito na rede a nível de custos quer da agência quer dos utentes; segundo o autor, a consideração em separado destas ações leva a que os custos dos utentes sejam ignorados;
- o sistema PONTIS utiliza o método incremental custos / benefícios para definir as prioridades de intervenção; segundo Ryall (2001), este método não assegura que as verbas sejam aplicadas da forma mais indicada;

- o sistema PONTIS, como referido, divide as pontes em diversos subelementos; segundo Mohamed (1995), essa forma de atuação é eficaz quando se trata de fazer a gestão de pavimentos mas, no caso das pontes, não leva a bons resultados;
- a previsão da deterioração é realizada utilizando o modelo de Markov; apresentando as dificuldades atrás evidenciadas;
- a taxa de deterioração de uma estrutura que já sofreu operações de manutenção é distinta da de uma ponte com o mesmo estado sem ter sofrido estas intervenções, o que não é considerado neste sistema;
- as operações de reparação e de manutenção não conseguem colocar o estado da ponte tal qual ele existia aquando da sua construção.

2.2.3.2 Sistema BRIDGIT

Este sistema de gestão foi desenvolvido, em 1985, em conjunto pela *National Engineering Technology Corporation* e pela *National Cooperative Highway Research Program*. Este programa está de acordo com as exigências da *FHWA* permitindo identificar na *NBI* os registos análogos (Hawk, 1999). Este sistema é muito semelhante ao PONTIS no que se refere à modelação e à capacidade. A difusão pelos diferentes departamentos de transportes deste sistema é muito inferior ao do sistema PONTIS (Small *et al.*, 1999). Este sistema é utilizado pelos estados do Maine, Washington e Louisiana (Godart e Vassie, 2001).

O sistema realiza uma análise da base para o topo, ao contrário do que acontece no sistema PONTIS. É por esse motivo que corre de forma mais lenta quando se faz uma análise ao nível de grandes redes de pontes. No entanto, segundo Czepiel (1995), este sistema é ideal para populações de pontes mais reduzidas.

Este sistema utiliza uma abordagem de otimização ao nível de cada ponte com o objetivo de fornecer recomendações para a gestão ao nível da rede. O seu objetivo é fornecer as linhas orientadoras da política de investimento ao nível da rede otimizando assim os investimentos. Produz recomendações específicas a ter em conta ao nível de cada ponte, em consonância da política adotada para a rede. A escolha da solução ótima é realizada considerando os custos e benefícios das diferentes opções de reabilitação possíveis para cada ponte.

Este sistema permite carregar os dados do sistema PONTIS podendo ser utilizado como complemento na gestão da rede. Seguidamente, vão ser apresentados os principais módulos do sistema BRIDGIT.

A base de dados deste inventário é bastante flexível, permitindo a criação ilimitada de itens ao nível de cada ponte, bem como de cada elemento: vãos, pilares, encontros, juntas de dilatação e aparelhos de apoio. Esta é uma função que permite, por exemplo, detetar para uma determinada rota qual o *gabarit* mínimo. Este sistema tem incorporado um conjunto de elementos comuns à maioria dos departamentos de transportes dos E.U.A. incluindo a base de dados da *FHWA* o *NBI*. O *software* da base de dados é o *Fox Pro / Visual Fox Pro* (Godart e Vassie, 2001).

A rotina de definição é utilizada para a caracterização física de cada ponte da rede. A subdivisão em diferentes tipos de elementos permite dispor de informação sobre o estado de cada um deles. A definição dos elementos é realizada de forma independente dos diferentes sistemas de proteção. Os diferentes elementos são: tabuleiro, superestrutura, pilares, encontros,

guardas, juntas de dilatação e aparelhos de apoio. Os sistemas de proteção estão caracterizados como pinturas e sistema de impermeabilização do tabuleiro.

O módulo de inspeção permite verificar e editar as informações relativas às inspeções de cada ponte, elemento ou sistema de proteção. Possibilita o acesso a informações específicas ou a relatórios sumários da população das pontes. Permite guardar informações relativas a futuras inspeções.

O sistema de classificação da natureza da deterioração dos elementos da ponte, bem como os de proteção, é semelhante ao utilizado pelo sistema PONTIS. Esta classificação permite ter informação sobre quais as quantidades de cada elemento que se encontram nos diferentes estados de degradação. Estes estados são descritos em função dos tipos de anomalias físicas e de desempenho funcional. A classificação de cada elemento pode ser ainda apresentada em diferentes formas agrupando um ou mais elementos. Por exemplo, permite determinar o estado do “viaduto norte” de uma determinada ponte.

A planificação, planeamento e monitorização dos trabalhos a efetuar numa base plurianual é realizada recorrendo a um módulo de manutenção, reabilitação e substituição. Este módulo permite a consulta da informação sobre o historial dos trabalhos realizados bem como relacionar os custos das diferentes pontes da rede.

Este módulo possui várias rotinas que permitem:

- programar, e acompanhar, as atividades de manutenção, reabilitação e reparação;
- guardar o registo histórico das atividades de manutenção, reabilitação e reparação que foram realizadas em todas as pontes da rede;
- fornecer estimativas de custos dos trabalhos de manutenção, reabilitação e reparação ao nível da ponte;
- controlar e localizar os trabalhos de manutenção, reabilitação e reparação.

O módulo de análise é considerado o módulo mais sofisticado no sistema BRIDGIT (Hawk, 1999). Permite, com base na informação guardada pelos outros módulos, produzir planos de trabalho detalhados, para um período definido pelo utilizador, de todos os elementos da rede de pontes. Os parâmetros que o utilizador pode definir são os níveis de serviço pretendidos e o orçamento anual disponível.

A visualização dos diferentes modelos e tabelas utilizadas no processo de otimização realiza-se recorrendo a um módulo específico de modelos. Os modelos apresentam as seguintes rotinas:

Rotina dos elementos e sistemas de proteção

Como referido, este sistema permite a criação de um número ilimitado de elementos, bem como de sistemas de proteção. É com estes elementos que o estado físico de cada ponte da rede é definido. Os elementos e os sistemas de proteção são modelados de forma distinta porque as operações de reabilitação e manutenção dos sistemas de proteção podem ter um planeamento distinto dos elementos aos quais garantem proteção. É importante referir que os sistemas de proteção não têm qualquer influência no comportamento estrutural da ponte. Para

a definição de um elemento ou sistema de proteção é necessário introduzir os seguintes dados: ações para cada estado, custos, valor mínimo de cada elemento e fatores avaliação A / M / U.

Neste sistema, pode-se associar, para cada estado, uma ação e um custo unitário. Assume-se que a ação que se aplicar a um qualquer elemento levará o seu estado a como novo (o que nem sempre acontece com todas as medidas de reabilitação). É com base nestes dados (percentagem de elemento em cada estado, ações a realizar e custos unitários) que são determinados os custos da manutenção e reabilitação.

Para que se possa especificar as ações a tomar, é necessário definir o limiar de degradação (em percentagem) de cada estado antes que se acione o processo de reabilitação. É com este valor que o BRIDGIT determina os tempos de atuação para os vários estados de degradação.

Os fatores A / M / U são indicadores de cada estado: A – aceitável; M – marginalmente aceitável e U – inaceitável. Os estados 1 e 2 são considerados aceitáveis, o estado 3 considera-se marginalmente aceitável e o 4 inaceitável.

– Ações e custos de manutenção

Os departamentos de transportes podem definir ações de manutenção preventivas bem como os custos que estão associados a cada estado de deterioração quer dos elementos quer das proteções. É com esta informação que são calculados os custos anuais da manutenção de rotina para cada ponte da rede.

– Modelos de deterioração

É necessário definir para cada elemento e sistema de proteção um modelo de deterioração. Esta tarefa é realizada definindo o tempo necessário para que cada elemento passe de um determinado estado para um estado inferior. Esta definição é feita para cada um dos estados tendo em consideração quatro envolventes ambientais possíveis: benigno; fraco; moderado; ou severo.

No caso particular dos tabuleiros, é necessário definir, quer para os elementos, quer para os sistemas de proteção, um parâmetro que represente o aumento da taxa de deterioração devido ao aumento da taxa de tráfego, bem como devido à existência de reparações prévias. Desta forma, o sistema aplica taxas de deterioração mais acentuadas a elementos que já tenham sofrido reparações no passado.

Estes dados estão já incluídos, por defeito, no programa BRIDGIT. Tendo em consideração os resultados das inspeções, existe uma rotina que permite aos utilizadores a alteração destes valores.

Rotina dos modelos de substituição de pontes

Esta rotina permite definir estratégias de substituição de pontes, dependendo da classificação das vias que as atravessam e dos diferentes vãos.

Rotina de tabelas de níveis de serviço

Esta rotina permite aos utilizadores a visualização e modificação dos diferentes níveis de serviço.

Rotina das tabelas dos custos dos utentes

Com esta rotina, é possível aceder e modificar todas as informações relacionadas com os custos das alternativas de manutenção, reabilitação e reparação relativos aos utentes.

Rotina de conversão de dados difusos

Esta rotina permite converter dados obtidos, por exemplo em outros sistemas, de forma a poderem ser utilizados. Seguidamente, são apresentados alguns exemplos dessas ações:

- conversão da classificação do *NBI* para a classificação utilizada no BRIDGIT, definindo o estado e estimando as quantidades;
- conversão de qualquer tipo de classificação que os departamentos de transportes realizem para a classificação utilizada no BRIDGIT, definindo o estado e estimando as quantidades;
- conversão da classificação e das quantidades realizada pelo PONTIS para a classificação utilizada no BRIDGIT, definindo o estado e estimando as quantidades.

Existem ainda outras rotinas que permitem compatibilizar os dados provenientes de outros sistemas.

Análise ao nível da ponte

Este sistema realiza uma análise da base para o topo. A definição dos custos, imediatos e de longo prazo, das diferentes alternativas de reparação são realizadas tendo por base o inventário das pontes, o estado dos elementos e os custos dos utentes.

O processo de otimização permite selecionar a solução economicamente mais vantajosa tendo em consideração a existência, ou não, de restrições orçamentais bem como o nível de serviço pretendido. Após a definição da solução mais vantajosa, ao nível de cada ponte, define a estratégia ao nível da rede, permitindo estimar o orçamento necessário, bem como identificar quais são as necessidades para um determinado período de tempo.

- Análise plurianual

O objetivo do sistema passa por produzir análises otimizadas dos diferentes planos de trabalho de preservação ou melhoria para um determinado período de análise. Este sistema permite que as ações que se revele serem ótimas sejam realizadas no período adequado, isto é, fornece uma listagem dos trabalhos a realizar bem como uma calendarização, ao longo do tempo, de forma a otimizar os investimentos realizados.

- Modelação da deterioração

O sistema utiliza modelos de deterioração baseados nas matrizes de transição de Markov para a previsão do estado dos elementos não protegidos, protegidos e elementos de proteção.

- Modelação da capacidade de carga

Esta funcionalidade é utilizada para a determinação dos custos dos utentes associados aos caminhos alternativos. A previsão da capacidade resistente é realizada com base na

capacidade atual e nos modelos de deterioração. São utilizadas diferentes alternativas de cálculo dependendo da natureza dos trabalhos realizados. O cruzamento desta informação com a dos níveis de serviço permite definir, por exemplo, as pontes que ficaram obsoletas num determinado prazo, bem como quais serão os custos dos utentes associados.

– Perfis de atividades de ciclo de vida

Estes perfis são estabelecidos assumindo que todas as pontes da rede vão requerer ações de manutenção, reparação e substituição ao longo do seu período de vida.

Para cada ponte da rede, o processo de otimização é baseado na consideração de procedimentos para as atividades de análise de ciclo. Para a definição destas análises, são utilizados os custos dos departamentos de transportes, bem como o dos utentes. Os custos afetos aos departamentos de transportes são os iniciais e os afetos à reparação e a manutenção futuras. Os custos dos utentes estão relacionados com as anomalias funcionais da ponte. A análise de custos de ciclo de vida é realizada para as diferentes soluções consideradas, tais como: manutenção, reparação e substituição dos elementos da ponte.

O estudo económico das atividades de manutenção, reabilitação e reparação levadas a cabo ao longo do tempo é realizado em termos de valor presente tanto para os custos de ciclo de vida como para os benefícios. As alternativas dependem das taxas de deterioração e dos níveis de serviço pretendidos. As opções, de entre as alternativas a utilizar para cada atividade, são tomadas em função de regras de engenharia. Neste estudo, são considerados os custos imediatos e os custos a longo prazo.

– Otimização de orçamentos

A escolha das estratégias ótimas de reparação e de desempenho funcional é realizada com base em modelos de otimização. Estes baseiam-se em análises custo / benefício para um determinado período temporal. As análises são realizadas considerando o cenário sem restrições orçamentais assim como as possíveis restrições que possam existir. No cenário de orçamentos com restrições, é possível definir diferentes fontes de financiamento dos projetos. É feita uma análise para um período de 20 anos. Este é subdividido em cinco espaços temporais: 1-2, 3-5, 6-10, 11-15 e 16-20 anos.

O sistema, ao realizar a otimização da rede, fornece também recomendações para ações específicas para cada ponte. Estas são consistentes com os diferentes trabalhos a desenvolver pois consideram os custos e os benefícios das diferentes ações nas diferentes pontes.

Relativamente ao sistema BRIDGIT, pode-se referir que, embora considere os custos diretos e indiretos dos trabalhos de manutenção e de reparação, não considera os custos de inspeção (Godart e Vassie, 2001).

A vantagem deste sistema de gestão de pontes relativamente ao PONTIS reside na possibilidade de escolher diferentes tipos de soluções de proteção para os diferentes componentes da ponte. A grande diferença entre os dois programas reside no facto de o BRIDGIT fazer uma aproximação da base para o topo permitindo por isso analisar cada ponte de forma individual, independentemente do seu nível de importância (Almeida, 2003).

As desvantagens deste sistema de gestão de pontes são as mesmas do PONTIS pois utilizam a mesma abordagem para o estabelecimento de prioridades de intervenção.

2.2.4 Canadá

No Canadá, existem cerca de 40% de pontes com mais de 50 anos (Bisby e Briglio, 2004). Com o envelhecer das infraestruturas, este país, tal como os restantes países desenvolvidos, depara-se com grandes dificuldades em lidar com todos os parâmetros que influenciam a gestão. Uma das principais ferramentas para lidar com estas dificuldades é o sistema de gestão de pontes. Ainda que várias províncias utilizem um sistema deste tipo, a utilização de sistemas avançados para a gestão de pontes não é bem aceite em todas as províncias e territórios do Canadá (Hammad *et al.*, 2007). O Canadá lida ainda com outro tipo de dificuldade pois, em área superficial do território, é o segundo maior país do mundo, existindo dentro do mesmo território realidades muito distintas.

Para se ficar com uma perceção geral da diversidade das situações, é apresentado de seguida um resumo das diversas realidades existentes:

- a província de Alberta possui um sistema integrado num sistema de gestão de infraestruturas de transportes o qual se designa de *Bridge Expert Analysis and Decision Support* (BEADS);
- na província de Manitoba, é utilizado o sistema americano PONTIS;
- na província do Québec, é utilizado um sistema de gestão de pontes que possui três módulos principais: módulo de deterioração; módulo de tratamento; e módulo de custos. É com base nestes três módulos que é feita a gestão, quer a nível de projeto quer de rede;
- a província de Ontário utiliza um sistema de gestão que integra um módulo de deterioração e um módulo de custos associado a regras financeiras que permite definir os custos das diferentes soluções técnicas, fornecendo as informações que facilitam a tomada de decisões;
- as províncias de Nova Escócia e província da Ilha do Príncipe Eduardo possuem um sistema semelhante ao do Ontário;
- as restantes quatro províncias não possuem qualquer sistema de gestão de pontes (Hammad *et al.*, 2007).

A província do Ontário foi uma das primeiras a criar um sistema de gestão de pontes sendo atualmente uma referência a nível mundial. Este sistema é apresentado como um dos mais completos sendo por esse motivo que se fará uma apresentação mais detalhada deste sistema.

2.2.4.1 Sistema de gestão de pontes do Ontário

A gestão das infraestruturas da província do Ontário é realizada através de cinco gabinetes de engenharia estrutural, distribuídos pela província, e um gabinete central denominado de *Bridge Office*. Os gabinetes são responsáveis pela execução dos trabalhos de inspeção, de planeamento e projetos de trabalho do *Ministry of Transportation* (MTO). O *Bridge Office* tem a responsabilidade de desenvolver políticas de inspeção, reabilitação, projeto, construção e manutenção das pontes. O atual sistema de gestão de pontes desenvolvido em 1998 veio substituir o anteriormente existente (Thompson *et al.*, 2003b).

O MTO é responsável pela gestão de cerca de 16500 km de autoestradas e de cerca de 3000 pontes. Um dos fatores que levou à necessidade de criação de um sistema de gestão de pontes para a província de Ontário foi o decréscimo do valor das verbas atribuídas para a gestão das autoestradas (Reel, 1988). Em 1998, o MTO decidiu desenvolver um novo sistema de gestão de pontes. Para materializar essa vontade, contratou os serviços da empresa *ITX Stanley, Ltd.*, para que desenvolvesse um sistema novo qual foi denominado de *Ontario Bridge Management System* (OBMS).

Como referido, este sistema de gestão de pontes possui três módulos: o de deterioração; o de custos; e o de apoio à tomada de decisão (Thompson *et al.*, 1999a). Na Figura 2.12, é apresentado de uma forma esquemática a estrutura deste sistema de gestão, bem como a interação entre os diversos componentes.

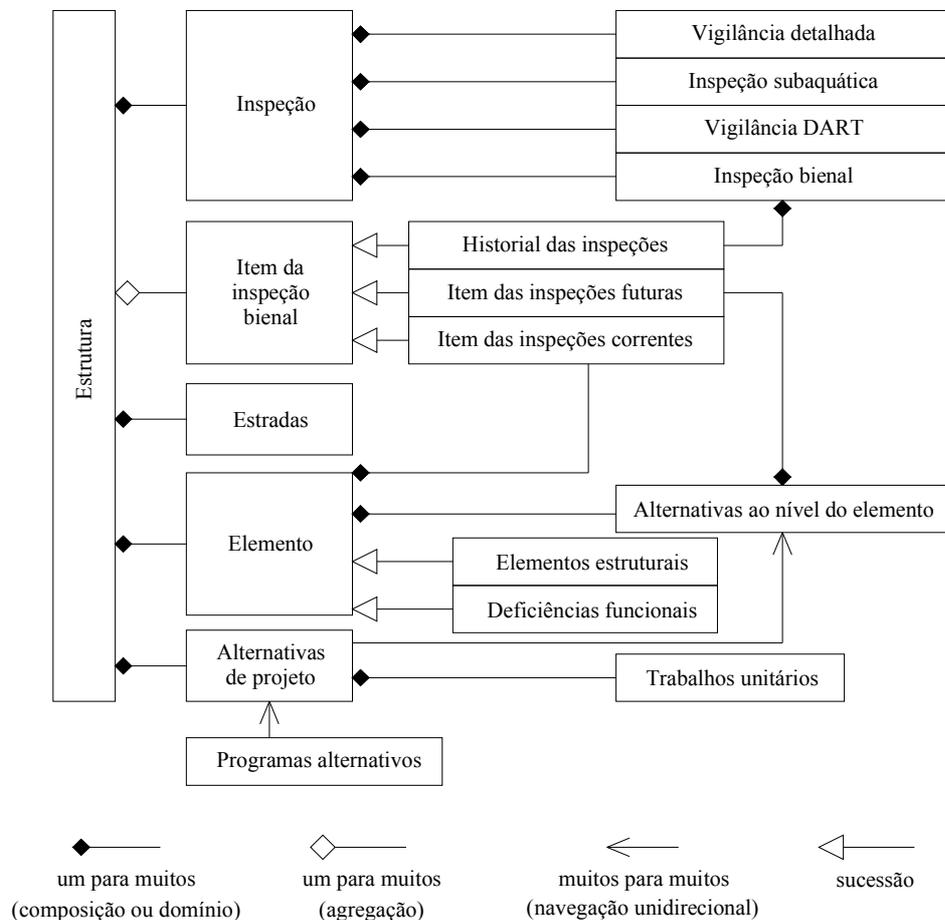


Figura 2.12 – Estrutura do OBMS (Thompson *et al.*, 1999a)

Este sistema permite o apoio à tomada de decisões quer a nível de intervenção de uma ponte isolada bem como a nível de rede. Tem por base inspeções bienais que incluem o registo do tipo, da severidade e extensão das deteriorações. Os elementos principais incluídos no OBMS são: encontros, vigas, tabuleiro, fundações, juntas, pilares, entre outros (Thompson, 2003b). Relativamente ao seu estado, cada elemento pode ser classificado numa de quatro classes: excelente, bom, razoável e fraco.

A análise ao nível de cada ponte tem início na identificação das necessidades, resultantes das inspeções, de cada elemento. Com base no estado de cada elemento, o modelo fornece uma listagem de intervenções possíveis. Considerando estas intervenções, é aplicado o modelo de deterioração. O modelo de deterioração utiliza o método de Markov o qual prevê o estado de cada elemento no final do período de análise.

O módulo de apoio à escolha da intervenção é acionado quando existe mais do que uma alternativa de reabilitação de determinado elemento. Este modelo utiliza tabelas e árvores de decisão baseadas em dois documentos: *Ministry's Structure Rehabilitation Manual* (MTO, 1993) e *Structural Steel Coating Manual* (MTO, 1992). Cada uma das intervenções possíveis é considerada como sendo um potencial projeto alternativo. O número de projetos alternativos é depois reduzido através da realização de uma análise custo / benefício e utilizando um modelo que tem por base alguns conhecimentos de engenharia bem como económicos. Os benefícios de cada projeto alternativo são avaliados com base na redução dos custos sociais de ciclo de vida, que se obtêm devido à implementação do projeto, comparativamente com a opção de não realizar qualquer intervenção (Thompson *et al.*, 1999a).

O modelo de custos, com os quais são realizados os estudos dos diferentes projetos alternativos, baseia-se numa base de dados dos custos unitários dos trabalhos. O MTO atualiza esta base de dados continuamente com os novos dados das adjudicações que ocorrem nos doze distritos da província de Ontário.

Segundo Hammad *et al.* (2007), o processo da tomada de decisão inclui os seguintes passos (os quais ocorrem em simultâneo): monitorização, identificação das necessidades, política de desenvolvimento, estabelecimento de prioridades e definição dos projetos a investir.

Um sistema de gestão de pontes só poderá ser eficaz se os dados que lhe são introduzidos forem corretos. Desta forma, um bom sistema de gestão de pontes só o poderá ser se os dados resultantes das inspeções forem claros e precisos. Este foi o principal motivo pelo qual o MTO estabeleceu como prioridade inicial a melhoria do sistema de inspeção e o correspondente manual de inspeção.

A base do OBMS são as inspeções visuais as quais, para as pontes, têm uma periodicidade de dois anos. Estas inspeções são realizadas de acordo com o manual existente desde 1985, o *Ontario Structure Inspection Manual* (OSIM). Este manual está dividido em duas partes. A primeira descreve os vários componentes de uma ponte, descreve os tipos de materiais e as anomalias que lhes estão associadas. Na segunda parte, é feita uma separação em grupos de componentes de forma a facilitar a inspeção. Nesta segunda parte, é também descrita a forma como deve decorrer a inspeção. Embora sejam apresentados os grupos em que estão divididos os elementos, o inspetor poderá, sempre que achar necessário para uma melhor identificação dos problemas, realizar uma subdivisão desses mesmos elementos.

O manual de inspeções foi revisto em 2000 tendo sido publicado um novo documento (MTO, 2000). Uma das principais alterações publicadas está relacionada com a filosofia das inspeções. Anteriormente à publicação deste documento, realizava-se uma classificação do estado de cada componente das pontes numa escala de 1 a 6 (em que a classificação 6 correspondia ao estado como novo). Estes valores representavam uma combinação entre a severidade da anomalia e a sua extensão. Na versão de 2000, esta filosofia de atuação foi modificada. Atualmente o inspetor regista a severidade da anomalia e a sua extensão em separado. É requerido ao inspetor que registe, para cada componente da ponte, a quantidade de anomalias que existem nos quatro estados possíveis: excelente, bom, razoável e mau. A

classificação resulta do tipo de anomalias que são encontradas. O registo das quantidades é um passo necessário para que se possa estimar os tipos de reparação bem como os seus custos.

O manual publicado em 2000 introduziu ainda alterações na forma de classificação das anomalias. Este tipo de registo permite que o OBMS posteriormente estime as reparações necessárias para suprir estas deficiências. Como desempenho deficiente, podem-se apontar, por exemplo, as deformações excessivas e as juntas de dilatação danificadas.

O OBMS contém uma listagem de todas as pontes sob a jurisdição do MTO bem como todos os dados das inspeções. O acesso à informação sobre cada uma das pontes pode ser realizado de três formas: através da consulta da listagem em tabela, da localização no mapa ou da consulta em detalhe da ponte.

Este sistema contém um módulo de apoio à decisão concebido para ir de encontro às necessidades dos diversos grupos de interesse do MTO. Os processos de tomada de decisão incluem:

- monitorização – listagens e inspeções que são atualizadas pelo pessoal dos gabinetes regionais e pelos consultores;
- identificação de necessidades – os gabinetes regionais analisam os dados dos elementos de cada ponte para tomar a decisão sobre quais os trabalhos a realizar;
- desenvolvimento de políticas – na sede (*Bridge Office*), realizam-se os estudos económicos dos diversos modelos de políticas de planeamento;
- estabelecimento de prioridades – os gabinetes regionais, em conjunto com a sede, tomam as decisões sobre as prioridades de intervenção definindo também o seu escalonamento temporal;
- distribuição e atribuição das verbas – são realizadas análises custo / desempenho para se estabelecer o plano anual de investimentos.

Este sistema tem uma abordagem que considera o estudo de cada elemento em singular, o estudo da ponte no seu todo e o estudo da rede no seu todo. No entanto, existem algumas particularidades relativamente a outros sistemas: por exemplo o que habitualmente se considera de *project level* (AASHTO, 2001a) é realizado em dois níveis no OBMS; no estudo de custos de ciclo de vida, a análise do estado é realizada ao nível do elemento; na estimativa de custos, considera a ponte no seu todo. Na Figura 2.13, é apresentado um fluxograma onde se pode observar a interação dos diferentes passos para o apoio à tomada de decisão.

Da observação da Figura 2.13, verifica-se que este sistema está estabelecido com uma análise da base para o topo em tudo semelhante ao sistema americano BRIDGIT (NETC, 1996).

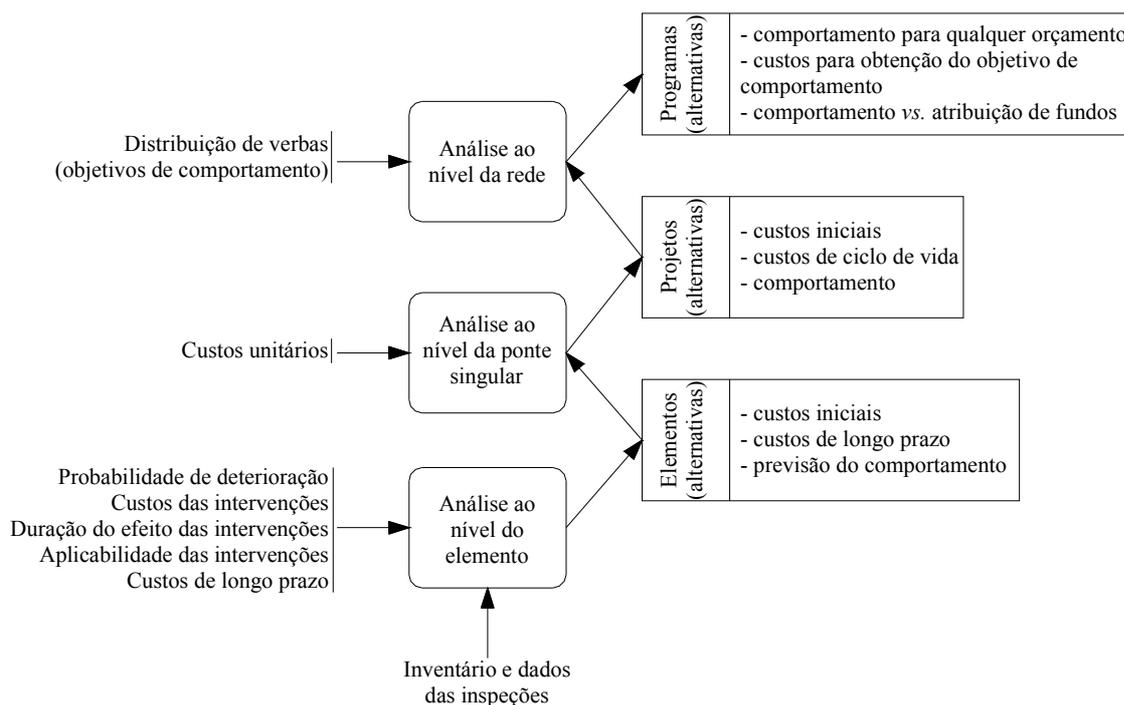


Figura 2.13 – Interação entre os diferentes componentes do OBMS (Thompson *et al.*, 2003b)

Para a análise ao nível da rede, o sistema utiliza os projetos gerados nos níveis inferiores para criar os programas de intervenção. Ao invés do que acontece no BRIDGIT, esta análise não é interativa e é realizada do topo para a base de uma forma similar ao que acontece no PONTIS (Cambridge Systematics Inc., 2005). No entanto, e em contraste com o que acontece nesse sistema, a análise ao nível da rede não tem o objetivo de otimizar as políticas de investimento, mas sim o de selecionar, considerando as restrições orçamentais, quais as ações a realizar em cada ponte de entre um conjunto de alternativas. Esta separação deve-se ao facto das políticas de reabilitação se realizarem de acordo com o manual de reabilitação de estruturas do Ontário (MTO, 2002).

Os três níveis de análise estão ligados entre si através de alternativas de intervenção. De seguida, é apresentada uma breve descrição dos mesmos:

- a análise ao nível de cada elemento define múltiplas alternativas de atuação, através da utilização de modelos de deterioração, combinados com os diferentes tipos de tratamentos aplicáveis;
- a análise com a abordagem ao nível da ponte combina todas as alternativas fornecidas para os elementos individuais, estabelecendo diferentes cenários de manutenção e definindo desta forma alternativas plurianuais; a definição da escolha mais adequada considera, não só os custos iniciais mas também a análise de custos de ciclo de vida;
- a análise com a abordagem ao nível da rede considera as diferentes soluções para as diferentes pontes; esta análise permite definir estratégias a longo prazo, introduzir as restrições orçamentais e definir níveis de desempenho enquanto minimiza os custos do ciclo de vida.

A análise é realizada com uma interligação permanente entre os diferentes níveis. Por exemplo, se ao nível da rede existirem grandes restrições orçamentais, uma das opções será não realizar nada num determinado número de pontes adiando esses trabalhos. A análise ao nível da ponte tem também uma ligação estrita com a análise ao nível do elemento individual. Por exemplo, se para realizar obras de manutenção num determinado elemento é necessário introduzir grande perturbação no tráfego, esta opção será muito onerosa podendo este projeto não ser selecionado num cenário de custos controlados.

O OBMS realiza a análise de custos de ciclo de vida dos diferentes programas num horizonte de 10 anos em que os efeitos de longo prazo se estendem num período de 60 anos. Esta análise é realizada essencialmente para os trabalhos de reabilitação e substituição de pontes.

Considerando a inter-relação com outros projetos e a complexidade resultante dos tipos de trabalhos envolvidos, a análise de custos de ciclo de vida é realizada em três períodos distintos:

- para o período de 1 a 5 anos, é definido um orçamento com base nos vários orçamentos anuais; ao nível da rede, são selecionados os projetos a realizar, neste espaço temporal, de forma a minimizar os custos de ciclo de vida;
- para o período de 6 a 10 anos, é definido, à semelhança do primeiro período, um orçamento global; de forma a minimizar os custos de ciclo de vida, são selecionadas as pontes a intervir; esta análise engloba todas as necessidades que não foram satisfeitas no primeiro período;
- para o período de 10 a 60 anos, é realizada uma análise de custos de ciclo de vida para cada elemento; o objetivo desta análise é estimar os custos de preservação necessários a longo prazo e os custos de ciclo de vida residuais; esta análise é realizada ao nível de cada elemento das pontes pertencentes à rede.

Este sistema foi concebido para incluir os custos dos utentes no caso de existirem deficiências funcionais.

Para cada elemento, é realizada uma análise de custos de ciclo de vida com base no modelo de deterioração, nos tratamentos possíveis e no modelo de custos. Desta análise, resulta um conjunto de ações possíveis para cada elemento os quais são utilizados na análise da ponte.

O estado atual e o futuro são apresentados como sendo a percentagem do elemento em cada um dos estados possíveis: excelente, bom, razoável e mau (MTO, 2000). O modelo de deterioração utiliza a matriz de transição de Markov que, com base em modelos de conhecimentos de engenharia, estabelece a probabilidade de transição de um estado para o seguinte.

Estes módulos que empregam os dados de engenharia são utilizados em diversas fases do OBMS. A sua implementação é materializada através da aplicação de fórmulas em folhas de cálculo.

O módulo de deterioração permite determinar o tempo necessário para que cada elemento passe de um determinado nível para o seguinte. Este processo é realizado recorrendo a uma matriz de probabilidades de transição. Este estudo faz uma incorporação dos diferentes elementos na análise pois a deterioração de determinado elemento pode depender do estado de

outro. Um exemplo disso é a deterioração do tabuleiro que depende, por exemplo, do estado da impermeabilização.

O OBMS produz uma listagem de tratamentos possíveis para cada elemento, sendo que cada um dos tratamentos é aplicável num ou em mais estados. Após a definição das possibilidades de tratamento, são determinadas as quantidades necessárias através das percentagens de cada elemento em cada estado. Neste sistema, existe um módulo que permite verificar se um tratamento é aplicável num determinado elemento de uma qualquer ponte. Para cada possibilidade de tratamento, é gerada uma análise de ciclo de vida. Após a aplicação do tratamento a um determinado elemento, é alterado o seu estado sendo depois aplicada novamente a lei da deterioração normal. Como se referiu, a aplicação de taxas de deterioração após a operação de reabilitação iguais às taxas do material quando novo é algo discutível, pois o comportamento de um material reabilitado não é o mesmo do que o de um material novo.

Os custos resultantes do tratamento dos diferentes elementos são inseridos depois na análise ao nível da ponte. Estes valores são utilizados na primeira interação da análise de custos de ciclo de vida.

O OBMS gera e avalia um conjunto de soluções alternativas. Cada alternativa resulta da análise ao nível do elemento. Na Figura 2.14, é apresentado um esquema sobre as diferentes interligações da análise ao nível da ponte.

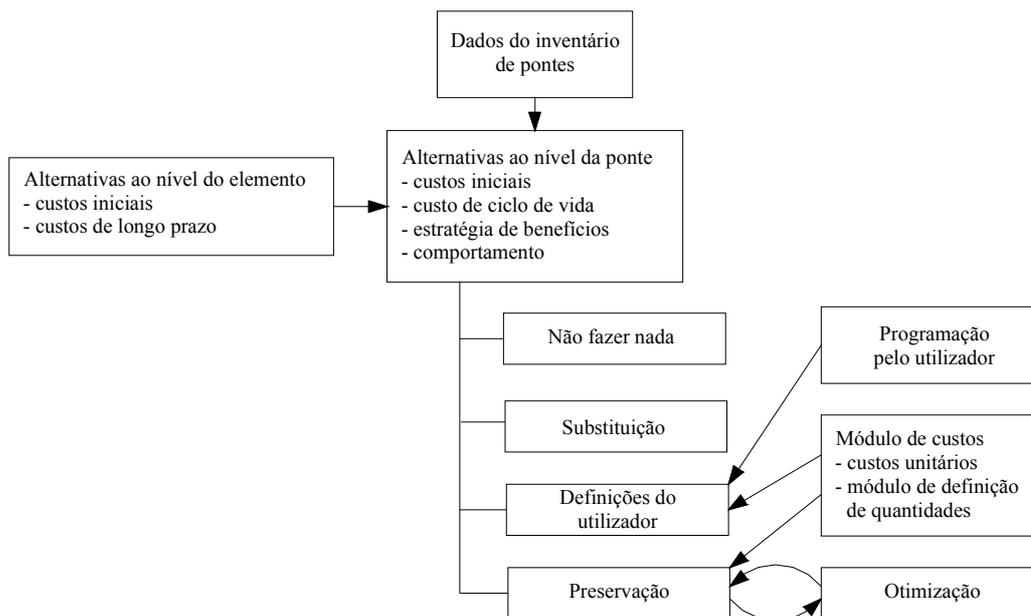


Figura 2.14 – Interação dos diferentes módulos da análise ao nível da ponte (Thompson *et al.*, 2003b)

As alternativas geradas pelo modelo são:

- não realizar qualquer ação; nesta opção, não é aplicado qualquer tipo de tratamento em nenhum elemento em nenhum período de tempo; a análise de custos de ciclo de vida é baseada na análise a longo prazo a nível do elemento; estes custos baseiam-se no previsível estado dos elementos após o período horizonte;

- duas alternativas de substituição; cada uma destas alternativas é realizada num período distinto; os custos são estimados por unidade de área; os custos de ciclo de vida incluem os custos iniciais e os custos de longo prazo para cada elemento;
- duas alternativas de preservação; cada uma destas alternativas é realizada num período distinto, sendo estas ações resultantes de um processo de otimização; este processo encontra as combinações de alternativas de tratamento de cada elemento de modo a minimizar o custo de ciclo de vida; a análise de custos de ciclo de vida utiliza o modelo de custos da análise ao nível da ponte conjuntamente com os custos de longo prazo para cada uma das opções de tratamento da análise ao nível do elemento.

Este sistema tem a capacidade de fazer a análise ao nível da rede considerando a rede global ou apenas parte dela. Possibilita, utilizando restrições orçamentais, a identificação do conjunto de pontes que deve ser objeto de intervenção de modo a minimizar o custo de ciclo de vida. Permite prever o estado futuro das pontes devido a suborçamentação.

A análise ao nível da rede utiliza os seguintes dados da análise ao nível da ponte:

- custo – custo inicial de cada projeto de intervenção em cada ponte; este custo é definido como sendo a quantia a ser retirada do orçamento durante o período de execução da obra;
- benefícios – poupanças no custo de ciclo de vida relativamente à opção de não realizar nada;
- medidas de desempenho.

Para uma determinada ponte, apenas uma das alternativas possíveis pode ser executada. A otimização ao nível da rede determina, maximizando os benefícios, quais as pontes que serão alvo de intervenção respeitando o orçamento disponível. Para a realização da análise ao nível da rede, considera as seguintes restrições:

- orçamento disponível – quantia total disponível para cada período do planeamento;
- distribuição das verbas – percentagem do orçamento que é atribuído a cada subdivisão ou eventualmente a cada região;
- níveis de desempenho – níveis desejados.

A análise ao nível da rede é realizada através de um procedimento incremental da relação custo / benefício de modo a otimizar a escolha das pontes. Como a relação entre os diferentes tipos de análise é realizada através de um sistema interligado de objetos (à semelhança do *Microsoft Excel*), basta alterar um dos parâmetros para instantaneamente se obter o resultado dessa alteração. Esta facilidade de criação de cenários permite responder às questões fundamentais que se impõe ao nível da rede, como por exemplo:

- qual é a melhoria obtida ao nível do estado da rede para um determinado orçamento?
- qual é o custo de manter a rede o atual nível de desempenho?

- quais são os custos reais de realizar intervenções numa determinada parte da rede adiando a intervenção na restante?
- se não houver aplicação de verbas quais são os efeitos futuros?

Concluindo, este sistema permite identificar as pontes que deixarão de sofrer intervenções se houver restrições nas verbas. Permite verificar, para cada período de tempo, quais são os projetos elegíveis para um determinado orçamento. Permite alterar a ordem das prioridades de intervenção, verificando-se de imediato qual o efeito global.

Segundo Hammad *et al.* (2007), o sistema de gestão da província do Ontário apresenta as seguintes vantagens:

- um sistema de ligação entre o inventário e os dados de inspeção quer para a análise a nível de uma ponte isolada quer para análise da rede;
- flexibilidade de adaptação a outras jurisdições bastando alterar a base de dados sem necessidades de reprogramação;
- possibilidade de retirar dados do servidor central, realizar a atualização através de um outro computador e recarregar os dados alterados, poupando tempo e papel.

Hammad *et al.* (2007) apontam as seguintes desvantagens da utilização deste sistema:

- base de dados complexa devido à possibilidade de adaptação a outras jurisdições; os inquéritos são mais complexos dificultando a sua manutenção;
- dificuldades de introdução de relatórios não normalizados;
- desempenho da base de dados do computador central muito lento quando comparado com uma base de dados local.

2.2.5 Finlândia

A rede gerida pela administração nacional de estradas da Finlândia (Finnra) é constituída por cerca de 13000 pontes com extensão total de 315 km, com área de tabuleiro de 3,16 milhões de m² sendo o custo de substituição estimado de três mil milhões de euros (Söderqvist e Veijola, 1999). O desenvolvimento do sistema de gestão de pontes começou em 1986 (Finnra, 1991 e Veijola, 1993). No entanto, já existia, desde 1979, um sistema computadorizado que servia de apoio ao registo das pontes. Este registo continha apenas os dados administrativos e estruturais das pontes, no entanto segundo Söderqvist (1999), estes dados não eram suficientes para a correta gestão do parque de pontes. A primeira versão deste programa, que já incluía os dados das inspeções, dos danos e as informações sobre as reparações, data de 1990.

O sistema de gestão finlandês realiza dois tipos de análises: gestão a nível da ponte e gestão a nível da rede (Söderqvist e Veijola, 1999). Este sistema de gestão funciona em conjunto com dois outros módulos: o sistema de inspeção e a base de dados das pontes (Kähkönen e Marshall, 1990).

Com o objetivo de apoiar a tomada de decisão, foi criado um sistema de gestão de pontes com uma abordagem ao nível da rede. Este sistema entrou em funcionamento, como protótipo, em

1996 (Söderqvist, 1999). É a ferramenta utilizada quer pela administração central quer pelos nove distritos responsáveis pela gestão das estradas. Este sistema permite o planeamento e a programação dos investimentos a longo prazo.

Em 1996, realizou-se um seminário onde foram discutidos, e aprovados, os princípios básicos do sistema de gestão ao nível da ponte (Finnra, 1996). Em 1998, o sistema de gestão, ao nível da ponte, foi adotado, pela comunidade de engenheiros, nos nove distritos responsáveis pela gestão das estradas (Söderqvist e Veijola, 1999).

Os distritos responsáveis pela gestão das estradas são as entidades que executam as operações de manutenção, reabilitação e reparação das pontes. A atribuição das verbas aos distritos, pela administração central, é definida com base nos objetivos globais de manutenção da rede. Esta é a entidade que define os objetivos funcionais das operações de manutenção, reabilitação e reparação. A definição das prioridades é estabelecida depois de recolhidas as necessidades de todos os distritos. Estes definem a calendarização e a atribuição das verbas das operações de manutenção, reabilitação e reparação com base no sistema de gestão com a abordagem ao nível da ponte.

O sistema de gestão tem por base a realização de inspeções e a avaliação do estado das pontes. Aquando das inspeções, são identificadas as anomalias, sendo registadas a sua localização exata e a extensão. São também registados os efeitos das anomalias na capacidade resistente da ponte, a urgência de reparação, bem como as medidas de reparação e respetivos custos propostos pelo inspetor (Finnra, 1989).

Toda a informação resultante das inspeções é armazenada numa base de dados em conjunto com os dados estruturais, administrativos e de tráfego. Simultaneamente, é armazenado todo o historial relativo a reparações, bem como os custos associados, para pesquisas futuras e para a definição dos modelos de deterioração. Na Figura 2.15, é apresentado um esquema com a identificação das ligações entre os diferentes componentes do sistema de gestão.

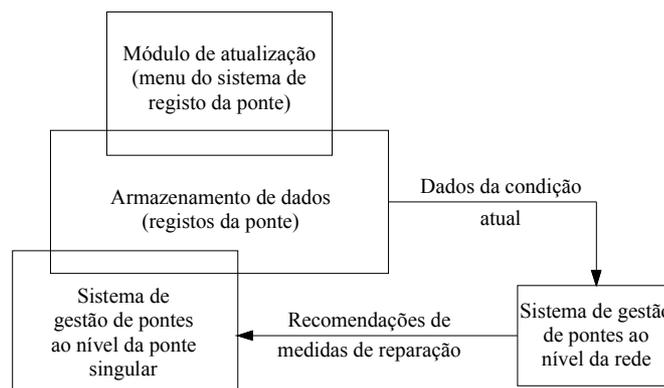


Figura 2.15 – Ligações entre os elementos do sistema de gestão (Söderqvist e Veijola, 1999)

O sistema de gestão de pontes com abordagem ao nível da rede é composto por duas partes distintas: um módulo de longo prazo, que permite otimizar o estado do *stock* de pontes e um módulo de curto prazo, que produz uma solução otimizada, a nível económico, que permite atingir a condição ótima a longo prazo. Na análise de curto prazo, são determinadas, para períodos de um ano, as melhores soluções. Cada uma destas soluções representa um passo na análise de longo prazo.

Segundo Söderqvist e Veijola (1999), a tomada de decisão, sobre os projetos de reparação, ao nível de cada ponte, utiliza as recomendações e objetivos definidos ao nível da rede. A gestão diária, realizada pelos distritos responsáveis pela rede viária, é feita com o recurso ao sistema de gestão com a abordagem ao nível da ponte. Seguidamente, faz-se uma descrição da estrutura do sistema de gestão.

O sistema de gestão de pontes, com abordagem ao nível da ponte, desenvolve-se em torno do conceito dos programas de reparação e de reconstrução. Na Figura 2.16, são apresentadas as diferentes interligações do processo de manutenção de pontes, bem como as diferentes fases do processo.

Os programas de manutenção são elaborados para um período de análise de seis anos, utilizando-se índices de reparação para a determinação das necessidades de reparação ou de reconstrução. A escolha deste período de análise reflete o espaço temporal necessário para a implementação do plano operacional e económico da administração nacional de estradas (Söderqvist e Veijola, 1999). Segundo os autores, e por motivos económicos, as pontes que serão alvo de reparação são tratadas de forma separada das pontes que serão reabilitadas ou reconstruídas. O sistema de gestão de pontes inclui também análise de custos de ciclo de vida. A definição da ordem de urgência do programa de trabalhos é feita com recurso ao índice de reparação.

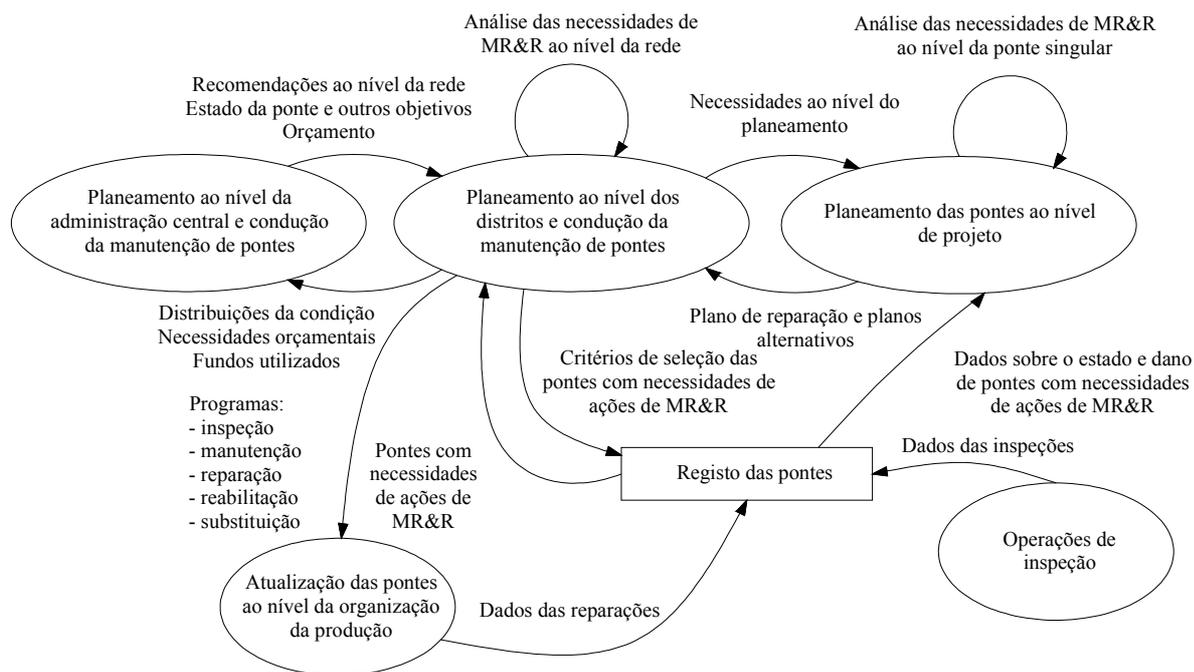


Figura 2.16 – Processo de manutenção de pontes da Finlândia (Söderqvist, 1997)

Este índice (*Repair Index – RI*) é determinado em função da estimativa do estado dos elementos estruturais (*Estimated Condition – EC*) da classe de dano (*Damage Class – DC*) e da classe de urgência de reparação (*Urgency Class – UC*). Todos estes dados são fornecidos pelo inspetor e são armazenados na base de dados. Este índice reflete a urgência de reparação das pontes (quanto maior for o valor, maiores são as necessidades de reparação). Na equação (2.3), é apresentada a forma de cálculo do índice de reparação.

$$RI = \text{Max}_i (EC_i \cdot DC_i \cdot UC_i) + \gamma \cdot \left[\sum_{j, j \neq \text{jmáx.}} (EC_j \cdot DC_j \cdot UC_j) \right] \quad (2.3)$$

A avaliação é realizada contabilizando todas as anomalias. É atribuída a maior pontuação ao maior dano sendo os restantes multiplicados por um fator de redução γ (Söderqvist e Veijola, 1999).

A definição dos limites aceitáveis, a partir dos quais a ponte é considerada elegível para uma intervenção rápida, é realizada através do valor de 1 (satisfatório) para o estado dos elementos estruturais, de 4 (danos severos) para a classe de dano e de 1 (necessidade de reparação no ano seguinte) para a classe de urgência de reparação.

Estes índices são utilizados para a identificação das deficiências funcionais, tais como o estrangulamento das faixas de rodagem, capacidade de carga inadequada ou de pontes que já atingiram o fim de vida a nível económico e funcional. Estes índices são definidos através da soma da pontuação obtida em diferentes parâmetros como: condição estimada para a superestrutura e infraestrutura, classe da capacidade de carga, idade da ponte, largura da ponte comparativamente com a largura da estrada e área de tabuleiro, entre outros.

Neste sistema, é possível avaliar a eficiência do planeamento dos trabalhos, com base nas previsões do estado para uma determinada população de pontes. Esta previsão é realizada através de uma distribuição anual dos principais elementos estruturais.

Este sistema possui um módulo de planeamento da reparação. O utilizador pode introduzir e atualizar as medidas de reparação e reabilitação, bem como introduzir os custos, quer das reparações já realizadas, quer das previstas.

A modelação das taxas de deterioração, ou seja, o comportamento ao longo do tempo é baseada na informação recolhida durante as campanhas de inspeção (Finra, 1989).

No início da implementação do sistema de gestão de pontes, não existiam dados das inspeções. A primeira versão do sistema de gestão de pontes utilizava unicamente modelos de deterioração das partes estruturais que eram materializados em curvas de deterioração. Os valores utilizados na modelação das curvas das taxas de deterioração utilizadas resultaram de dados fornecidos por especialistas (Vesikari, 1992).

A primeira análise em grande escala dos resultados da investigação foi realizada em 1998 (Vesikari, 1998). O centro de pesquisa da Finlândia (*Research Centre of Finland VTT*) implementou um programa de monitorização de 120 pontes de referência (Vesikari, 1992). Os resultados deste programa de monitorização foram utilizados para ajustar as curvas de deterioração.

Este sistema utiliza atualmente modelos estocásticos de Markov para a previsão da deterioração (Söderqvist e Veijola, 1992).

2.2.6 Suíça

Devido à topografia da Suíça a rede de estruturas é uma parte significativa da rede de estradas. Embora não existindo dados fiáveis do número de estruturas rodoviárias existentes nos diversos cantões, o número global de infraestruturas rodoviárias ronda 6700 unidades, sendo o número de pontes cerca de 3500. A extensão das pontes é cerca de 263 km e a área de

tabuleiros cerca de 4 milhões de m². A maioria das infraestruturas rodoviárias tem uma idade por volta de 30 anos. Os dados existentes revelam que, para o ano 1993, os custos associados à preservação das infraestruturas rodoviárias (excluindo os túneis) são de cerca de 43% dos custos totais de preservação.

O valor de substituição das infraestruturas rodoviárias existentes é de cerca de 18 mil milhões de francos suíços, sendo que os gastos anuais são cerca de 1,5% deste valor. Segundo Yanev (2007), este valor é significativamente acima do valor limiar abaixo do qual não é possível realizar as operações de manutenção para atingir um estado considerado sustentável para as pontes. Segundo o mesmo autor, pode-se concluir que as infraestruturas rodoviárias, da rede nacional Suíça estão em boas condições e que o financiamento é suficiente.

A gestão dos equipamentos rodoviários suíços baseia-se nos seguintes requisitos:

- o limite de deterioração permitido da infraestrutura rodoviária é estabelecido quando este tem influência nos custos dos utentes, quer pela redução da velocidade quer pelo aumento da taxa de acidentes;
- na avaliação global, são considerados os custos dos utentes resultantes das perturbações causadas pela perturbação da normal fluidez do tráfego;
- as intervenções de preservação das condições da ponte são tratadas de forma separada das intervenções de beneficiação; esta separação deve-se às primeiras não produzirem nenhum benefício para os utentes, ao invés do que acontece com as segundas, que originam novos benefícios (menores congestionamentos, aumento da velocidade de escoamento, redução da taxa de acidentes, possibilidade de maiores cargas, entre outros).

A classificação do estado de uma estrutura implica o registo de danos ao nível da sua extensão e severidade. Posteriormente, é atribuída uma classificação a cada elemento ou à ponte no seu todo. A avaliação das estruturas da rede rodoviária nacional Suíça é realizada ao nível dos elementos. Para se realizar esta classificação, é necessário, antes da primeira inspeção ocorrer, a definição dos diferentes elementos estruturais. Esta classificação é realizada recorrendo a um catálogo de elementos e de sistemas construtivos. Para efeitos de inspeção, poderá ser necessário subdividir os elementos estruturais em diferentes segmentos. Os elementos são classificados em função do seu tipo e sistema construtivo utilizado. Os segmentos são classificados pela sua extensão e condições de exposição ambiental.

A classificação obtida para cada elemento descreve o tipo, a severidade e a extensão do dano. Sendo utilizada uma escala numérica de 1 a 5. Um elemento com a classificação de 1 não tem qualquer dano, isto é, está em boas condições. Um elemento com a classificação de 5 requer uma intervenção urgente. Considera-se que elementos que obtenham a classificação de 1 a 4 estão em segurança e ainda possuem níveis de serviço aceitáveis, o que não acontece se obtiverem a classificação 5.

A classificação é atribuída com base nos resultados das inspeções. As inspeções realizam-se de cinco em cinco anos, sendo que em alguns casos se pode encurtar esse prazo. Para as construções novas, o intervalo entre a colocação da obra em serviço e a primeira inspeção é de 10 anos (Hajdin, 2008).

A definição de projetos a longo prazo é baseada em previsões do estado de cada elemento / estrutura. Na previsão do estado futuro, são utilizados modelos que se baseiam no estado atual e nas condições ambientais em que está inserido o elemento. Neste sistema, são utilizadas cadeias de Markov para a realização da previsão. Cada processo de deterioração é caracterizado por uma cadeia de Markov. As matrizes de transição de Markov são calculadas e atualizadas com os dados resultantes das inspeções. Segundo Hajdin e Peeters (2008), pode-se considerar que este processo possui capacidade de autoaprendizagem pois vai melhorando a fiabilidade das previsões com os resultados das inspeções.

A previsão do estado de um determinado elemento pode levar a situações em que no mesmo elemento existam taxas de deterioração distintas. Este facto deve-se à consideração de fatores de influência. São utilizados três fatores de influência: favorável, mediano e desfavorável. Cada um destes fatores está relacionado com os seguintes níveis de velocidade de deterioração: lenta, moderada ou rápida. Esta classificação pretende refletir a exposição dos elementos agressores, particularmente a água e a contaminação química (cloretos). Os elementos obtêm um fator de influência favorável se não estiverem diretamente expostos nem à ação da água nem dos cloretos. Uma exposição normal à ação da água e dos cloretos fornecerá um fator de influência mediano. O fator de influência desfavorável corresponde a um elemento que está inserido num meio quimicamente agressivo. O indicador de fator de influência desfavorável pode significar a existência de vários fatores de deterioração ou refletir problemas de construção ou mesmo mecânicos. Estes efeitos são contabilizados através da introdução de “matrizes de influência” nas matrizes de transição de Markov.

O sistema possui um catálogo com as diferentes possibilidades de intervenção, as quais podem ser aplicadas aos diferentes estados dos elementos. É com base nesta informação que são gerados os custos das intervenções. Depois de realizadas as intervenções, o estado dos elementos intervencionados é revisto. A revisão do estado nem sempre leva a uma condição de “como novo” pois depende da profundidade da intervenção. As matrizes de transição são depois corrigidas com os dados resultantes da inspeção. Esta correção deverá realizar-se após a intervenção (Hajdin e Peeters, 2008).

Para cada elemento, e considerando as possibilidades de atuação e os seus custos associados, é realizado o processo de otimização, o qual pode ser definido sem considerar a estrutura que o contém. Na Figura 2.17, é apresentado um esquema do processo de otimização.

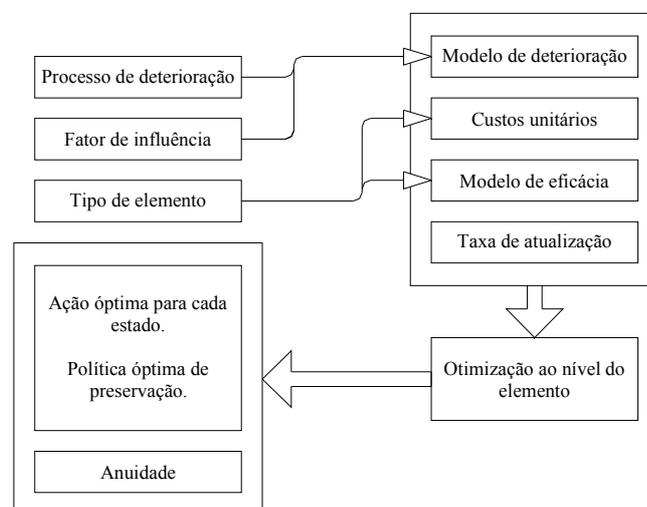


Figura 2.17 – Processo de otimização ao nível da rede (Hajdin e Peeters, 2008)

Desta forma, é possível otimizar as estratégias de intervenção para cada combinação de elemento, estado e fator de influência. O resultado de cada combinação é um pacote que contém a estratégia ótima de intervenção para cada estado e a previsão do investimento anual necessário para a consumação dessa política de intervenção. O resultado final da otimização é a redução de possibilidades de intervenção a considerar num determinado projeto.

Os projetos de reparação gerados consistem na intervenção ao nível de cada um dos elementos. De acordo com a política de preservação definida, um determinado projeto de preservação é gerado para a estrutura assim que um dos seus elementos necessite de intervenção. A política de atuação, em conjunto com a previsão do estado do elemento, são os parâmetros que vão definir quais as medidas a tomar, incluindo a opção de não se realizar qualquer trabalho.

A previsão do estado de cada elemento é feita com o recurso às matrizes de transição de Markov, associadas a um valor limiar abaixo do qual se considera que se devem tomar as medidas de preservação.

Para que uma determinada opção de preservação seja tomada, quantificam-se os custos envolvidos e os benefícios resultantes. A quantificação dos custos é realizada considerando não apenas os custos intrínsecos dos trabalhos, mas também os custos associados à sua execução. Por exemplo, o condicionamento do tráfego resulta na redução da velocidade, congestionamentos, desvios de trânsito e aumento da taxa de acidentes. Com base na duração das intervenções e nos custos horários previstos na norma SN 641820 (2007), são definidos os custos dos utentes durante a intervenção.

O sistema define os trabalhos que otimizam a relação custo / benefício. Permite estabelecer cenários de intervenção, com ou sem restrições orçamentais. É estabelecida uma listagem de projetos a realizar de forma a otimizar os recursos. No entanto, e de acordo com a realidade, é possível alterar manualmente a ordem de realização dos diferentes projetos, indo de encontro, por exemplo, às prioridades estabelecidas politicamente. Ao alterar a ordem das intervenções, o sistema recalcula os custos correspondentes.

O programa KUBA é um sistema de gestão de estruturas rodoviárias (pontes, condutas, muros de suporte, entre outras) desenvolvido pela autoridade rodoviária federal da Suíça (Hajdin, 2008). O seu nome resulta da palavra alemã “*KUnstBAuten*” que significa estruturas rodoviárias. É constituído por quatro componentes: um inventário das estruturas rodoviárias (KUBA-DB); uma ferramenta de planeamento da preservação (KUBA-MS); uma ferramenta de criação de relatórios (KUBA-RP); e uma ferramenta de avaliação relativa aos transportes pesados (KUBA-ST). Relativamente aos transportes pesados, é utilizada uma outra ferramenta de apoio – o programa (TRUCK) – que possui uma interface para o módulo KUBA-ST (Despot e Hajdin, 1999).

No módulo KUBA-DB (*Data Base*), é inserida toda a informação relativa ao processo de construção, inspeção e manutenção. A informação registada consiste na listagem de todos os intervenientes bem como todos os documentos relacionados com essas operações. O módulo KUBA-MS (*Management System*) permite sistematizar toda a informação relativa ao processo de decisão para toda a rede. O módulo KUBA-RP (*RePorting*) permite a elaboração de relatórios de toda a informação inserida no sistema KUBA. Por fim, o módulo KUBA-ST (*Special Transport*) é uma ferramenta de apoio às autoridades na definição e verificação de trajetos dos transportes especiais.

2.2.7 França

A França foi um dos primeiros países do mundo a demonstrar preocupações com as operações de manutenção de obras de arte e daí a importância que se lhe dará nesta abordagem. Para se ter uma melhor percepção da evolução do sistema de gestão de pontes francês, vai-se fazer uma resenha histórica da experiência francesa no que concerne o desenvolvimento da gestão de pontes.

Em 1716, foi criada uma entidade de carácter público para atingir esse objetivo, designada de *Corps des Ponts et Chaussées* (ENPC, 2007). O recrutamento de engenheiros para exercer funções nesta instituição passou a ser garantido em 1747 com a criação da *École Royale des Ponts et Chaussées* por Decreto Régio. Atualmente, esta instituição tem a designação de *École Nationale des Ponts et Chaussées* e garante a formação da grande maioria dos técnicos recrutados.

O Departamento de Estradas do Ministério dos Transportes Francês, com o objetivo de garantir a boa gestão das obras de arte, elaborou, em outubro de 1979, um documento designado de “Normas técnicas para a vigilância e manutenção de obras de arte” (MTRD, 1979). Esta publicação foi alvo de uma revisão a qual foi publicada em 1995 (MLLTT, 1995) e revista em 2011.

Este documento está subdividido em duas partes. Na primeira, são estabelecidas regras para todas as obras de arte. Aqui, são fixados os princípios e as modalidades de vigilância e de manutenção das obras de arte das vias rodoviárias. Consideram-se como obras de arte os seguintes elementos estruturais:

- estruturas de atravessamento provisórias ou definitivas;
- túneis;
- estruturas de suporte necessárias para a segurança de uma via.

Depois de apresentados os objetivos, o campo de aplicação das instruções e os seus intervenientes, o documento define as disposições e execução da vigilância, das obras de manutenção e de reparação aplicáveis a todos os tipos de obras de arte. O último capítulo é consagrado ao *dossier* de obra, o qual é subdividido em quatro itens: objeto, composição, utilização e gestão do *dossier*.

A segunda parte está organizada em vinte e um fascículos. São estabelecidos os princípios e as modalidades de vigilância, bem como da manutenção das obras de arte (nele incluem-se as obras de arte com carácter provisório e as de carácter permanente com uma extensão superior a dois metros de vão).

No primeiro fascículo e na primeira secção – disposições gerais – estão definidos os papéis dos diferentes intervenientes existindo um inventário de todos os documentos necessários para compor, estabelecer, atualizar e utilizar o *dossier* de obra. Este deve permitir realizar as seguintes tarefas: a definição de um estado de referência da obra de arte e conservação de todas as informações relativas à obra de arte, da fase de conceção até à data do estado de referência.

Nas secções seguintes, são apresentados *dossiers* sobre os diferentes tipos de obras de arte (pontes, túneis, entre outras) que o *dossier* de obra pode focar; vigilância corrente; vigilância

reforçada; vigilância topométrica; fundações (em meio aquático e em meio terrestre); aparelhos de apoio; acessos; equipamentos auxiliares; entre outros itens.

A segunda parte possui um fascículo específico para cada tipo de estrutura e para cada tipo de material: pontes em alvenaria, pontes em betão simples e armado, pontes em betão pré-esforçado, pontes metálicas, pontes suspensas e atirantadas, pontes provisórias, túneis, muros de suporte, obras de proteção, entre outros. A organização dos fascículos desta forma permite definir regras gerais para cada tipo de estrutura levando em consideração as suas características individuais. Seguidamente, faz-se uma apresentação geral do documento.

A publicação define que cada obra de arte deve possuir um *dossier* próprio para que, desta forma, se possa fazer a gestão e controlo de todas as intervenções nessa obra. Este fascículo descreve, de uma forma precisa, o papel de todos os intervenientes fazendo um inventário de todos os documentos necessários para compor, estabelecer, atualizar e utilizar o próprio “*dossier de obra*”. Este *dossier* permite a definição do estado de referência da obra de arte e conservar todas as informações desde da fase de conceção até à data do estado de referência.

Através deste *dossier*, o inspetor tem acesso a toda a informação e conclusões retiradas de inspeções anteriores, a toda a informação sobre os trabalhos realizados anteriormente bem como a quais os pontos particulares a investigar. Para que o trabalho do inspetor seja mais eficaz, devem ser realizados esquemas simples de todas as superfícies exteriores, para que sobre estes se possa anotar a evolução das anomalias detetadas e, desta forma, se possa estabelecer facilmente uma comparação com os resultados das inspeções anteriores. Para que a análise da evolução das anomalias possa ser verificada, deverá, aquando da inspeção, levar-se para a obra toda a informação, bem como os esquemas resultantes da inspeção anterior.

Para melhorar os resultados das inspeções, deverá ser consultado em pormenor o *dossier de obra*. A organização deste *dossier* é explicada no segundo fascículo da segunda parte que está dividido em três sub-*dossiers*: conceção, construção e história; estado de referência; fase de serviço.

No primeiro sub-*dossier*, está inscrita toda a informação desde a data da conceção da obra de arte até à data do estado de referência. Este *dossier* não é usualmente alterado, pois só deverá ser modificado se existirem alterações como, por exemplo, uma reparação, ou, excecionalmente, quando se encontre informação adicional sobre a fase de conceção e de construção.

No segundo sub-*dossier*, encontra-se toda a informação para que se possa definir o estado de referência atual. O estado de referência é criado quando a obra é construída. À semelhança do primeiro, a informação contida neste não deverá ser alterada a não ser que a obra sofra modificações / reparações significativas. Nos casos em que uma estrutura nunca tenha sido objeto de uma vigilância periódica ou que esta já tenha sido realizada há demasiado tempo, poderá ser necessário estabelecer um novo estado de referência. A definição do estado de referência requer que a equipa de inspeção possua conhecimentos aprofundados sobre as técnicas de construção, bem como dos materiais utilizados à época.

Do terceiro sub-*dossier*, deve constar toda a informação referente à obra de arte posterior ao estado de referência. Este *dossier*, ao contrário dos anteriores, deve estar em constante atualização. Esta atualização é realizada com as informações de todas as inspeções executadas e todos os atos que possam ter interferência no nível de serviço da obra de arte.

A vigilância das obras de arte é materializada num conjunto de procedimentos destinados a atualizar a informação sobre a mesma. Esta atualização do estado de cada obra de arte deve permitir efetuar, no tempo definido, as operações de manutenção ou de reposição de condições devendo, também, permitir a tomada de medidas de segurança, tendo em vista a prevenção de qualquer acidente resultante da degradação das condições da obra de arte. Consiste no acompanhamento da evolução de uma obra desde um determinado estado de referência.

Com o objetivo de classificar as estruturas, fornecendo assim um indicador médio do estado de um conjunto de obras de arte partindo da avaliação particular de cada obra, foi estabelecido um procedimento o qual se denomina de “*Image de la Qualité des Ouvrages d’Art*” (IQA). Seguidamente, faz-se uma apresentação deste procedimento.

Esta classificação surge como uma resposta aos objetivos fixados, através de circular emitida pelo Diretor de Estradas, datada de 21 de março de 1994, relativa à avaliação do património de pontes das estradas nacionais sem concessão. Este método é referido no processo de avaliação periódica do estado das obras de arte, fixado pela circular do Diretor de Estradas, a 26 de dezembro de 1995, o qual redefiniu o modo como se processa a vigilância e manutenção das obras de arte.

A classificação de uma obra de arte resulta de uma análise do seu estado (Setra, 1996a). Esta avaliação pode ser realizada através da análise do *dossier* de obra, se este contiver o relatório de inspeção detalhada periódica realizada nesse ano, ou então através de uma visita breve realizada à obra de acordo com o procedimento do guia IQA (Setra, 1996b).

Para a materialização destas visitas, foram produzidos documentos (em Setra (1996c), pode ser consultado o documento relativo aos tabuleiros das pontes em betão armado para estruturas correntes e de tamanho modesto). Os documentos permitem a avaliação do estado das estruturas percorrendo uma lista de anomalias (Setra, 1996d) mais usuais assinalando a sua eventual existência e referindo a sua cotação. A cotação da obra de arte resulta de uma síntese das cotações das diferentes partes da estrutura.

O estado das pontes é caracterizado pela escolha de uma classe, de entre cinco possíveis, a qual pode ser eventualmente completada através do sufixo “S” se estiver em causa a segurança dos utentes. Esta classificação difere da inicialmente adotada em 1994 quando se começou com este tipo de inspeções. Permite distinguir, de forma mais clara, a classificação do estado físico da obra de arte da noção de urgência e garantir a segurança dos utentes.

As estruturas que se considere estarem aparentemente em bom estado são classificadas como pertencendo à classe 1.

A classe 2 corresponde às obras de arte que aparentem ter a estrutura resistente num estado classificado como bom ou que apresentem eventualmente anomalias menores, mas necessitem de uma manutenção especializada. Estão também englobadas nesta categoria as obras de arte que apresentem anomalias (qualquer que seja a sua gravidade) nos equipamentos ou nos elementos de proteção. Esta classificação está subdividida em duas classes que dependem do tipo de manutenção necessário:

- se a manutenção não apresentar carácter de urgência:

as pontes são classificadas.....Classe 2;

- se a intervenção for urgente de forma a prevenir o avanço dos problemas estruturais:

as pontes são classificadas.....Classe 2E¹;

A classe 3 corresponde às obras de arte em que a estrutura resistente está alterada, necessitando de trabalhos de reparação. Esta classe está subdividida em duas as quais dependem do tipo de manutenção necessária:

- se a reparação não apresentar carácter de urgência:

as pontes são classificadas.....Classe 3;

- se a intervenção for urgente, devido a insuficiências da capacidade resistente ou devido à rápida evolução dos efeitos estruturais, podendo conduzir ao encerramento.

as pontes são classificadas.....Classe 3U.

Pode-se constatar que apenas as anomalias de ordem estrutural é que levam à classificação da estrutura como sendo da classe 3 ou 3U.

No total, as obras de arte podem ser classificadas em cinco classes: 1; 2; 2E; 3; e 3U. Na Tabela 2.11, é apresentada uma descrição sumária de cada uma das classes.

Tabela 2.11 – Classificação das obras de arte (Setra, 1996d)

Classe	Obra de arte
1	– em bom estado aparente sendo necessário apenas realizar manutenção corrente de acordo com <i>l’Instruction Technique sur la Surveillance et l’Entretien des Ouvrages d’Art</i> (MTRD, 1979)
2	– em que a estrutura resistente está em bom estado apresentando, no entanto, anomalias nos equipamentos ou nos elementos de proteção – em que a estrutura apresenta anomalias menores – que necessita de manutenção especializada sem carácter de urgência
2E	– em que a estrutura resistente está em bom estado apresentando, no entanto, anomalias nos equipamentos ou nos elementos de proteção – em que a estrutura apresenta anomalias menores – que necessita de manutenção especializada urgente, de modo a prevenir o desenvolvimento rápido das anomalias da estrutura evoluindo a muito curto prazo para uma classe 3
3	– em que a estrutura resistente está alterada necessitando de trabalhos de reparação sem carácter de urgência
3U	– em que a intervenção é urgente, devido a insuficiências da capacidade resistente ou à rápida evolução das anomalias estruturais, podendo conduzir ao seu encerramento

Os trabalhos de manutenção referidos nas classes 2 e 2E englobam:

- equipamentos e elementos de proteção da estrutura (pintura, impermeabilização, dispositivos de proteção contra a erosão das águas, entre outros);
- alterações muito localizadas, e superficiais, da estrutura devido ao seu envelhecimento (anomalias menores).

Como referido, sempre que as anomalias encontradas na obra de arte possam colocar em causa a segurança dos utentes e que necessitem de um tratamento urgente, é colocado o sufixo S em cada uma das classes. Este sufixo é então utilizado como complemento de cada uma das

¹ O sufixo “E” desta classe foi escolhido para invocar o carácter “Evolutivo” a muito curto prazo do estado da estrutura resistente.

classes atrás referidas, levando, na prática, à existência de dez notações possíveis (1, 1S, 2, 2S, 2E, 2ES, 3, 3S, 3U e 3US).

Deve referir-se que, segundo o documento *Images de Qualité des Ouvrages d'Art – classifications des ouvrages* (Setra, 1996a), o estado de uma obra de arte deve ser comparado com aquele que tinha aquando da colocação em funcionamento, se a obra tivesse sido bem executada e tivesse o nível de serviço para o qual foi concebida e construída. Não deve ser comparado com o nível de serviço esperado à época da avaliação.

Dependendo do tipo de classificação obtida, estão previstos diferentes tipos de trabalhos para cada obra de arte de modo a impedir a evolução da degradação da estrutura. Na Figura 2.18, pode-se observar um organigrama onde estão contempladas todas as classes bem como as subsequentes opções a tomar.

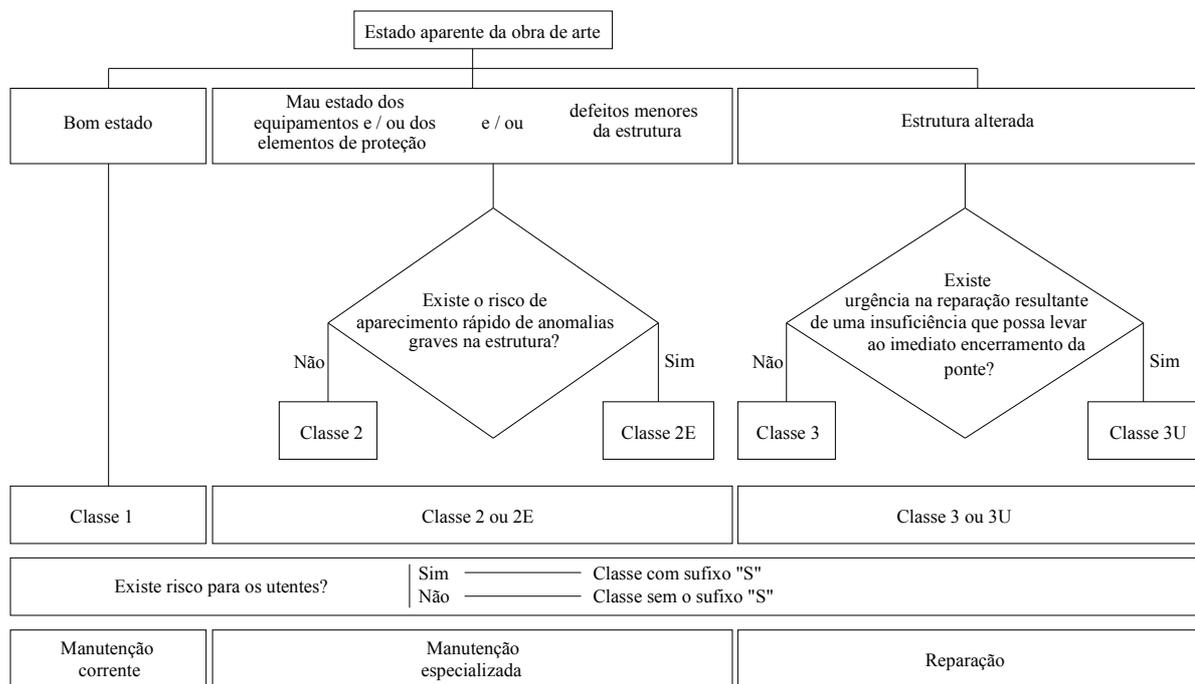


Figura 2.18 – Organigrama das ações a executar (Setra, 1996a)

Para que a avaliação possa decorrer da forma mais adequada, o documento fornece definições dos elementos constituintes da ponte (estrutura, elementos de proteção e equipamentos).

O documento apresenta também definições sobre os diferentes tipos de intervenção. As intervenções referidas estão classificadas em três grupos, manutenção corrente, manutenção especializada e reparação, todas elas definidas no documento *l'Instruction Technique sur la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art* (MTRD, 2011).

Como exemplo de manutenção corrente, o documento apresenta as seguintes tarefas:

- limpeza dos dispositivos de drenagem de água;
- limpeza da via e dos depósitos que se acumulam nas bermas;

- limpeza das juntas da via, das juntas dos passeios e dos seus equipamentos;
- limpeza dos passeios, principalmente os que são constituídos por lajetas amovíveis;
- limpeza dos aparelhos de apoio, do interior do tabuleiro e das galerias de visita;
- controlo do estado de limpeza dos dispositivos de retenção (guarda-corpos e barreiras) e dos dispositivos de acesso para as visitas (degraus e portas);
- eliminação de toda a vegetação, que possa prejudicar a eficácia das inspeções ou mesmo deteriorar a obra de arte;
- limpeza de *graffiti*;
- remoção de elementos flutuantes, que possam atingir a estrutura;
- operações de conservação da sinalização relativa à correta exploração da obra de arte (painéis sinalizadores dos limites máximos de altura e peso);
- controlo do estado de todos os equipamentos ligados à utilização da obra de arte: dispositivos de iluminação, botões de SOS, sinalização vertical e, em particular, dispositivos de fixação destes equipamentos à obra de arte.

A manutenção especializada difere da anterior principalmente devido aos meios especiais necessários para a sua realização, mas também devido à possibilidade de utilização de técnicas especiais para a sua concretização. Estas operações podem-se subdividir em duas classes: operações sobre os equipamentos e elementos de proteção e operações em anomalias menores da estrutura.

Operações sobre os equipamentos e elementos de proteção

- reparação dos dispositivos de escoamento de água;
- pintura dos guarda-corpos;
- arranjo das arestas dos passeios, das lajetas amovíveis ou de qualquer problema nas cornijas;
- restauro das juntas de dilatação;
- supressão das infiltrações de água, proteção da estrutura contra a humidade;
- manutenção das proteções catódicas das partes metálicas ou das armaduras do betão;
- restauração ou recolocação dos elementos de proteção.

Operações em anomalias menores da estrutura

- proteção das armaduras que estejam à vista e reposição do recobrimento das armaduras em locais muito pontuais;

- proteção, e reparação, das caixas de proteção das ancoragens das armaduras de pré-esforço;
- substituição de parafusos, ou de rebites, em estruturas metálicas.

As operações que visam repor a capacidade resistente de uma estrutura são operações de reparação (importa aqui referir que os trabalhos destinados a adquirir uma capacidade resistente superior à de origem são trabalhos de reforço e não de reparação). De seguida, são apresentados alguns trabalhos que podem ser considerados como trabalhos de reparação:

- injeção de fissuras do betão;
- reconstituição do betão degradado com profundidade ou extensão significativas;
- substituição de armaduras degradadas;
- aplicação de pré-esforço adicional;
- mudança de aparelhos de apoio;
- recalçamento de fundações.

As inspeções, realizadas pelas subdivisões da direção de estradas, para a classificação das obras de arte segundo o documento *Images de Qualité des Ouvrages d'Art* focam apenas as estruturas de pequeno porte (Setra, 1996b) ou então as estruturas de maior porte desde que exista um acordo prévio com o departamento de obras de arte (*Cellule Départementale des Ouvrages d'Art – C.D.O.A.*).

O resultado da avaliação é depois convertido em fichas síntese. Estas fichas são documentos específicos de cada obra, sendo por esse motivo o seu modelo adaptado a cada tipo de obra. Seguidamente apresentam-se os elementos constituintes das fichas síntese.

Uma primeira página descritiva onde é identificada a obra e onde são realçadas algumas das características históricas ou funcionais que possam ter influência no estado da obra. Possui, também, informação sobre as condições da visita, bem como a classificação obtida após a visita.

Uma segunda página onde estão presentes os detalhes da avaliação dos equipamentos e do tabuleiro constam as informações sobre os aparelhos de apoio e dos elementos de proteção.

Dependendo do caso, e excetuando as estruturas monolíticas onde os aparelhos de apoio fazem parte integrante da estrutura, pode existir:

- uma terceira página que detalha a avaliação dos encontros e suas fundações;
- uma quarta página que detalha a avaliação dos pilares e suas fundações.

Todas as informações resultantes são transmitidas depois à direção de estradas. Para além desta inspeção prévia, podem ser realizadas inspeções de outro tipo com objetivos distintos.

Tendo sido apresentada a forma como se processam as inspeções e a classificação das obras de arte, faz-se seguidamente uma apresentação do sistema de gestão de pontes utilizado em França.

Em França, a gestão das obras de arte é realizada com o recurso a uma ferramenta informática a qual é descrita em Wit *et al.* (2003). Esta ferramenta integra diferentes capacidades: base de dados de anomalias estruturais, armazenamento informático dos dados registados *in situ* e funcionalidades relacionadas com a análise, diagnóstico, manutenção, reparação e orçamentação.

A França utiliza um sistema de gestão de pontes parcialmente computadorizado. (Godart e Vassie, 2001). O *software* da base de dados é o *Oracle* e *Access* (Godart e Vassie, 2001). O sistema de gestão baseia-se no processo de inspeção e possui os seguintes objetivos (Wit *et al.*, 2003):

- melhorar a eficiência global do processo de manutenção;
- reduzir os custos, a todos os níveis, do processo de manutenção;
- constituir uma base de dados que integre todos os passos do processo de manutenção (preparação da inspeção, inspeção, relatórios, análise, reparação e orçamentação);
- facilitar o processo de inspeção;
- apoiar a compilação e análise de grandes quantidades de dados;
- permitir o fácil acesso aos dados em qualquer fase do processo de decisão;
- fornecer aos decisores informação objetiva sobre o estado da estrutura permitindo a tomada de decisões de forma fundamentada.

É constituído por seis módulos distintos: gestão da infraestrutura, gestão da inspeção, inspeção, inspeção baseada em fotografias, elaboração de relatórios e análise. De seguida é apresentada uma breve descrição das funcionalidades da ferramenta.

Permite a organização da informação realizando um inventário das estruturas. O sistema permite a realização de uma base de dados que inclui:

- informação geral de cada estrutura (projeto, construção, localização e imagens);
- listagens detalhadas dos diferentes componentes estruturais;
- critério de dano para a classificação das anomalias;
- catálogo de soluções de reparação onde constam os custos e a duração das intervenções.

Possibilita a alteração, pelos utilizadores, dos parâmetros podendo desta forma ser aplicado em diferentes áreas como por exemplo as pontes ou centrais nucleares (Wit *et al.*, 2003).

Foi concebido para facilitar a tarefa dos inspetores assegurando a coerência quer das operações de vigilância da deterioração quer no próprio registo da informação. Este programa

corre em computadores tácteis onde os inspetores podem aceder, em qualquer altura, aos seguintes dados:

- manual de inspeção;
- peças desenhadas da estrutura a inspecionar;
- historial das anomalias acedendo ao registo das inspeções anteriores;
- listagem das operações de manutenção para cada elemento estrutural.

Este processo permite, por exemplo, a um inspetor, quando encontra uma determinada anomalia, a sua representação no monitor com o recurso a uma caneta eletrónica. Permite ao inspetor a consulta, na hora, de um catálogo com os diferentes tipos de anomalias. Aquando do registo da patologia, o programa coloca uma série de questões permitindo um maior rigor na sua classificação.

Quando o acesso à estrutura é difícil realiza inspeções com base em imagens. Pode-se realizar a monitorização das anomalias com o recurso a fotografias digitais de elevada definição. O *software* tem as seguintes capacidades:

- correção da deformação devido à lente;
- estabelecimento de escala da imagem;
- inserção da imagem à escala em desenhos de CAD;
- realce das anomalias típicas (fendas, corrosão, entre outros).

Imediatamente após a realização da inspeção, o sistema permite a elaboração de relatórios com diferentes itens:

- representações com as anomalias;
- tabelas;
- imagens.

Neste sistema, o processo é automatizado, existindo a possibilidade de o formato ser personalizado.

A análise dos dados é uma ferramenta, destinada aos engenheiros responsáveis, e realiza as seguintes operações:

- listagem dos dados;
- avaliação da evolução de uma ou de um grupo de anomalias;
- comparação entre elementos estruturais semelhantes;
- avaliação da evolução do estado da estrutura ou de um conjunto de estruturas;

- definição de prioridades de reparação;
- assistência no diagnóstico;
- quantificação das quantidades e dos custos de reparação.

Em toda a documentação consultada, não foi encontrada nenhuma informação sobre os custos de ciclo de vida, a forma de estabelecimento de prioridades de intervenção e sobre a definição do comportamento futuro da estrutura. Pode-se concluir que este sistema é relativo apenas à forma como se processam as inspeções.

O sistema francês, segundo Wit *et al.* (2003), apresenta como vantagens a redução de custos devido ao aumento da eficácia atendendo:

- à consistência da base de dados devido à sua organização;
- facilidade de acesso e de partilha de informação;
- redução do tempo de preparação das peças desenhadas, elaboração de relatórios e análise de dados;
- gestão a longo prazo.

Podem-se, no entanto, apontar as seguintes dificuldades (Godart e Vassie, 2001):

- necessidade de inserção dos dados das anteriores inspeções;
- necessidade de digitalização das peças desenhadas que existem apenas em papel;
- necessidade dos técnicos possuírem conhecimentos informáticos ao nível do utilizador;
- não permite estabelecer uma estratégia de manutenção definindo como restrição um valor mínimo do estado da ponte;
- não permite estabelecer uma estratégia de manutenção definindo como restrição a suborçamentação.

2.2.8 Portugal

Em Portugal, como na grande maioria dos países desenvolvidos, a rede de autoestradas é gerida por diferentes operadores. O maior operador em Portugal é a BRISA, Autoestradas de Portugal S.A.. Esta empresa tem a seu cargo uma concessão principal de 11 autoestradas com mais de 1000 km de extensão. A ação da BRISA nas autoestradas, da sua concessão, engloba a fase de projeto, construção, manutenção e reparação, quer das vias, quer das pontes nelas inseridas.

Em Portugal, foram desenvolvidos e são utilizados diversos sistemas de gestão sendo alguns de âmbito académico. Como exemplos de sistemas de gestão de pontes de âmbito académico, podem-se consultar as referências Brito (1992) e Almeida (2003). Serão apresentados também outros dois sistemas utilizados em Portugal: o sistema utilizado pela BRISA denominado de STONE, descrito na referência Santiago (2000), e o sistema GOA descrito em Mendonça *et al.* (2009). Segundo Lima (2006), o sistema GOA é a ferramenta mais utilizada em Portugal.

2.2.8.1 Sistema proposto por Brito

O sistema proposto por Brito (1992) é aplicável a obras de arte em betão. Este sistema, foi desenvolvido no âmbito da sua tese de doutoramento no Instituto Superior Técnico, é composto por três módulos: base de dados, sistema de inspeção e sistema de decisão. Seguidamente, faz-se uma descrição dos módulos do sistema.

A base de dados está subdividida em três partes, as quais permitem armazenar a informação em função do seu carácter mais ou menos estático.

Informação fixa

Nesta parte é armazenada toda a informação administrativa, sistema correlativo, matrizes de correlação, fichas de anomalia, fichas de reparação, manuais de inspeção, pontuação das anomalias, quantificação dos custos, fiabilidade estrutural, cálculo automático, capacidade de carga, fichas de identificação e informação gráfica.

Informação semifixa

Aqui são armazenados os ficheiros de custos de carácter geral, ficheiros de custos para cada obra de arte, orçamentos anuais, capacidade de carga e fichas de estado de referência.

Informação variável

São armazenados os dados resultantes das inspeções nas fichas de inspeção.

O manuseamento da informação é realizado através de quatro blocos de informação: ficha de identificação, informação gráfica, fichas de estado de referência e fichas de inspeção.

O sistema de inspeção baseia-se num conjunto de visitas, a cada obra de arte, realizadas com intervalos regulares, complementadas por visitas que ocorrem em ocasiões especiais.

Estratégia de inspeção

Neste sistema, é proposta uma estratégia de inspeção onde são definidas inspeções que se podem subdividir em dois grupos: periódicas e não periódicas. Nas inspeções periódicas, estão incluídas as inspeções correntes (ocorrem a cada quinze meses), as inspeções detalhadas (ocorrem a cada cinco anos substituindo a corrente coincidente no tempo) e a inspeção inicial da obra de arte aquando da entrega da obra. Como inspeções não periódicas, tem-se por exemplo a inspeção de avaliação estrutural.

Desenvolvimento das inspeções

Com o objetivo de normalização dos procedimentos de inspeção e respetivos relatórios, foi estabelecido um sistema classificativo onde estão reunidas todas as anomalias (funcionais e estruturais). Neste sistema, foram criadas fichas de anomalia e de reparação e foi feito um roteiro dos métodos de diagnóstico com maior interesse para a inspeção.

O sistema possui um módulo de apoio à inspeção, que é constituído por um conjunto de matrizes de correlação das anomalias detetáveis durante a inspeção. O sistema de gestão possui três tipos de matrizes de correlação: anomalias – causas prováveis; anomalias – técnicas de reparação e anomalias – métodos de diagnóstico.

Módulo informático de apoio à inspeção

Este módulo permite apoiar o inspetor na sua tarefa de inspeção. A informação fornecida pelo programa no local de inspeção é: informação geral sobre a obra de arte, métodos de diagnóstico relacionados, causas prováveis, anomalias associadas, técnicas de reparação recomendadas e relatório provisório de inspeção.

Segundo o autor, o sistema de decisão é o que torna o sistema inteligente. Através deste sistema, são fornecidas recomendações, à entidade gestora, sobre a melhor opção a tomar nos períodos relevantes da obra de arte, como por exemplo:

- na tomada de decisão após as inspeções periódicas (selecionar os trabalhos de manutenção adequados; promover, ou não, uma avaliação estrutural);
- definição da estratégia, que tem melhor contrapartida económica, de entre as opções possíveis (reparação, reforço, substituição e restrição da utilização) após a avaliação estrutural.

Este sistema de decisão subdivide-se em três submódulos: subsistema de manutenção / pequena reparação, estratégia de inspeção e seleção do trabalho.

Manutenção

Este sistema aplica-se a todos os trabalhos classificados como sendo de manutenção. Os trabalhos são classificados de manutenção quando não são de âmbito estrutural, portanto não afetando a fiabilidade estrutural. Os trabalhos que afetam a fiabilidade estrutural são considerados trabalhos de reparação.

Este subsistema deve ser utilizado sempre que seja realizada uma inspeção corrente ou detalhada. Estes trabalhos são planeados para os períodos entre inspeções periódicas existam ou não trabalhos de reparação.

Todas as anomalias detetadas aquando das inspeções são classificadas de acordo com três parâmetros: urgência de atuação, importância para a estabilidade da estrutura e volume de tráfego afetado pela anomalia. Depois, é preparada a lista resultante com um rateio pseudo-quantitativo. O sistema indica a anomalia mais pontuada e prepara um estudo económico tendo em conta os custos unitários. De seguida, repete o processo para a segunda anomalia mais pontuada e assim sucessivamente.

Estratégia de inspeção

Este módulo permite determinar a necessidade, ou não, de se realizar uma avaliação estrutural antes da inspeção periódica seguinte. Este módulo, ao contrário do subsistema de manutenção, está diretamente relacionado com a fiabilidade estrutural, tomando apenas em consideração a funcionalidade se a causa for estrutural.

Este submódulo, à semelhança do subsistema de manutenção, deve ser utilizado sempre que seja realizada uma inspeção corrente ou detalhada. Independentemente do resultado, será sempre necessário realizar uma avaliação da fiabilidade estrutural.

Neste submódulo, são apresentadas duas estratégias para a tomada de decisão. A primeira, mais simplificada, baseia-se na classificação das anomalias detetadas nas inspeções periódicas

conforme descrito para o subsistema de manutenção. A segunda baseia-se no cálculo de um índice de fiabilidade estrutural. Este índice define a probabilidade de rotura da obra de arte ou dos seus componentes principais.

O índice de fiabilidade $\beta(t)$ é determinado em função da probabilidade de rotura estrutural da obra que, por sua vez, é definida em função do tempo. O índice de fiabilidade é determinado segundo a equação (2.4):

$$\beta(t) = -\phi^{-1} \cdot P_f(t) \quad (2.4)$$

O critério de decisão consiste na determinação do valor de β . Se este valor baixar de um determinado limite, no período que decorre até à inspeção periódica seguinte, deve ser proposta uma avaliação estrutural.

Seleção do trabalho

Este submódulo aplica-se a todas as técnicas de reparação / reabilitação que são definidas como de reparação estrutural. Estes trabalhos são de índole estrutural ou semiestrutural podendo, ou não, ter consequências em termos de funcionalidade da obra de arte. Este submódulo também leva em consideração as situações de melhoria de capacidade (reforço estrutural ou alargamento de tabuleiro), limitação da utilização ou a própria substituição da obra de arte.

Este submódulo deverá ser utilizado sempre que se realize uma avaliação estrutural, podendo ser suprimido quando se conclua que não é necessário realizar uma avaliação estrutural até à próxima visita periódica. O processo de decisão considera a opção de não realizar qualquer tarefa bem como as restrições orçamentais.

As decisões tomadas neste submódulo são resultado de análise económicas. Estas decisões enquadram-se em três níveis distintos:

- eliminação da anomalia – nível 1;
- reparação da obra de arte – nível 2;
- gestão da rede de obras de arte – nível 3.

As decisões são tomadas de acordo com o nível de eficiência de custo de cada opção (CEI). Este índice fornece uma comparação entre cada alternativa com a opção de não realizar nada. É apresentada, na equação (2.5), a forma como é quantificado este valor.

$$CEI = \frac{(C_R + C_F - B)_{\text{reparar}}}{(C_R + C_F - B)_{\text{nada fazer}}} \quad (2.5)$$

Nesta análise, são utilizados os custos de reparação (C_R), os custos de rotura (C_F) e os benefícios (B) quer para as ações a realizar quer para a opção de nada fazer. Da observação da equação (2.5), verifica-se que não estão incluídos os custos iniciais, de inspeção e de manutenção, devido a não serem relevantes, pois estes serão iguais qualquer que seja a opção que se tome. Quanto maior for o valor do índice de uma determinada ação, maiores contrapartidas se obterão do investimento realizado.

No nível 1 de decisão, são selecionadas as melhores técnicas de reparação para eliminar os diferentes tipos de anomalias. Associados a cada técnica de reparação, estão os respetivos custos e tempo de vida útil.

Após a aplicação da análise realizada no nível 1, passa-se à fase seguinte de decisão. Da lista de anomalias estruturais detetadas, conjuntamente com as respetivas técnicas de reparação ótimas, procede-se à reparação utilizando as ações que tiverem $CEI_{máx.}$ mais elevado, depois a segunda mais elevada, assim sucessivamente.

No nível 3, faz-se a gestão do orçamento global disponível para a rede de obras de arte. As opções de aumento de capacidade e de substituição da obra de arte são realizadas a este nível. A análise ao nível 2 de todas as obras de arte da rede permite a elaboração de novas listas em que, para cada obra de arte, as anomalias são agrupadas e calculados os respetivos custos C e índices CEI acumulados.

Através da equação (2.6), é determinado o índice de eficiência de custo de realizar todas as reparações necessárias para eliminar os tipos de anomalia 1 a i e o valor AC_i o respetivo custo.

$$ACEI_i = \frac{\sum_{j=1}^i C_j \cdot CEI_j}{\sum_{j=1}^i C_j} \quad (2.6)$$

O custo é determinado utilizando a equação (2.7).

$$AC_i = \sum_{j=1}^i C_j \quad (2.7)$$

O conjunto de reparações com o índice ACEI mais elevado é o primeiro a ser realizado e define a primeira obra de arte a ser reparada. Do orçamento global disponível, é retirado o custo acumulado do conjunto de reparações e prossegue-se para o segundo maior ACEI.

A descrição dos níveis de decisão foi realizada para as situações em que as opções se limitavam à reparação ou a não fazer nada. No mesmo documento, é apresentado um sistema de decisão para as situações menos correntes.

2.2.8.2 Sistema proposto por Almeida

O sistema proposto por Almeida (2003) foi desenvolvido no âmbito da sua dissertação de mestrado realizada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e é aplicável a pontes rodoviárias. Foi desenvolvido um programa, denominado REGpontes, no ambiente do *Microsoft Excel* utilizando *Visual Basic* como linguagem de programação.

Este sistema pode ser subdividido em cinco módulos distintos: Base de dados, Relatório, MemCalc, Classificação e Ajuda. Seguidamente, faz-se uma descrição dos módulos constituintes deste sistema.

Módulo “Base de dados”

A base de dados permite o arquivo sistemático de um vasto conjunto de itens, obra a obra. Dado que é apresentado em formato do *Microsoft Excel* cada item corresponde a uma linha e a cada obra corresponde uma coluna. Alguns dos itens são de carácter fixo – por exemplo aqueles que são comuns à generalidade das pontes rodoviárias – e outros podem ser definidos pelo utilizador.

Neste módulo, pode-se realizar a consulta e atualização da informação arquivada através de comandos específicos de criação de novos registos, de procura de registos já arquivados e de memorização de eventuais alterações.

Desta base de dados constam os dados administrativos da ponte, uma avaliação resultante das operações de inspeção e uma componente de adequação da ponte às funções que deve desempenhar.

Módulo “Relatório”

Este módulo permite a criação de relatórios de apoio às tarefas de decisão, com tabelas e gráficos relativos à totalidade ou parte das obras da base de dados. Para a realização desta tarefa, o utilizador deve seleccionar as obras que pretende incluir no relatório através da escolha de um dos seguintes três parâmetros:

- código descritivo + intervalo de códigos numéricos;
- código da via + intervalo quilométrico;
- gama de valores do rácio de eficiência global.

O utilizador deve escolher também os parâmetros da lista da base de dados que pretende visualizar.

Módulo “MemCalc”

Este módulo explica ao utilizador o cálculo efetuado automaticamente pelo programa, dado que permite:

- conhecer a metodologia de classificação implícita ao REGpontes a partir da sua explicitação em quadros com as fórmulas de cálculo do Rácio de Eficiência Global e com as condições necessárias para que uma ponte seja classificada como “estruturalmente deficiente” ou como “funcionalmente obsoleta”;
- consultar resultados parciais do cálculo efetuado para qualquer um dos registos da base de dados; seleccionar a indicação do respetivo código descritivo e numérico e, no caso da ocorrência de erros de classificação, detetar a sua origem e localização;
- efetuar um cálculo isolado, exclusivamente a partir da indicação avulsa dos dados necessários, visualizando todos os resultados parciais, em paralelo com a explicitação da metodologia de classificação aplicada.

Módulo “Classif”

Este módulo é meramente consultivo, permite consultar os quadros com a correspondência entre os códigos associados a alguns dos parâmetros da base de dados e a informação implícita nos mesmos, que são utilizados ao longo de outros módulos do programa, facilitando, desta forma, a consulta e a comparação de diferentes registos.

Módulo “Ajuda”

Este módulo permite auxiliar o utilizador na manipulação dos restantes módulos, podendo ser consultado sempre que necessário. No seu ecrã, são explicadas, passo a passo, as funções associadas a cada um dos restantes módulos do programa, bem como as respetivas instruções de utilização.

Metodologia de apoio à decisão

O apoio à decisão é efetivado a partir da atribuição de uma classificação a cada uma das obras de arte. Essa classificação resulta da ponderação de dados relativos ao tipo de obra, ao resultado de inspeções e ao tipo de utilização da mesma. É também considerado um índice de capacidade de carga.

A classificação final atribuída a cada ponte é designada por Rácio de Eficiência Global (REG). A sua determinação foi efetuada de acordo com a metodologia adotada pela FHWA (1995).

Este rácio de eficiência global é composto por rácios parciais que dão indicações relativas ao estado da obra, nomeadamente no que respeita a:

- segurança estrutural;
- funcionalidade;
- utilidade pública.

Este rácio assume valores mais baixos para obras com maiores deficiências estruturais, menores níveis de funcionalidade e maior utilidade pública. Dessa forma, é atribuída uma classificação de “Eficiência Global” menor a essas obras, refletindo uma maior urgência na implementação de ações de correção das anomalias que lhe foram identificadas.

Este sistema, que se baseia na classificação das pontes através do rácio de eficiência global de acordo com a norma americana, permite a ordenação das obras para a definição da ordem de intervenção nas mesmas.

2.2.8.3 Sistema STONE

Este sistema, desenvolvido pela empresa italiana SPEA, descrito na referência Santiago (2000), é utilizado pela Brisa – Autoestradas de Portugal para a gestão das suas obras de arte, foi implementado pelo consórcio SPEA / GAPRES / GEFEL.

Segundo SPEA (1995a), os objetivos deste sistema são:

- preservação do investimento feito na construção das obras de arte;

- listagem de todas as obras de arte existentes, com as suas características principais de localização, conceção, geometria e construção;
- conhecimento e atualização periódica do estado de conservação de cada obra de arte;
- planeamento das ações de inspeção;
- determinação, planeamento, orçamentação e registo das ações de conservação;
- listagem, por ordem de prioridade, das ações de conservação, dentro das disponibilidades financeiras e técnicas, para o conjunto das obras de arte;
- determinação, em função do estado de conservação, da capacidade residual de carga de cada obra de arte;
- avaliação da possibilidade de utilização por transportes especiais.

Este sistema é subdividido em três subsistemas: informático, inspeção e decisão.

Subsistema informático

Toda a informação, sobre a obra de arte, é armazenada na base de dados do sistema. A base de dados, segundo SPEA (1995b) está organizada do seguinte modo:

- ficha anagráfica na qual está armazenada toda a informação, relativa à obra de arte, que praticamente não sofre alteração no decurso da vida da estrutura;
- tabelas que contêm os principais catálogos de informação utilizados pelo sistema;
- ficha de inspeção, nota histórica e controlos não destrutivos contêm as informações relativas à inspeção e à manutenção / reabilitação, de carácter fundamentalmente variável, em que é inserida toda a informação relevante recolhida durante a inspeção e após os trabalhos de manutenção / reabilitação;
- avaliações técnico / económicas que dão apoio ao sistema de decisão e de gestão;
- ficha sísmica que contém a avaliação sísmica de cada obra de arte.

Subsistema de inspeção

Este subsistema define o conjunto de procedimentos que permite detetar e acompanhar a evolução das anomalias dos diferentes componentes das obras de arte, bem como a sua classificação quanto à extensão, gravidade, progressão e influência no estado de conservação e na capacidade de carga. Estas inspeções poderão ser ou não periódicas.

Subsistema de decisão

Este módulo, semi-inteligente, fornece, à entidade gestora, as recomendações de atuação para cada obra de arte. Esta tarefa é realizada recorrendo à seguinte metodologia:

- realiza uma avaliação global, definindo e calculando o índice de degradação da estrutura.

- faz uma avaliação aproximada do custo das intervenções;
- faz uma projeção temporal da condição de cada obra de arte;
- enumera as obras de arte que foram selecionadas para sofrerem intervenções, indicando os trabalhos a realizar, o tempo do projeto e os recursos económicos disponíveis para esse fim;
- permite estimar qual a capacidade de carga para cada estrutura.

2.2.8.4 Sistema GOA

O sistema GOA, cujo nome resulta das iniciais de Gestão de Obras de Arte, começou a ser desenvolvido em 1998. Segundo Mendonça *et al.* (2009), este sistema é materializado numa ferramenta informática a qual inclui os seguintes módulos: inventário, inspeção principal, classificação dos trabalhos de reparação, estimativa de custos, inspeção de rotina / manutenção, ajuste orçamental, sistema de informação geográfica, controlo de transportes especiais, histórico, consultas e planeamento financeiro.

A gestão é realizada através de uma interligação entre os diferentes módulos. Na referência Mendonça *et al.* (2009), é descrito o sistema apresentando-se, de seguida, um resumo das funções de cada um dos módulos constituintes do sistema.

Inventário

No inventário, é feito o registo dos dados relevantes da obra. Este módulo está dividido em três grupos: dados administrativos, dados técnicos e dados de constituição. Com estas três componentes, é possível identificar, localizar e aceder à descrição de cada uma das obras de arte.

Investigação principal

Neste módulo, ficam registadas as anomalias encontradas em cada um dos elementos, classificando o seu estado numa escala de 0 a 5. Nesta escala, a classificação de 0 corresponde a um elemento que se encontra no seu estado ótimo e a classificação de 5 a um elemento que se encontra no estado de pré-ruína, o qual necessita de intervenção urgente. A inspeção principal ocorre a cada 3 ou 6 anos dependendo do tipo de obra de arte.

Classificação dos trabalhos de reparação

O sistema tem a capacidade de listar as obras de acordo com o seu estado de conservação. A utilização deste parâmetro, conjuntamente com as estimativas de custos, permite que o sistema realize uma hierarquização que tem em consideração os requisitos do dono de obra e os dos utentes. O resultado final é uma lista de prioridades de intervenção.

Estimativa de custos

É com base nas inspeções principais que são definidas as estimativas de custos para um período de análise de 5 anos.

Inspeção de rotina / manutenção

Com objetivo de avaliar o estado de manutenção, são realizadas anualmente inspeções de rotina. O desempenho da obra de arte é classificado como sendo bom ou mau. O sistema possui uma listagem de trabalhos de manutenção associados a custos unitários, tornando assim dependente o custo final unicamente da extensão dos trabalhos. Esta organização permite ter um caderno de encargos (manual de manutenção) associado aos diversos trabalhos de manutenção, em que os mapas de quantidades são fornecidos automaticamente pelo sistema.

Ajuste orçamental

De acordo com a realidade, em que o orçamento dos donos de obra não permite realizar todas as obras necessárias, o sistema permite a realização de ajustes orçamentais para que a verba necessária vá de encontro ao orçamento disponível. Esta operação é realizada através do adiamento das restantes obras para o ano seguinte. Este ajuste pode ser realizado, por exemplo, segundo o critério do tipo de obra, da zona e da via.

Sistema de informação geográfica

Este recurso permite a interligação das diferentes obras de arte. Através do sistema de informação geográfica, é possível visualizar todo o parque de obras, permitindo ao utilizador navegar pelos dados introduzidos e saber, por exemplo, quais as obras que apresentam um determinado estado de conservação. Neste módulo, está disponível a cartografia, com os diferentes níveis de informação definidos pelo utilizador, tais como as curvas de nível, povoações, bacias hidrográficas, estradas nacionais, obras de arte, entre outros.

Controlo de transportes especiais

Este módulo permite efetuar a verificação das obras de arte existentes, num determinado itinerário de passagem de um veículo especial, analisando se as obras possuem *gabarit* adequado e se têm capacidade de carga suficiente. Permite armazenar os diferentes pedidos de transportes especiais solicitados.

Histórico

Neste módulo, são registadas todas as alterações efetuadas na base de dados. Estas alterações poderão compreender a supressão ou a adição de novos componentes, ficando igualmente registadas as intervenções de maior importância efetuadas na obra de arte.

Consultas

Este é um módulo de pesquisa onde o utilizador pode, para realizar as consultas, impor vários critérios relacionados com os dados administrativos, técnicos, de constituição bem como informações contidas nas diversas inspeções principais. As procuras podem ser realizadas cruzando os diferentes parâmetros de busca.

Planeamento financeiro

Este módulo permite ao utilizador ter uma visão geral das diversas ações a realizar num determinado período de análise. Permite o conhecimento da calendarização das inspeções

principais, de manutenção, trabalhos de reparação com os respectivos custos associados e qual o seu agendamento.

Este sistema fornece, às autoridades responsáveis, recomendações sobre quais as ações a tomar nos principais períodos da vida útil da ponte. Define o índice de degradação, estima o custo de intervenção e prevê a evolução do estado da ponte ao longo do tempo baseando-se num modelo da teoria de Markov. Estima o orçamento necessário para a manutenção, produzindo uma listagem de pontes que necessitam de intervenção conjuntamente com os trabalhos necessários de projeto, reabilitação e respetiva duração.

Não é, no entanto, referida qual a forma de otimização dos investimentos ou como se realiza a análise de custos de ciclo de vida.

2.3 Conclusões

Como se pode observar pela leitura deste capítulo, existe uma grande variedade de sistema de apoio à gestão das pontes. Conclui-se também que o nível de complexidade dos diferentes sistemas varia muito.

Segundo Wit *et al.* (2003), o procedimento habitualmente utilizado, mesmo que fundamentado num manual de inspeções claro e numa organização eficiente, deixa muito espaço à subjetividade dos intervenientes tornando o processo de gestão mais dispendioso.

Relativamente aos sistemas de gestão utilizados na Europa, pode-se concluir que nenhum deles permite a determinação das consequências de uma permanente estratégia de manutenção com restrições orçamentais (Godart e Vassie, 2001).

A grande maioria dos sistemas de gestão de pontes, como por exemplo o PONTIS e o BRIDGIT, utilizam os modelos de Markov para definir a transição de um estado de deterioração para o seguinte. Com este modelo, têm-se conseguido grandes avanços na modelação da deterioração de pontes. No entanto, segundo vários autores, estes modelos têm algumas limitações:

- os modelos de Markov assumem que o histórico da ponte não tem qualquer importância na previsão da condição futura (Madanat *et al.*, 1997);
- os modelos de Markov assumem uma transição discreta entre intervalos de tempo, uma população constante e probabilidades de transição estacionárias (Collins, 1975);
- dificuldade de consideração dos efeitos interativos, entre elementos, nos mecanismos de deterioração (Cesare *et al.*, 1992);
- as probabilidades de transição são estimadas de uma forma subjetiva e requerem frequentemente uma reformulação quando se obtêm novos dados (Tokdemir *et al.*, 2000);
- estes modelos desprezam os efeitos do aumento da idade da ponte e têm apenas em consideração o estado atual (Wolfgram, 2005).

Verifica-se que a maioria dos sistemas, no seu processo de decisão, não leva em consideração os custos dos utentes os quais podem em muitos casos ser os condicionantes. Nesta Tese, desenvolve-se um sistema que permite o apoio à tomada de decisão onde se evidenciam os

principais componentes dos custos resultantes da escolha, quer na fase de conceção quer em estruturas em serviço, de diferentes materiais e técnicas construtivas.

Referências bibliográficas do Capítulo 2

Almeida, J. “Gestão de pontes rodoviárias. Um modelo aplicável em Portugal”, Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2003.

AASHTO “*Guidelines for bridge management systems*”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A., 1993.

AASHTO “*Manual for condition evaluation of bridges*”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A., 2011.

AASHTO “*Guidelines for bridge management systems*”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A., 2001a.

Aktan, A., Farhey, D., Brown, D., Dalal, V., Helmicki, A., Hunt, V., e Shelley, S. “*Condition assessment for bridge management*”, Journal of Infrastructure Systems, 4(3), ASCE, 1996, pp. 108-117.

ASCE “*2001 Report card for America’s infrastructures*”, American Society of Civil Engineers, 2001. Disponível em: <http://www.asce.org/reportcard.pdf> (acedido a 5 de fevereiro de 2009).

ASCE “*2003 Progress report, an update to the 2001 report card*”, American Society of Civil Engineers, 2003. Disponível em: <http://www.asce.org/reportcard/pdf/fullreport03.pdf> (acedido a 5 de fevereiro de 2009).

ASCE “*Civil Engineers give nation’s infrastructures a (D+)*”, American Society of Civil Engineers, 2005. Disponível em: <http://www.asce.org/reportcard/2005/index.cfm> (acedido a 5 de fevereiro de 2009).

ASCE “*2009 Report card for America’s infrastructures*”, American Society of Civil Engineers, 2009. Disponível em: <http://www.asce.org/reportcard.pdf> (acedido a 5 de fevereiro de 2009).

Bakht, B. e Mutsuyoshi, H., “*Development of bridge management system (BMS) in Japan and United States of America*”, 5th Bridge Management Conference, Guildford, U.K., 2005, pp. 37-43.

Bisby, L.A. e Briglio, M.B. “*An introduction to structural health monitoring*”, ISIS Canada Education Module n.º 5, 2004.

Bordogna, J. “*Civil infrastructures systems: Ensuring their civility*”, Journal of Infrastructure Systems, 1(1), ASCE, 1995, pp. 3-5.

Brito, J. de “*Desenvolvimento de um sistema de gestão de obras de arte em betão*”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1992.

Brodsky, G., Muzykin, R., Brodskaja, E., Ponomarev, Y., Yenyutin, Y. e Vlasova, M. “*Analysis of parameters of structure deterioration models within the Moscow bridge management system*”, Structure and Infrastructure Engineering, 2(1), 2006, pp. 13-21.

Cambridge Systematics Inc. “*Pontis release 4.4 user’s manual*”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A., 2005.

Cesare, M., Santamarina, C., Turkstra, C. e Vanmarcke, E. “*Modelling bridge deterioration with Markov chains*”, Journal of Transportation Engineering, 118(6), ASCE, 1992, pp. 820-833.

Collins, L. “*Introduction to Markov chain analysis*”, Concepts and Techniques in Modern Geography, Geo Abstracts Ltd., U.K., 1975.

Cruz, P.J.S. “*Linhas orientadoras de uma política de manutenção, conservação e inspecção de pontes rodoviárias*”, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.

Czepiel, E. “*Bridge management systems – Literature review and search*”, Northwestern University Infrastructure Technology Institute, ITI Technical Report n.º 11, 1995. Disponível em: <http://www.iti.northwestern.edu/publications/bridges/bms96.html> (acedido a 10 de dezembro de 2008).

Dekker, R. e Scarf, P.A. “*On the impact of optimization of models in maintenance decision making: the state of the art*”, Reliability Engineering and System Safety, 60(2), 1998, pp. 111-119.

Despot, Z. e Hajdin, R. “*TRUCK bridge rating software*”, 8th International Bridge Management Conference, Denver, U.S.A., 1999, pp. (E5) 1-13.

DETEC “*The benefits of traffic*”, Department of the Environment, Transport, Energy and Communications, Bern, Switzerland, 2006.

Dogaki, M., Furuta, H., Tsukiyama, I. e Frangopol, D. “*Optimal maintenance planning of reinforced concrete decks on highway network*”, US – Japan workshop on life-cycle cost analysis and design of civil infrastructure systems, ASCE, Honolulu, Hawaii, 2000, pp. 107-119.

Elbehairy, H. “*Bridge management system with integrated life cycle cost optimization*”, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade de Waterloo, Ontario, Canada.

ENPC – *L’École nationale des ponts et chaussées*. Disponível em: http://www.enpc.fr/fr/enpc/historique/histoire_ecole, 2007 (acedido a 20 de dezembro de 2007).

FHWA “*Bridge management systems*”, Report FHWA-DP-71-01R, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, Washington, D.C., U.S.A., 1989.

FHWA “*Recording and coding guide for the structure inventory and appraisal of the nation’s bridges*”, Report FHWA-PD-96-001, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, Washington, D.C., U.S.A., 1995.

FHWA “*Obligations of federal funds for bridge projects 1997 – 2001*”, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, Washington, D.C., 2001. Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/ohim/hs01/chart5.htm> (acedido a 4 de março de 2009).

FHWA “*Obligations of federal funds for bridge projects 2005*”, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, Washington, D.C., 2005. Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/policy/ohim/hs05/pdf/fapie5.pdf> (acedido a 4 de março de 2009).

FHWA “*National bridge inventory*”, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, Washington, D.C., U.S.A., 2012a. Disponível em <http://www.fh-wa.dot.gov/bridge/nbi/posting11.xlsx> (acedido a 15 de dezembro de 2012).

FHWA “*National bridge inventory*”, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, Washington, D.C., U.S.A., 2012b. Disponível em <http://www.fh-wa.dot.gov/bridge/nbi/yrblt11.xlsx> (acedido a 15 de dezembro de 2012).

FHWA “*FY 2006 Budget priorities, meeting presidential goals*”, Report FHWA-HI-89-027, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, Washington, D.C., 2006c. Disponível em: <http://www.whitehouse.gov/omb/budget/fy2006/transportation.html> (acedido a 4 de março de 2009).

Finnra “*Bridge inspection manual, the directives for bridge inspection procedures*”, Finnish National Road Administration, Helsinki, Finland, 1989.

Finnra “*Finland bridge management system, system design concept*”, Finnish National Road Administration, Helsinki, Finland, 1991.

Finnra “*The project level bridge management system. System description*”, Finnish National Road Administration. Internal publications of Finnra 58/1996, Helsinki, Finland, 1996.

Frangopol, D.M., Kong, J.S. e Gharaibeh, E.S., “*Reliability-based life-cycle management of highway bridges*”, Journal of Computing in Civil Engineering, 15(1), ASCE, 2001, pp. 27-34.

Godart, B. e Vassie, P.R. “*Deliverable D13. Bridge management systems: extended review of existing systems and outline framework for a European system*”, European Commission – Project Brime, 2001.

Golabi, K., Kulkarni, R.B. e Way, G.B. “*A state-wide pavement management system*”, Interfaces, 12, 1982, pp. 5-21.

Golabi, K. e Shepard, R. “*A system for maintenance optimization and improvement of US bridge network*”, Interfaces, 27, 1997, pp. 71-88.

Gukowski, R.M. e Arenella, N.D. “*Investigation of PONTIS – a bridge management software*”, MPC Report n.º 98-95, 1998. Disponível em: <http://ntl.bts/lib/21000/21000/21019/pb-9816-4841.pdf> (acedido a 10 de março de 2009).

Hajdin, R. “*KUBA 4.0 – The Swiss road structure management system*”, Transportation Research Circular E-C128: International Bridge and Structure Management, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., U.S.A., 2008, pp. 47-62.

Hajdin, R., e Peeters, L. “*Bridging data voids: advanced statistical methods for bridge management in KUBA*”, Transportation Research Circular E-C128: International Bridge and Structure Management, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., U.S.A., 2008, pp. 90-104.

- Hammad, A., Yan, J. e Mostofi, B. “*Recent development of bridge management systems in Canada*”, Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Saskatoon, Canada, 2007. Disponível em <http://www.tac-atc.ca/english/resourcecentre/readingroom/conference/conf2007/docs/s7/hammad.pdf> (acedido a 8 de dezembro de 2008).
- Hawk, H. “*BRIDGIT: User-friendly approach to bridge management*”, 8th International Bridge Management Conference, Denver, U.S.A., 1999, pp. (E7) 1-15.
- Hegazy, T. “*Optimization of resource allocation and levelling using genetic algorithms*”, Journal of Construction Engineering and Management, 125(3), ASCE, 1999, pp. 167-175.
- Hudson, R., Carmicheal, R., Hudson, W. e Diaz, M. “*Microcomputer bridge management system*”, Journal of Transportation Engineering, 119(1), ASCE, 1992, pp. 59-76.
- Jiang, Y., Saito, M. e Sinha, K. “*Bridge performance prediction model using Markov chain*”, Transportation Research Record, 1180, 1988, pp. 25-32.
- Kähkönen, A. e Marshall, A.R. “*Optimization of bridge maintenance appropriations with the help of a management system. Development of bridge management system in Finland*”, 1st Bridge Management Conference, Guildford, U.K., 1990, pp. 101-112.
- Kayser, J. e Nowak, A. “*Capacity loss due to corrosion in steel-girder bridges*”, Journal of Structural Engineering, 115(6), ASCE, 1989, pp. 1525-1537.
- Kock, H.K., Brongers, M.P.H., Thompson, N.G., Virmani, Y.P. e Payer, J.H. “*Corrosion cost and preventive strategies in the United States*”, CC Technologies Laboratories Inc., Report R315-01, Houston, U.S.A., 2001.
- Kruger, E.J. e Ronny, R., “*The successful implementation of a defects-based bridge management system and adoption of bridge performance indicators for national roads in South Africa*”, 5th Bridge Management Conference, Guildford, U.K., 2005, pp. 51-58.
- LCPC “*Défauts apparentes des ouvrages d’art en béton*”, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Ministère de L’équipement – Service D’études Techniques des Routes et Autoroutes, Paris, France, 1975.
- Li, Y.F., Hsieh, S.H. e Lin, Y.S. “*A prototype network-level bridge management system*”, KU-KAIST-NTU-NUS Seminar on Civil Engineering, Singapore, Thailand, 1998, pp. 195-200.
- Lima, A. “*Juntas de dilatação em pontes rodoviárias. Desenvolvimento de um sistema de gestão*”, Dissertação de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2006.
- Liu, C., Hammad, A. e Itoh, Y. “*Multi-objective optimization of bridge deck rehabilitation using genetic algorithm*”, Microcomputers in Civil Engineering, Journal of Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 12(6), 1997, pp. 431-443.
- Ludescher, H. e Hajdin, R. “*Distinctive features of the Swiss road structures management system*”, 8th International Bridge Management Conference, Denver, U.S.A., 1999, pp. (F1) 1-17.

Madanat, S., Karlaftis, M. e McCarthy, P. “*Probabilistic infrastructure deterioration models with panel data*”, Journal of Infrastructure Management Systems, 3(1), ASCE, 1997, pp. 120-125.

Mendonça, T., Brito, V. e Paulo, P. “Sistema de gestão de obras de arte (GOA)”, 1º Congresso Nacional em Segurança e Conservação de Pontes, Lisboa, 2009, pp. III 417-424.

Miyamoto, A., Kawamura, K., e Nakamura, H. “*Practical applications of a management system in Japan*”, Transportation Research Record, 1696, 1999, pp. 14-25.

MLLTT “*Révision de l’instruction technique du 19 de Octobre 1979 pour la surveillance et l’entretien des ouvrages d’art*”, Ministère de L’équipement du Logement des Transports et du Tourisme, Paris, France, 1995.

Mohamed, H. “*Development of optimal strategies for bridge management systems*”, Tese de Doutorado em Engenharia Civil e do Ambiente, Universidade de Carleton, Ottawa, Canada, 1995.

Morcous, G. “*Case-based reasoning for modelling bridge deterioration*”, Tese de Doutorado em Engenharia Civil e do Ambiente, Universidade de Concordia, Montreal, Canada, 2000.

MTO “*Structural financial analysis*”, Ontario Ministry of Transportation, Structural Office, Downsview, Canada, 1990.

MTO “*Structural steel coating manual*”, Ontario Ministry of Transportation, Structural Office, Downsview, Canada, 1992.

MTO “*Structure rehabilitation manual*”, Ontario Ministry of Transportation, Structural Office, Downsview, Canada, 1993.

MTO “*OSIM – Ontario structure inspection manual*”, Ontario Ministry of Transportation, Ronen House, Toronto, Canada, 2000.

MTO “*Structure rehabilitation manual*”, Ontario Ministry of Transportation, Ronen House, Toronto, Canada, 2002.

MTRD “*Instruction technique pour la surveillance et l’entretiens des ouvrages d’art*”, Ministère des Transports – Direction des Routes et de la Circulation Routière, Paris, France, 1979.

MTRD “*Instruction technique pour la surveillance et l’entretiens des ouvrages d’art*”, Ministère des Transports – Direction des Routes et de la Circulation Routière, Paris, France, 2011.

Miyamoto, A., “*Development of bridge management system (J-BMS) in Japan*”, Life-Cycle Cost Analysis and Design of Civil Infrastructures Systems, ASCE, 2001, pp. 179-221.

Miyamoto, A., Kawamura, K. e Nakamura, H., “*Development of a bridge management system for existing bridges*”, Journal of Advances in Engineering Software Computers & Structures, 32 (10-11), 2001, pp. 821-833.

Nakamura, H., Yokoyama, H. e Kawamura, K. “*Bridge maintenance strategies considering deterioration factors in bridge management systems*”, 1st fib Congress, Session 12, Amsterdam, Netherlands, 2002, pp. 121-126.

Nakatani, S., Tamakoshi, T. e Nakasu, K. “*A management system for highway bridges in Japan*”, 2004. Disponível em: www.nilim.go.jp/english/report/annual/annual2004/p014-015.pdf (acedido a 6 de outubro de 2008).

Narasimban, S. e Wallbank, J. “*Inspection manuals for bridges and associated structures*”, The Management of Highway Structures, ICE, London, U.K., 1998.

NETC “*BRIDGIT Technical Manual*”, National Engineering Technology Corporation, NCHRP Project 12-28(2), Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A., 1996.

Nordengen, P.A, Welthagen, D. e Fleuriot, E. “*A bridge management system for the South African National Roads Agency*”, 4th Bridge Management Conference, Guildford, U.K., 2000, pp. 38-46.

OCDE “*L’entretien pour les ouvrages d’art*”, Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Económico, Paris, France, 1981.

OCDE “*Bridge management*”, Road Transportation Research, Paris, France, 1992.

OCDE “*Asset management for the roads sector*” Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Económico, Paris, France, 2001.

ODOT “*The value of travel-time: Estimates of the hourly value of time for vehicles in Oregon 2003*”, Oregon Department of Transportation Policy & Economic Analysis Unit, 2004.

PIARC “*Towards an indicator of the health condition of bridges*”, Committee on Road Bridges, World Road Association, 1996.

PIARC “*Asset management in relation to bridge management*”, Committee on Road Bridges, World Road Association, 2004.

Queiroz, C. e Gautam S. “*Road infrastructure and economic development. Some economic indicators*”, Working Papers WPS 921, Western African Department and Infrastructure and Urban Development, The World Bank, Washington, D.C., U.S.A., 1992.

Rahim, A. e Johnston, D. “*Estimating bridge related traffic accidents and costs*”, Transportation Research Record, 1392, Transportation Research Board, 1993, pp. 99-106.

Reel, R.S. “*Status of Ministry’s bridge management systems*”, Report SO-88-1, Ministry of Transportation of Ontario, 1998.

Reel, R.S. e Conte, D.F. “*Project bridge management in Ontario*”, Transportation Research Circular, 423, Transportation Research Board, National Research Council, 1994, pp. 62-71.

Robert, W.E., Marshall, A.R., Shepard, R.W. e Aldayuz, J. “*Pontis bridge management system: state of the practice in implementation and development*”, 9th International Bridge Management Conference, Orlando, U.S.A., 2003, pp. 49-60.

Ryall, M. “*Bridge management*”, Butterworth-Heinemann, Oxford, U.K., 2001.

Saito, M. e Sinha, K. “*Data collection and analysis of bridge rehabilitation and maintenance costs*”, *Transportation Research Record*, 1276, 1990, pp. 72-75.

Santiago, S. “*Sistema de gestão de obras de arte. Módulo de apoio à inspeção*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2000.

Seo, J.H. “*Lagrangean relaxation and network approach to large-scale optimization for bridge management systems*”, Tese de Doutoramento em Engenharia Industrial e de Sistemas, Universidade A&M, Texas, U.S.A., 1994.

Setra “*Image de la qualité des ouvrages de art – classification des ouvrages*”, Service d’études sur les transports, les routes et leurs aménagements, Paris, France, 1996a.

Setra “*Image de la qualité des ouvrages de art – guide de visite en subdivision*”, Service d’études sur les transports, les routes et leurs aménagements, Paris, France, 1996b.

Setra “*Image de la qualité des ouvrages de art – procès verbal de visite – Pont dalle en béton arme – Tablier*”, Service d’études sur les transports, les routes et leurs aménagements, Paris, France, 1996c.

Setra “*Image de la qualité des ouvrages de art – catalogue des désordres – pont dalle en béton arme – tablier*”, Service d’études sur les transports, les routes et leurs aménagements, Paris, France, 1996d.

Shahin, M. “*Pavement management for airports, roads and parking lots*”, Chapman & Hall, 1994.

Small, E.P., Philbin, T., Fraher, M. e Romack, G.P. “*Current status of bridge management system implementation in the United States*”, 8th International Bridge Management Conference, Denver, U.S.A., 1999, pp. (A1) 1-16.

SN 641820 “*Analyses coûts/avantages du trafic routier*”, Swiss Norm, Swiss Association of Road and Transportation Professionals, Zürich, Switzerland, 2007.

Sobanjo, J. “*A neural network approach to modelling bridge deterioration*”, 4th Congress on Computing in Civil Engineering, Philadelphia, U.S.A., 1997, pp. 623-626.

Söderqvist, M.-K. “*The maintenance goals of bridges*”, Internal publications of Finnra 29/1997, Helsinki, Finland, 1997.

Söderqvist, M.-K. “*Analysis of BMS reference bridges in Finland*”, 8th International Bridge Management Conference, Denver, U.S.A., 1999, pp. (C4) 1-9.

Söderqvist, M.-K. e Veijola, M. “*Probabilistic deterioration models used in bridge management systems*”, IABSE Congress report, 14th Congress, Nova Deli, India, 1992, pp. 603-606.

Söderqvist, M.-K. e Veijola, M. “*Effective maintenance of the bridge stock in Finland*”, 3rd Bridge Management Conference, Guildford, U.K., 1996, pp. 613-617.

Söderqvist, M.-K. e Veijola, M. “*Finnish project level bridge management system*”, 8th International Bridge Management Conference, Denver, U.S.A., 1999, pp. (F5) 1-7.

SPEA “Manual para a manutenção programada das obras de arte rodoviárias”, Roma, 1995a.

SPEA “Manual do programa STONE”, Roma, 1995b.

Stukhart, G., James, R., Diaz, A., Bligh, R. Sobanjo, J. e McFarland, W. “*Study for a comprehensive bridge management system for Texas*”, Research Report 1212-1F, Federal Highway Administration, Austin, U.S.A., 1991.

Tokdemir, O.B., Ayvalik, C. e Mohammadi, J. “*Prediction of highway bridge performance by artificial neural networks and genetic algorithms*”, 17th International Symposium on Automation and Robotics in Construction, Taipei, Thailand, 2000, pp. 1091-1098.

Thoft-Christensen, P. e Jensen, F.M. “*Revision of the bridge assessment rules based on whole life performance: Concrete bridges*”, Final Report, Highways Agency, Contract DPU 9/3/44. CSRconsult ApS, 1996.

Thompson, P.D. “*Pontis: The maturing of bridge management systems in the USA*”, 2nd International conference on Bridge Management, Thomas Telford, London, U.K., 1993, pp. 971-978.

Thompson, P.D., Small, E., Johnson, M. e Marshall, A. “*The PONTIS bridge management system*”, Structural Engineering International, 8(4), IABSE, 1998, pp. 303-308.

Thompson, P.D., Merlo, T., Kerr, B., Cheetham, A. e Ellis, R. “*The new Ontario bridge management system*”, 8th International Bridge Management Conference, Transportation Research Board, Denver, U.S.A., 1999, pp. (F6) 1-15.

Thompson, P., Najafi F.T., Soares, R. e Kerr, R. “*Florida project-level models for PONTIS*”, 8th International Bridge Management Conference, Transportation Research Board, Denver, U.S.A., 1999, pp. (D1) 1-15.

Thompson, P.D. e Shepard, R., “*AASHTO Commonly-recognized bridge elements*”, Workshop on National Commonly Recognized Measures for Maintenance, 2000. Disponível em: <http://www.pdth.com/images/coreelem.pdf>, (acedido a 21 de outubro de 2009).

Thompson, P.D., Sobanjo, J. e Kerr, R. “*Florida DOT project-level bridge management models*”, Journal of Bridge Engineering, 8(6), ASCE, 2003a, pp. 345-352.

Thompson, P.D., Ellis, R., Hong, K. e Merlo, T. “*Implementation of Ontario bridge management system*”, 9th International Bridge Management Conference, Orlando, U.S.A., 2003b, pp. 112-127.

Transport Canada “*Transportation in Canada*”, Annual Report, Ottawa, Canada, 2011. Disponível em http://www.tc.gc.ca/media/documents/policy/Transportation_in_Canada_20-11.pdf (acedido a 18 de dezembro de 2012).

TRB “*Concrete bridges*”, Transportation Research Board, Committee on Concrete Bridges, Millennium Papers, Washington, D.C., U.S.A., 2000.

Turner, A. e Richardson, J. “*Bridge management system data needs and data collection*”, Transportation Research Circular, 423, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A., 1994, pp. 5-15.

Vanier, D. “*Asset management: A to Z*”, APWA International Public Works Congress, NRCC/CPWA/IPWEA, Seminar series “*Innovations in urban infrastructures*”, Philadelphia, 2001, pp. 1-16.

Vanier, D. e Danylo, N. “*Municipal infrastructure investment planning: asset management*”, APWA International Public Works Congress, NRCC/CPWA/IPWEA, Seminar series “*Innovations in urban infrastructures*”, Las Vegas, U.S.A., 1998, pp. 25-39.

Veijola, M. “*System design of the network level bridge management system in Finland*”, Inframan Ltd, Espoo, Finland, 1993.

Vesikari, E. “*Deterioration models of the bridge structural part groups in the BMS*”, Research Report RAM805/92. The Technical Research Centre of Finland VTT, Espoo, Finland, 1992.

Vesikari, E. “*Analysis of investigation results of the reference bridge group*”, Research Report RTE30516/98. The Technical Research Centre of Finland VTT, Espoo, Finland, 1998.

WCED “*Our common future*”, World Commission on Environment and Development, Oxford University Press, New York, U.S.A., 1987.

Wolfgram, L. “*Optimization of bridge management and inspection procedures*”, Washington University. Disponível em: http://www.ce.udel.edu/cibe/reu/REU05/Wolfgram_report.pdf, 2005 (accedido a 10 de julho de 2009).

Woodward, R.J., Cullington, D.W., Daly, A.F., Vassie, P.R., Haardt, P., Kashner, R., Astudillo, A., Velando, C., Godart, B., Cremona, C., Mahut, B., Raharinaivo, A., Lau, M.Y., Markey, I., Bevc, L. e Peruš, I. “*Bridge management in Europe – final report*”, BRIME PL97-2220, 2001.

Wit, M., Hovhanessian, G. e Diouron, T. “*Efficient management of inspection and monitoring data for a better maintenance of infrastructure*”, Structural Faults and Repair – 10th International Conference and Exhibition, London, U.K., 2003.

WV – West Virginia Division of Culture and History. Disponível em: <http://www.wvculture.org/His-tory/thisdayinwvhistory/1215.html>, 2009 (accedido a 15 de julho de 2009).

Yanev, B. e Chen, X. “*Life-cycle performance of the New York City bridges*”, Transportation Research Record, 1389, 1993, pp. 17-24.

Yanev, B. “*Life-cycle performance of bridge components in New York City*”, Recent Advantages in Bridge Engineering, US-Canada-Europe Workshop on Bridge Engineering, Zurich, Switzerland, 1997, pp. 385-392.

Yanev, B. “*Bridge Management*”, John Wiley & Sons. Inc., Nova Jersey, U.S.A., 2007.

Yokoyama, K., Sato, H., Ogihara, K. e Toriumi, R. “*Development of a bridge management system in Japan*”, 3rd Bridge Management Conference, Guildford, U.K., 1996, pp. 580-586.

(Página intencionalmente deixada em branco)

CAPÍTULO 3 - Mecanismos de deterioração

3.1 Introdução

A vida útil das estruturas de betão armado depende diretamente de múltiplos fatores como: a classe de resistência do betão, tipo de cimento, dosagem de cimento, razão água / cimento, cura, recobrimento das armaduras, entre outros.

Na Figura 3.1, são apresentados de forma esquemática os mecanismos de degradação das estruturas de betão armado. Os principais mecanismos de controlo da qualidade e garantia de durabilidade do betão ocorrem mesmo antes de se colocar a estrutura em serviço. A interação entre os diferentes mecanismos de degradação leva a que a estrutura vá piorando o seu desempenho, não só ao nível da aparência, mas também ao da resistência e da funcionalidade.

Como se pode constatar, as principais causas naturais de degradação de estruturas de betão armado podem ser classificadas genericamente em três grupos: físicas, químicas e biológicas.

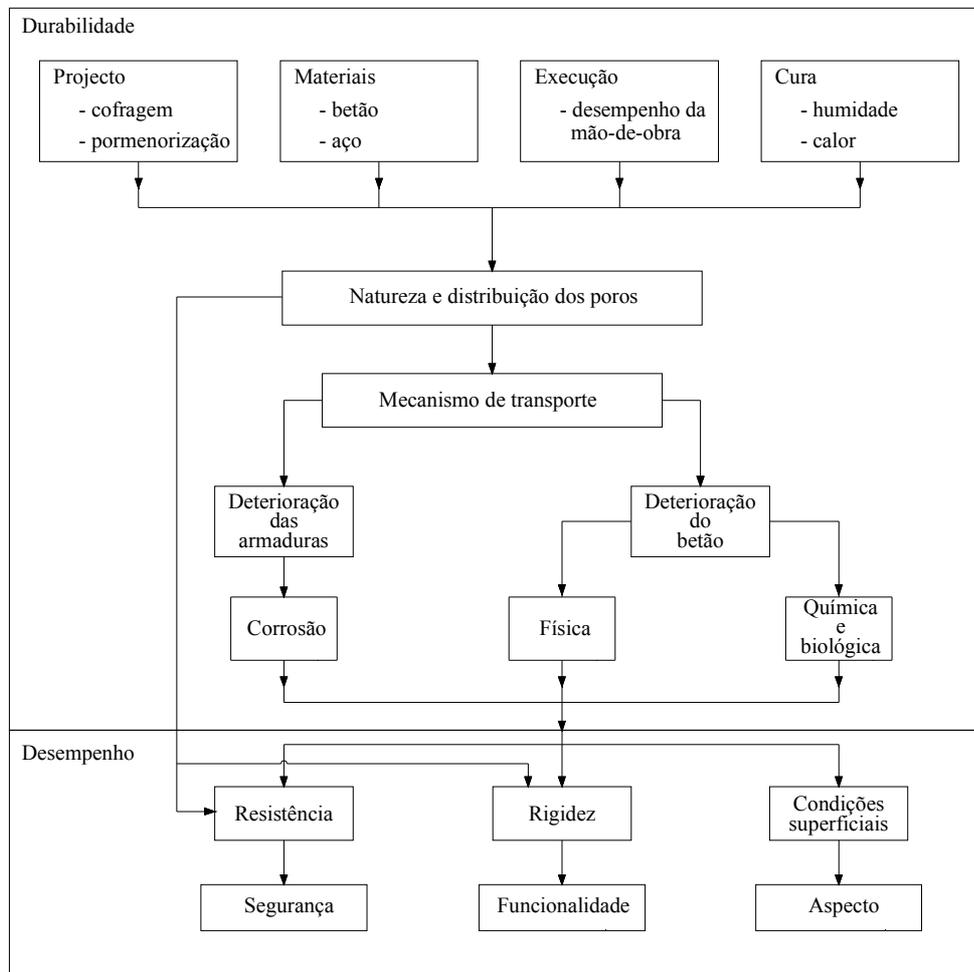


Figura 3.1 – Relação entre os principais mecanismos de deterioração de estruturas de betão (CEB, 1992)

A deterioração das estruturas de betão armado resulta usualmente da penetração de agentes agressivos no betão. Da consulta bibliográfica, pode-se concluir que o mecanismo de degradação é muito complexo e resulta da interação de múltiplos fatores. O CEB (1992)

apresenta de uma forma esquemática o mecanismo de transporte dos agentes agressores para o interior do betão (Figura 3.2). Como se pode constatar, o mecanismo de transporte depende essencialmente das propriedades do material betão e das condições em que ele se encontra.

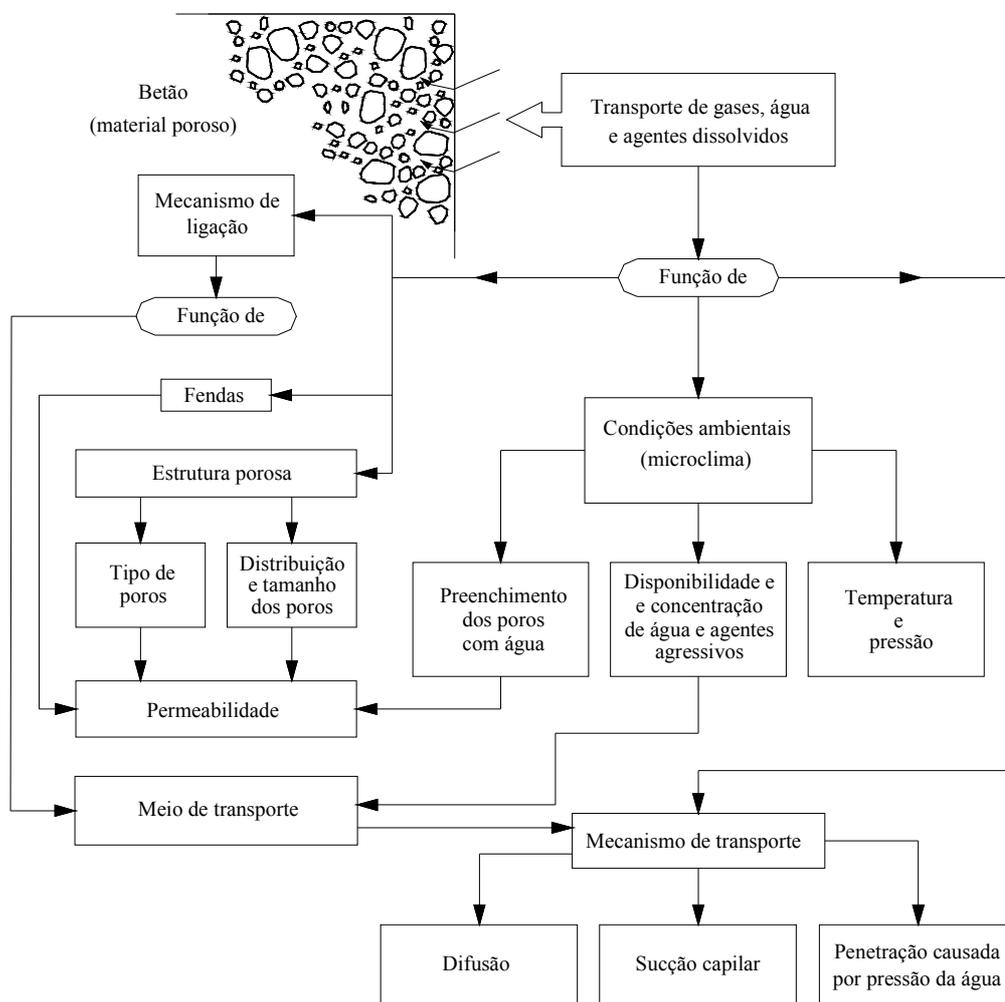


Figura 3.2 – Mecanismo de transporte no betão (CEB, 1992)

De forma a se poder estimar o comportamento das estruturas de betão armado ao longo do tempo, é fundamental que se compreendam os mecanismos de degradação que lhe estão associados. Seguidamente, faz-se uma descrição dos principais mecanismos de degradação de estruturas, dando maior ênfase aos mecanismos de degradação mais comuns em pontes de betão armado.

3.2 Causas físicas

3.2.1 Ciclos gelo / degelo

Este fenómeno de degradação resulta da alteração do estado da água que se localiza quer à superfície quer no interior da massa de betão. O efeito mais comum da ação gelo / degelo é a delaminação do betão (Penttala, 2006). Este tipo de degradação depende essencialmente dos mecanismos de transporte dos agentes agressores, que normalmente será a água (Jacobsen, 2005). No entanto, para que o transporte / movimento de água se processe, é necessário que

haja uma rede de poros que o permita. Segundo Litvan (1973), o fator que mais condiciona as ações gelo / degelo é a distribuição dos poros dentro da estrutura do betão.

Na bibliografia, é referenciado que um dos principais aspetos associados a este tipo de deterioração é o fenómeno de congelamento da água, pois esta, aquando do seu congelamento, aumenta cerca de 9% em volume, provocando tensões de tração nos poros interiores. Este aumento da pressão interna leva à destruição da estrutura porosa, posteriormente fendilhação e deterioração do material.

Segundo Litvan (1988), a deterioração do betão não resulta apenas do facto de o congelamento da água aumentar o seu volume. O autor refere que a deterioração do betão, devido aos ciclos gelo / degelo, resulta de uma série de mecanismos relacionados com o comportamento / movimento da água da estrutura do betão. Segundo o mesmo, estes danos surgem devido à incapacidade da água existente no betão congelar, quer à superfície quer nos poros intersticiais. Dado que a pressão da água localizada no interior dos poros é muito superior à pressão do gelo da envolvente, esta tende a deslocar-se do interior para o exterior do betão, ou para poros de maiores dimensões, onde possa congelar. Este facto leva à dessecação parcial do betão, à formação de lâminas de gelo e à acumulação de água à superfície. A fendilhação resulta da ação de congelamento e descongelamento destas lâminas de gelo, conjuntamente com situações onde é impedida a redistribuição de água.

O processo de dano resulta das trocas de água com o exterior. Quando ocorre a fase de congelamento, existe uma dessecação do betão conjuntamente com o congelamento da água que se localiza dentro dos poros de maiores dimensões. O aumento do volume da água congelada leva ao aumento das tensões internas, conduzindo a um aumento do tamanho dos poros. Na fase de descongelamento, existe uma reabsorção da água pelo betão, reiniciando-se o processo aquando do processo de descongelamento. Foi observado por Soroushian e Elzafraney (2004) que a ação dos ciclos gelo / degelo, ao destruir a estrutura interna do betão, leva a que as fendas resultantes dos outros mecanismos de degradação, em conjunto com este processo, sejam menos irregulares.

Vários estudos demonstram que os danos no betão, resultantes deste mecanismo de degradação, dependem de diversos fatores, dos quais se destacam:

- a severidade dos danos é diretamente proporcional ao grau de saturação do betão;
- quanto maior for a secção mínima dos elementos, maiores serão os danos devido a esta ação;
- quanto menor for a dimensão dos agregados, maior será a sua resistência ao congelamento;
- quanto menor for a taxa de congelamento, menores serão os danos; a explicação deste fenómeno reside no facto de, quando a temperatura baixa, os corpos sofrerem uma retração que resulta em tensões significativas no betão que são ainda agravadas pelas tensões de tração devido ao efeito do gelo;
- a porosidade do betão é um fator que tem grande influência, pois betões muito porosos, ou muito densos, têm grande resistência à ação gelo / degelo.

O método mais utilizado para prevenir / minimizar os efeitos dos ciclos gelo / degelo é a introdução de ar no betão. O objetivo da mesma é fornecer uma quantidade suficiente de vazios, para resistir a este efeito, sem que com isso afete as propriedades mecânicas do betão. Usualmente utilizam-se vazios por volume de betão inferiores a 5% (FHWA, 2006b). A aplicação desta técnica resulta na criação de poros com dimensões que permitem que a água congele sem que disso resultem pressões adicionais. A aplicação desta técnica introduz algumas desvantagens pois leva a que as propriedades físicas do betão sejam inferiores (Cai e Liu, 1998). Segundo Hale *et al.* (2009), em betões de alta resistência, não é necessária a utilização de introdutores de ar desde que a razão água / cimento se mantenha abaixo de 0,36.

Seguidamente apresentam-se alguns fatores que podem contribuir para minimizar este efeito:

- quanto menor o nível de tensão dos elementos, menor será a evolução da degradação devido aos ciclos gelo / degelo (Sun *et al.*, 1999);
- realizar uma cura adequada, antes de ocorrer o primeiro ciclo de congelamento, permitindo que a água da mistura esteja disponível para as reações de hidratação do cimento (ACI, 2001);
- evitar razões água / cimento superiores a 0,45 (ACI, 2001);
- utilização de introdutores de ar no betão, os quais criam uma estrutura porosa de grandes dimensões e muito próximas (ACI, 2001);
- evitar a acumulação de água nas estruturas, principalmente nos elementos horizontais (ACI, 2001).

3.2.2 Retração

Esta propriedade do betão produz, ao longo do tempo, a redução volumétrica do betão a qual poderá originar fendilhações devido às trações resultantes. Os principais componentes da retração são: a plástica, a térmica, a autogénea e a de secagem. Este processo desenvolve-se ao longo de toda a vida da peça de betão armado, começando na betonagem com a retração plástica e finalizando, no final da vida útil, com a retração por carbonatação.

Segundo Fenyvesi e Józsa (2010), os fatores que mais influenciam o efeito da retração são:

- dosagem de cimento;
- área específica superficial do cimento;
- quantidade de elementos finos;
- área específica superficial dos agregados finos;
- razão água / cimento;
- dosagem de agregados;
- tipo de agregado;

- capacidade de absorção do agregado;
- dosagem do betão;
- taxa de compactação;
- porosidade;
- elementos adicionados (por exemplo fibras).

Nos diferentes regulamentos, são apresentadas diversas formas de quantificar a extensão de retração. Seguidamente, e de modo a se compreender quais os parâmetros envolvidos e qual a sua influência, é apresentada na equação (3.1) a formulação proposta na Norma NP EN 1992-1-1 (2010), para a determinação do valor da extensão por secagem ($\varepsilon_{cd,0}$).

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \right] \quad (3.1)$$

Com,

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (3.2)$$

Em que,

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão [MPa];

f_{cm0} – valor médio de referência da tensão de rotura do betão à compressão igual a 10 MPa;

α_{ds1} e α_{ds2} – coeficientes que dependem do tipo de cimento;

RH – humidade relativa;

RH_0 – humidade relativa de referência, igual a 100%.

Pelo exposto, verifica-se que a retração depende essencialmente da classe de betão, do tipo e dosagem de cimento, da temperatura e da humidade relativa. Este fenómeno reflete essencialmente o comportamento do betão aquando do fluxo de água interno para o exterior.

Quanto mais reduzida for a taxa de troca de água, melhor será o seu comportamento. Resulta daqui que as condições de cura, a temperatura e a humidade ambiente, bem como o tipo de cofragem utilizadas, são os fatores da maior importância para o controlo do valor da retração.

3.2.3 Fluência

A fluência, à semelhança da retração, é uma propriedade reológica do betão. No processo de envelhecimento do betão, para além de o betão aumentar a sua resistência à compressão

ocorre um aumento da deformação das peças de betão sob carga constante que se designa de fluência e se deve à modificação das propriedades reológicas do betão ao longo do tempo.

Segundo a Norma NP EN 1992-1-1 (2010), a deformação do betão por fluência, $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ na idade $t = \infty$ para uma tensão constante σ_c , aplicada na idade do betão t_0 , é obtida pela equação (3.3).

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c/E_c) \quad (3.3)$$

Em que,

$\varphi(\infty, t_0)$ – valor final do coeficiente de fluência;

σ_c – tensão aplicada;

E_c – módulo de elasticidade tangente.

O módulo de elasticidade tangente pode ser considerado igual a $1,05 E_{cm}$, em que E_{cm} representa o módulo de elasticidade médio aos 28 dias.

Segundo a mesma Norma, o coeficiente de fluência do betão, entre as idades t e t_0 em relação à deformação elástica aos 28 dias, determina-se recorrendo à equação (3.4).

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.4)$$

Sendo,

φ_0 – coeficiente de fluência que poderá ser calculado a partir da equação (3.5).

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.5)$$

Onde,

φ_{RH} – fator que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência é determinado recorrendo às equações (3.6) e (3.7).

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (3.6)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (3.7)$$

Com,

RH – humidade relativa do meio ambiente [%];

$\beta(f_{cm})$ – fator relativo à influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.8)$$

Sendo,

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa];

$\beta(t_0)$ – fator que tem em conta a influência da idade do betão, à data do carregamento, no coeficiente de fluência. É determinado com recurso à equação (3.9).

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (3.9)$$

Onde,

h_0 – espessura equivalente do elemento [mm].

A espessura equivalente é determinada através da expressão (3.10).

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (3.10)$$

Em que,

A_c – área da secção transversal;

u – perímetro do elemento em contacto com o ambiente;

$\beta(t, t_0)$ – coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após carregamento, que poderá ser estimado pela equação (3.11).

$$\beta(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (3.11)$$

Com,

t – idade do betão na data considerada [dias];

t_0 – idade do betão à data do carregamento [dias];

$t - t_0$ – duração não corrigida do carregamento [dias];

β_H – coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h_0 em mm). É estimado utilizando as equações (3.12) e (3.13).

$$\beta_H = 1,5 \cdot \{1 + [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}]\} \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \text{ para } f_{cm} \leq 35 \quad (3.12)$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \{1 + [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}]\} \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \text{ para } f_{cm} > 35 \quad (3.13)$$

Os parâmetros α_1 , α_2 e α_3 são coeficientes que têm em consideração a resistência do betão e são determinados recorrendo à equação (3.14).

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7}; \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2}; \text{ e } \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} \quad (3.14)$$

A influência do tipo de cimento no coeficiente de fluência do betão poderá ser tida em conta corrigindo, na equação (3.9), a idade à data do carregamento t_0 , de acordo com a equação (3.15).

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}} + 1\right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.15)$$

Em que,

$t_{0,T}$ – idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura de acordo com a equação (3.16);

α – expoente em função do tipo de cimento:

= -1 para cimento da Classe S;

= 0 para cimento da Classe N;

= 1 para cimento da Classe R.

A influência de temperaturas elevadas, ou baixas, no intervalo de 0 a 80 °C, na maturidade do betão poderá ser considerada corrigindo a idade do betão de acordo com a equação:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{[273+T(\Delta t_i)]^{-13,65}}\right)} \cdot \Delta t_i \quad (3.16)$$

Com,

t_T – idade do betão corrigida em função da temperatura, a qual substitui t nas equações correspondentes;

$T(\Delta t_i)$ – temperatura durante o intervalo de tempo Δt_i [°C];

Δt_i – número de dias em que se mantém a temperatura T .

Da análise das equações (3.3) a (3.16), verifica-se que o valor do coeficiente de fluência depende dos seguintes parâmetros: tensão aplicada, classe de betão, humidade relativa, forma

da secção, idade do betão, idade do betão à data do carregamento, temperatura e tipo de cimento.

3.2.4 Abrasão

Este fenómeno resulta do desgaste por atrito da camada superficial do betão, logo ocorre unicamente nas pontes em que o pavimento é constituído por betão. Esta abrasão mecânica resulta do atrito e impacto dos veículos sobre o pavimento. Este desgaste, embora seja real, não afeta o comportamento estrutural dos elementos da ponte, pois esta ação apenas está aplicada na camada de desgaste do pavimento a qual é substituível. O seu efeito poderá provocar danos, de forma indireta, na estrutura, pois o pavimento é por si só uma proteção da estrutura, por exemplo à entrada das águas para o tabuleiro. A entrada da água livre para o tabuleiro pode provocar um aumento da intensidade dos outros agentes de degradação.

Na Figura 3.3, são apresentados os resultados da investigação realizada por Dhir *et al.* (1992), em que se verifica que a resistência à abrasão do betão aumenta com o aumento da resistência à compressão do mesmo.

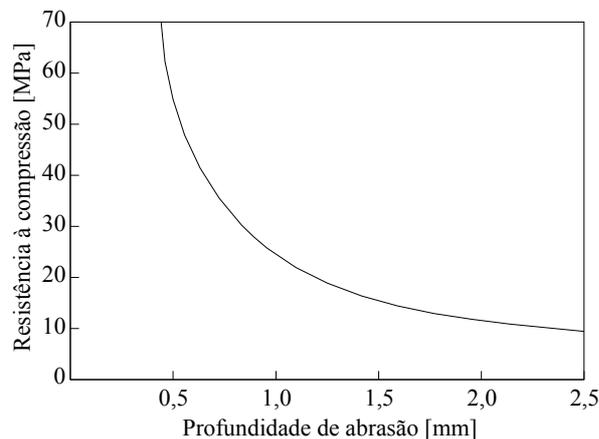


Figura 3.3 – Relação entre a abrasão e a resistência à compressão do betão (Dhir *et al.*, 1992)

Dada a natureza desta ação, constata-se que a resistência do betão à abrasão depende principalmente da camada superficial do betão. Segundo Dhir *et al.* (1992), os principais fatores que afetam a resistência do betão à abrasão são: razão água / cimento, cura, teor de humidade do betão, trabalhabilidade do betão, utilização de superplastificantes, dimensão dos agregados e resistência à compressão do betão. Kiliç *et al.* (2008) verificaram que a resistência e o tipo de agregados utilizados no betão são fatores que têm uma influência significativa na resistência à abrasão do betão. A compactação do betão é também apontada por Scrivener *et al.* (1999) como um fator que tem influência direta na resistência à abrasão.

3.2.5 Erosão

Este fenómeno de degradação resulta da ação abrasiva de fluidos que possuem sólidos em suspensão. Usualmente, está relacionado com as obras hidráulicas tais como descarregadores, túneis e condutas. No caso das pontes, este fenómeno apenas se faz sentir em casos muito excecionais, como aquelas que possuem elementos, como por exemplo pilares, em contacto com a água. A erosão, numa escala muito inferior, também se faz sentir com outros agentes externos sujeitos à ação do vento.

À semelhança do que se verifica com a abrasão, a resistência do betão a este fenómeno depende da resistência da camada superficial do elemento. Segundo Goretta *et al.* (1998), a taxa de erosão depende fundamentalmente das características do agente que provoca o fenómeno bem como do ângulo de incidência.

3.2.6 Cavitação

Este fenómeno de degradação resulta em desgaste devido ao contacto com água em movimento. Provoca a destruição de superfícies de betão, e a conseqüente perda de material, que resultam da implosão de bolhas de vapor, as quais têm origem na variação de pressão em escoamento de fluidos (Momber, 2004). A implosão resulta da passagem destas bolhas em regiões de altas pressões devido, por exemplo, a irregularidades na superfície de escoamento. Dado que esta anomalia surge devido ao contacto da água com a superfície de betão, quanto mais regular for a superfície, menor será o seu efeito. Este fenómeno foi descrito em detalhe por Hammitt (1980).

Embora este seja um fenómeno de degradação de estruturas de betão, e dadas as particularidades em que se desenvolve, esta ocorre principalmente em condutas onde existe escoamento de fluidos a grande velocidade, não se aplicando portanto a pontes. Por esse facto, não será aqui desenvolvida a sua análise.

3.2.7 Tensões térmicas

As tensões térmicas podem advir das variações ambientais de temperatura ou devidas a gradientes térmicos resultantes da hidratação do cimento. Enquanto as variações de temperatura ambientais afetam toda a estrutura, as tensões térmicas resultantes do calor de hidratação do cimento só se fazem sentir na betonagem de elementos de grandes dimensões, como por exemplo os núcleos das barragens.

Quando as variações volumétricas são restringidas, dão origem a tensões internas que podem provocar fendilhações. Segundo a NP EN 1991-1-5 (2009), as tensões térmicas podem resultar de variações uniformes ou diferenciais de temperatura.

A ação do fogo também pode ser considerada como sendo uma ação térmica (NP EN 1991-1-2, 2010). No entanto, e dadas as temperaturas envolvidas por exemplo num incêndio, os efeitos devido à ação do fogo são mais nefastos do que as tensões produzidas pelas variações térmicas ambientais.

A perceção de que as estruturas de betão armado têm boa resistência ao fogo é uma realidade. Esta perceção resulta essencialmente da característica de incombustibilidade do betão armado mas existem fatores que podem reduzir drasticamente a sua resistência.

Um dos fatores condicionantes na resistência de elementos de betão armado ao fogo é a delaminação do betão, que ocorre quando está submetido a esta ação. Este fenómeno conduz a que as armaduras fiquem completamente desprotegidas e sob a ação direta do fogo.

Segundo Huang (2010), os efeitos da delaminação são mais significativos nos betões de alta resistência e nos betões com elevada razão água / cimento.

Para além do referido efeito da delaminação, o betão armado, quando sujeito a muito altas temperaturas, como por exemplo num incêndio, perde a sua capacidade de proteção das

armaduras, deteriorando-se. Os efeitos resultantes da ação do fogo em estruturas de betão armado podem ser a fendilhação do betão, a deterioração das suas propriedades (por exemplo, o módulo de elasticidade e a sua resistência à compressão) podendo mesmo ocorrer o destacamento explosivo do betão (Hertz, 2003 e NP EN 1992-1-2, 2010). A delaminação explosiva faz-se sentir com mais intensidade nos betões de alta resistência que contenham sílica de fumo e quando expostos a temperaturas superiores a 350 °C (Hertz, 1984). As altas temperaturas no aço produzem também uma redução drástica das suas propriedades.

Ao longo das últimas décadas, tem-se desenvolvido muita investigação sobre o comportamento de materiais de construção sob a ação do fogo. Na Figura 3.4, são apresentados os resultados de ensaios realizados com betões com diferentes tipos de agregados (Bilow e Kamara, 2008). Verifica-se, quer para a evolução da resistência à compressão quer para a evolução do módulo de elasticidade, que os betões compostos por agregados siliciosos proporcionam maiores degradações de propriedades relativamente aos betões constituídos por outro tipo de agregados.

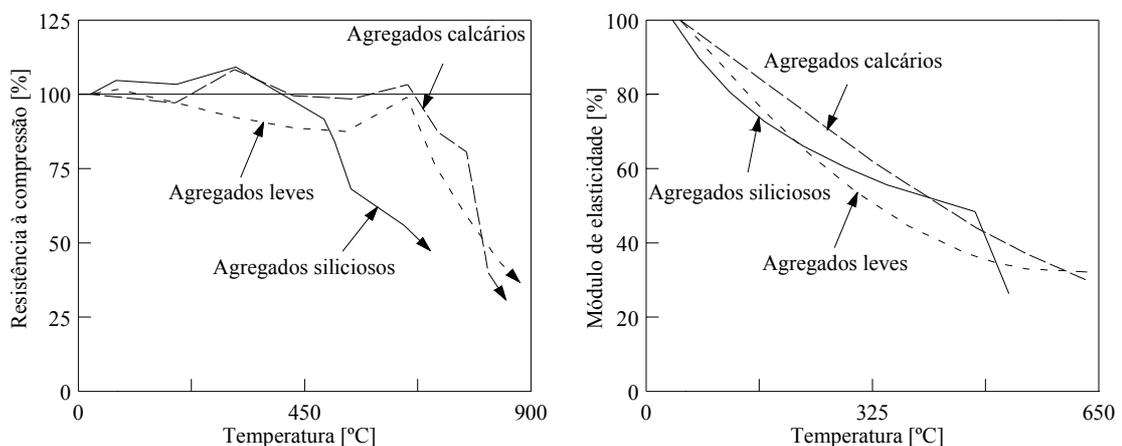


Figura 3.4 – Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade de betões com o aumento de temperatura (Bilow e Kamara, 2008)

Na Figura 3.5, são apresentados resultados de ensaios, para armaduras ordinárias e de pré-esforço, realizados pelos mesmos autores. Verifica-se, à semelhança do betão, mas de uma forma mais acentuada, a redução da capacidade resistente, bem como do módulo de elasticidade, com o aumento da temperatura. Observa-se também na Figura 3.5 que existe uma redução da resistência mais acentuada nas armaduras de pré-esforço comparativamente às armaduras ordinárias.

Segundo a Norma NP EN 1992-1-2 (2010), pode-se afirmar que as principais propriedades que afetam o comportamento das estruturas de betão armado ao fogo são: tipo de betão, tipo de agregado, teor de água do betão, recobrimento das armaduras, tipo de aço e tipo de elemento (viga, pilar, laje, entre outros). Huang (2010) refere que a resistência ao fogo de estruturas de betão armado depende de fatores como: cintagem dos elementos, existência de fibras, configuração das armaduras, forma dos elementos e níveis de carga.

A ação do fogo, em estruturas reforçadas com fibras de carbono, pode levar a que a rotura prevista para os Estados Limite Últimos ocorra não por flexão mas sim por corte (Liu *et al.*,

2009), isto é, com uma rotura frágil. Nestes elementos, devem-se adotar medidas especiais de segurança contra a ação do fogo.

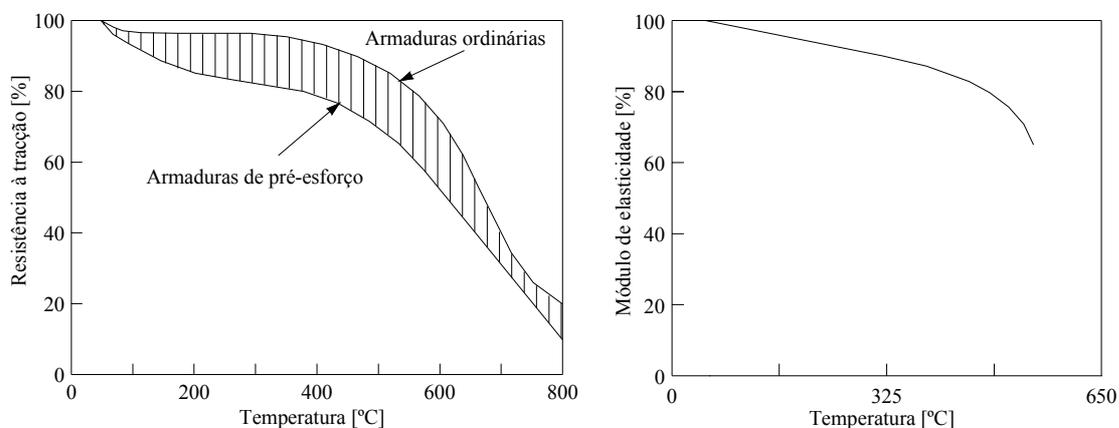


Figura 3.5 – Evolução da resistência à tração e do módulo de elasticidade de aços com o aumento de temperatura (Bilow e Kamara, 2008)

3.3 Causas químicas

3.3.1 Carbonatação

Segundo Papadakis *et al.* (1991), o fenómeno da carbonatação do betão é o principal fator de degradação de estruturas de betão armado. A reação química entre o dióxido de carbono, presente na atmosfera, com o hidróxido de cálcio do betão diminui acentuadamente a alta alcalinidade do betão, deixando de conferir proteção às armaduras, originando condições para o início da corrosão. Este fenómeno tem tendência a aumentar, nos centros urbanos, pois a disponibilidade de dióxido de carbono na atmosfera é cada vez maior e com tendência a aumentar. Segundo o autor, este fenómeno de deterioração resulta do processo físico-químico que percorre as seguintes sete fases:

- reações químicas que dão origem aos elementos que são afetados pela carbonatação;
- difusão, em fase gasosa, do dióxido de carbono atmosférico na estrutura porosa do betão;
- dissolução do hidróxido de cálcio sólido na água contida nos poros e respetiva difusão do hidróxido de cálcio em fase líquida pelos poros;
- dissolução do dióxido de carbono na água contida nos poros do betão e respetiva reação com o hidróxido de cálcio dissolvido;
- reação do dióxido de carbono com os outros constituintes carbonatáveis da pasta de cimento;
- redução do volume dos poros devido aos produtos sólidos da hidratação e carbonatação;

- condensação do vapor de água nas paredes da estrutura porosa em equilíbrio com a temperatura e humidade ambiente.

Este mecanismo de deterioração depende, em grande medida, da existência e disponibilidade de dióxido de carbono em fase gasosa para a reação. De modo a se compreender a importância deste fenómeno na atualidade, e o seu muito provável aumento para o futuro, é apresentado na Figura 3.6 um gráfico onde se pode constatar a evolução da concentração de dióxido de carbono na atmosfera bem como uma estimativa da sua evolução.

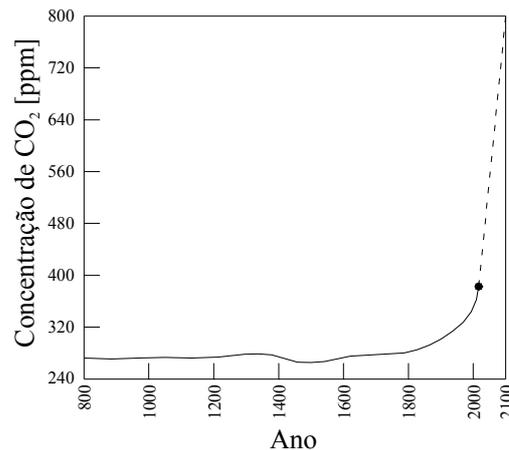


Figura 3.6 – Histórico e tendência da concentração de dióxido de carbono na atmosfera (Mehta, 2001)

O dimensionamento das estruturas deve ser realizado tendo em consideração o meio ambiente onde a estrutura está inserida, sendo que a previsão ao longo do tempo é difícil de realizar. Embora, na Figura 3.6, seja apresentada uma evolução global da concentração de dióxido de carbono, deve referir-se que este valor tem grande variabilidade dependendo do ambiente. Em Saetta e Vitaliani (2004), são apresentados valores para diferentes ambientes. Na Tabela 3.1, são apresentados alguns valores da concentração de CO₂ em diferentes ambientes propostos por Saetta e Vitaliani (2004).

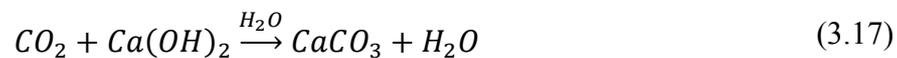
Tabela 3.1 – Concentração de CO₂ em diferentes ambientes (Saetta e Vitaliani, 2004)

Local	Concentração de CO ₂
Campo	0,015
Interior de cidade	0,036
Zona industrial	0,045
Estábulo bem ventilado	0,046
Estábulo	0,075
Escape de um automóvel	16,690
Respiração humana	3,620

De uma forma simplista, pode-se referir que o fenómeno da carbonatação resulta da reação do dióxido de carbono e dos produtos de hidratação do betão em ambientes húmidos. Esta reação está representada na equação (3.17). O carbonato de cálcio formado resulta de uma reação que possui três fases:

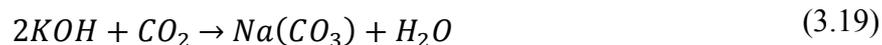
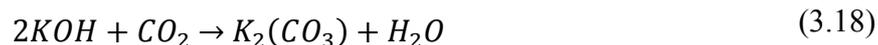
- o dióxido de carbono atmosférico penetra por difusão no betão;

- o dióxido de carbono torna-se reativo quando reage com as moléculas de água formando ácidos carbónicos;
- os ácidos carbónicos reagem com o hidróxido de cálcio do betão libertando água formando carbonato de cálcio.

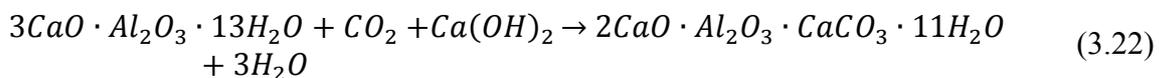
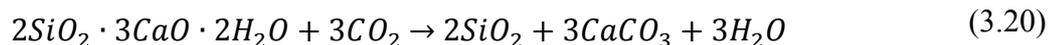


Os produtos resultantes desta reação são o carbonato de cálcio e a água, os quais reduzem a alcalinidade do betão, baixando o seu pH para valores inferiores a 9. Quando o betão atinge estes valores de pH, deixa de proteger as armaduras, não se conseguindo formar a película passivante (Adolf, 1968).

Segundo Coutinho (1998), para além da formação do carbonato de cálcio, pela reação representada na equação (3.17), existem também outras reações resultantes da carbonatação, que levam à diminuição da alcalinidade do betão. Estas reações estão representadas nas equações (3.18) e (3.19).



A formação do carbonato de cálcio devido à carbonatação do betão resulta também da reação do dióxido de carbono com os silicatos e aluminatos existentes no cimento. Estas reações estão representadas nas equações (3.20) a (3.22).



A carbonatação do cimento *Portland*, com a conseqüente formação de carbonato de cálcio, produz dois efeitos antagónicos. A formação do carbonato de cálcio aumenta a resistência do betão reduzindo a sua permeabilidade. Esta diminuição da permeabilidade vai tornando cada vez mais difícil o acesso do dióxido de carbono ao betão são, resultando numa menor velocidade de difusão ao longo do tempo. No entanto, a formação do carbonato de cálcio leva também à diminuição da alcalinidade do betão, com os efeitos referidos. Segundo Ferreira (2004), um outro efeito da carbonatação do betão é o aumento da retração.

Salta e Reis (1990) referem que o dióxido de carbono no betão, para além de reduzir o seu pH, contribui também para a decomposição dos cloroaluminatos formados no betão devido à ação dos cloretos. Esta reação provoca o aumento do teor de cloretos livres na solução

intersticial do betão. Quando os iões cloreto livres no betão atingem valores críticos, criam-se condições para a despassivação das armaduras.

Na Figura 3.7, é apresentada, de forma esquemática, a evolução da frente de carbonatação num elemento de betão armado. A difusão do dióxido de carbono atmosférico no betão leva a que este reaja com o hidróxido de cálcio formando o carbonato de cálcio com libertação de água. Esta reação provoca uma diminuição da alcalinidade do betão. Quando o valor do pH baixa para valores inferiores a 9, o betão deixa de ter capacidade de proteger as armaduras. Enquanto a frente de carbonatação não atinge as armaduras, estas continuam a estar protegidas por betão são. Com o avanço da frente de carbonatação, e quando esta atinge as armaduras, criam-se condições para o início da corrosão. A carbonatação em si não afeta diretamente as armaduras, já que apenas as deixa desprotegidas não formando o filme passivante sobre elas.

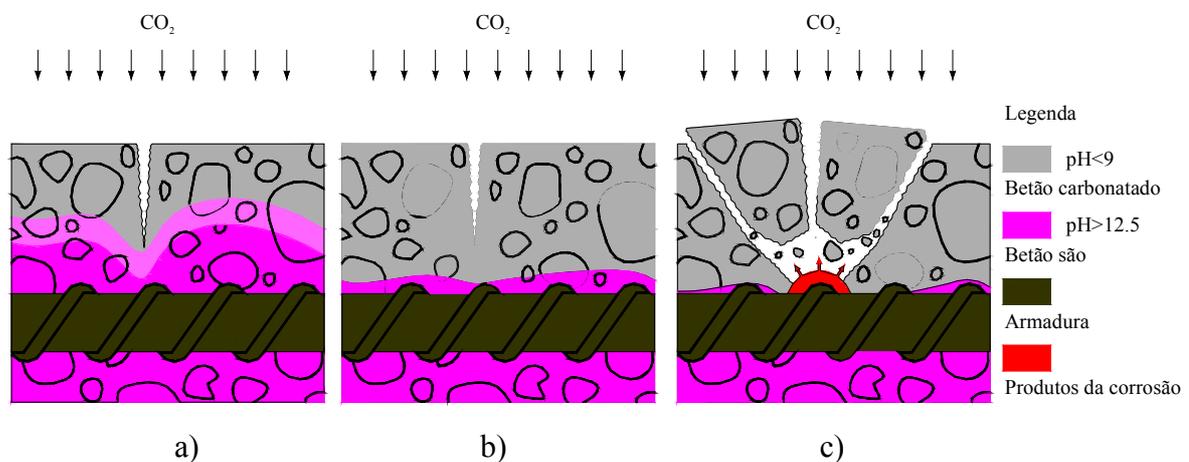


Figura 3.7 – Evolução da frente de carbonatação (Masy, 1996)

A taxa de evolução da carbonatação depende essencialmente da água de constituição do betão e da humidade relativa do meio envolvente. Os principais fatores que afetam este fenómeno são a concentração de dióxido de carbono na atmosfera, o tipo de cimento e a razão água / cimento do betão. Este fenómeno, que ocorre por difusão do dióxido de carbono atmosférico na massa de betão, é altamente influenciado pela razão água / cimento do betão, pois quanto maior for este rácio, maior será o teor de vazios existentes e a facilidade de penetração do dióxido de carbono.

A difusão de gases em regime estacionário pode ser modelada recorrendo à 1ª lei de Fick. Esta lei, apresentada na equação (3.23), permite quantificar o fluxo de partículas que atravessa um determinado elemento em função do seu coeficiente de difusão (Wedler, 2001).

$$J = -D \frac{\partial c}{\partial x} \quad (3.23)$$

Em que,

J – fluxo de iões [kg/m²s];

D – coeficiente de difusão do material [m²/s];

c – concentração de íons na solução [kg/m^3];

x – distância [m].

Seguidamente, para uma melhor perceção do fenómeno, são apresentadas as formulações de alguns modelos de previsão.

3.3.1.1 Modelos de previsão

Na bibliografia, pode-se encontrar diversas formulações para definir a taxa de carbonatação. Meyer (1987) define um método gráfico que permite estimar a profundidade da frente de carbonatação. O nomograma representado na Figura 3.8 indica a profundidade de carbonatação em função de três parâmetros: razão água / cimento, tipo de cimento e ambiente de exposição.

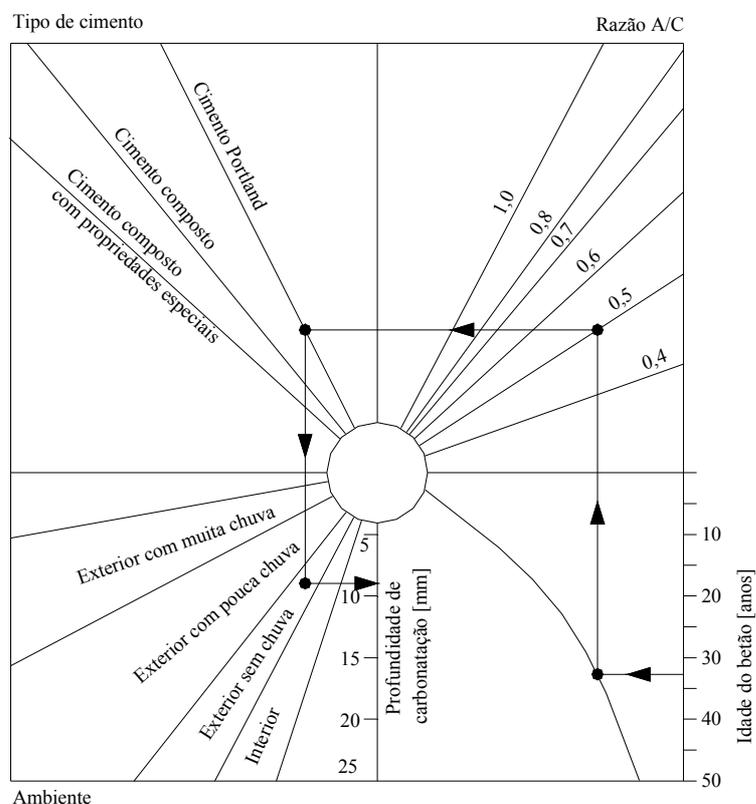


Figura 3.8 – Determinação da profundidade de carbonatação (Meyer, 1987)

Uma das mais utilizadas relaciona o avanço da frente de carbonatação com o tempo e uma constante que depende das características do betão (razão água / cimento, tipo de cimento, humidade relativa, entre outros). A taxa de carbonatação pode ser definida pela equação (3.24).

$$c = k \cdot \sqrt{t} \tag{3.24}$$

Em que,

c – profundidade de carbonatação;

k – constante;

t – tempo.

Este modelo permite, de forma simples, estimar a profundidade de carbonatação em função do tempo de exposição. Esta formulação, no entanto, não permite identificar, nem acompanhar, os parâmetros que influenciam esta evolução.

Na Especificação LNEC E-465 (2007), são apresentadas metodologias distintas para a quantificação dos efeitos da carbonatação. No documento, são referidos dois modelos para o cálculo do período de iniciação, que permitem definir as características mínimas de um betão, ao nível de projeto, de modo a estabelecer um tempo mínimo para que a frente de carbonatação atinja as armaduras, criando-se, desta forma, condições para que ocorra a corrosão das armaduras. Este método permite também, conhecendo as características do betão utilizado, a determinação da frente de carbonatação bem como a sua evolução.

Na Tabela 3.2, são apresentados os valores da humidade relativa com a correspondente taxa de molhagem para as diferentes classes de exposição XC².

Tabela 3.2 – Modelação da humidade relativa e do tempo de molhagem do betão nas classes de exposição XC (LNEC E-465, 2007)

Classe de exposição	Humidade relativa	TdM
XC1 (Seco / sempre húmido)	ambiente seco: 60%	0,05
	ambiente húmido: 100%	1,00
XC2 (Húmido / raramente seco)	90%	0,80
XC3 (Moderadamente húmido)	70%	0,10
XC4 (Ciclicamente húmido e seco)	região seca: 80%	0,18
	região húmida: 80%	0,24

Modelo para o cálculo do período de iniciação – carbonatação

Os modelos apresentados baseiam-se no facto de o principal fator que condiciona o transporte do CO₂ da atmosfera para junto das armaduras ser a sua concentração no ar atmosférico. A carbonatação do betão resulta da reação deste composto com o hidróxido de cálcio, da solução presente nos poros, formando o carbonato de cálcio, provocando a despassivação das armaduras quando as atinge. Os cálculos são apresentados para uma concentração de dióxido de carbono na atmosfera de $0,7 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3$. Como referido, e apresentado na Tabela 3.1, esta concentração pode ser consideravelmente distinta dependendo do local onde a estrutura está inserida. Seguidamente, são apresentados os modelos de previsão indicando-se quais os principais parâmetros envolvidos, bem como a formulação aplicada.

1º Modelo

Este modelo permite estimar a evolução da frente de carbonatação em função de diferentes parâmetros. A sua materialização é feita através da imposição de um determinado valor da resistência à carbonatação R_{65} para o betão com cura normalizada de modo a que a frente de carbonatação apenas atinja as armaduras após um período pré-definido (50 ou 100 anos).

² No Anexo 3A, são apresentadas as diferentes classes de exposição, bem como as medidas a tomar para cada fator de deterioração segundo a Especificação LNEC E-464.

Desta forma, impede-se que exista deterioração do filme passivante das armaduras impossibilitando a ocorrência da corrosão.

Este método baseia-se na 1ª lei de Fick e permite determinar a profundidade de carbonatação através da equação (3.25).

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot D \cdot \Delta_c}{a} \cdot t \cdot K} = \sqrt{\frac{2 \cdot D \cdot \Delta_c}{a} \cdot t \cdot \left[\sqrt{k_0 \cdot k_1 \cdot k_2} \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \right]} \quad (3.25)$$

O 1º termo desta equação, patenteado na equação (3.26), representa a lei de difusão de gases em estado estacionário. Neste caso, considerando estacionário o fluxo de CO₂, rege a evolução no tempo *t* [anos] da profundidade *X* [m] da frente de carbonatação.

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot D \cdot \Delta_c}{a} \cdot t} \quad (3.26)$$

Em que,

D – coeficiente de difusão do CO₂ através do betão carbonatado em equilíbrio com um ambiente de 65% de humidade relativa e a uma temperatura de 20 °C [m²/ano];

Δ_c – diferencial de concentração entre a frente de carbonatação e o exterior. Este método admite que todo o CO₂ é consumido na frente de carbonatação; utilizando a concentração de CO₂ admitida anteriormente, vem $\Delta_c = 0,7 \times 10^{-3}$ kg/m³;

a – quantidade de CO₂ que provoca a carbonatação dos componentes alcalinos contidos numa unidade de volume de betão; os valores assumidos por este parâmetro são função do tipo de cimento utilizado;

K – parâmetro que permite levar em consideração a cura do betão e as exposições ambientais diferentes de 65% de humidade relativa;

*k*₀ – assume o valor 3 quando as condições de ensaio são as definidas na Especificação LNEC E-391 (1993);

*k*₁ – fator que considera a humidade relativa (Tabela 3.3);

*k*₂ – fator que considera a influência da cura: assumindo o valor 1,0 quando a cura é normalizada e 0,25 quando a cofragem é de permeabilidade controlada e a cura é de três dias;

*t*₀ – período de referência (1 ano);

n – fator que permite considerar a influência da molhagem / secagem ao longo do tempo (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 – Valores dos parâmetros *k*₁ e *n*

	XC1	XC2	XC3	XC4
<i>k</i> ₁	1,00	0,20	0,77	0,41
<i>n</i>	0,000	0,183	0,020	0,085

A quantificação do parâmetro R_{C65} é feita admitindo que este pode ser medido pela razão entre a quantidade de CO_2 que provoca a carbonatação dos componentes alcalinos do betão contidos numa unidade de volume e o coeficiente de difusão do dióxido de carbono (3.27).

$$R_{C65} = \frac{a}{D} \quad (3.27)$$

Este parâmetro integra a difusibilidade do betão e o tipo e dosagem de cimento. Substituindo este parâmetro na equação (3.26), resulta que a profundidade de carbonatação se pode exprimir através da equação (3.28).

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot c \cdot t}{R_{C65}}} \quad (3.28)$$

A determinação, em laboratório, da resistência à carbonatação (R_{C65}) é feita segundo as indicações da Especificação LNEC E-391 (1993). Utiliza-se o tempo t_1 que é necessário para atingir no provete de ensaio um valor mensurável X_1 . De modo a se acelerar o ensaio e o conseqüente processo de carbonatação, utiliza-se uma concentração de CO_2 superior à existente no ar. Usualmente, a concentração de CO_2 utilizada é $c_{acel} = 90 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3$.

A equação (3.29) resulta da explicitação, na equação (3.28), do valor da resistência à carbonatação.

$$R_{C65} = \frac{2 \cdot c_{acel} \cdot t_1}{X_1^2} \quad (3.29)$$

Introduzindo na equação o valor de R_{C65} da equação (3.27) na equação (3.25) e substituindo o valor da concentração do CO_2 na mesma equação, a profundidade de carbonatação pode ser determinada pela equação (3.30).

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,0007 \cdot t}{R_{C65}}} \cdot \left[\sqrt{k_0 \cdot k_1 \cdot k_2} \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \right] \quad (3.30)$$

Explicitando em função de R_{C65} a equação (3.30), e impondo que o valor da profundidade de carbonatação seja igual ao recobrimento das armaduras³, define-se deste modo a resistência mínima à carbonatação a especificar no projeto de modo a que, no final do período de iniciação, a profundidade de carbonatação seja no máximo igual ao recobrimento R [mm].

$$R_{C65} = \frac{1,4 \cdot 10^3 \cdot t_i}{R^2} \cdot k_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^{2n} \quad (3.31)$$

Com este método, resultante da aplicação da equação (3.31), é possível definir as características que deverá possuir um determinado betão, em função de diversos parâmetros como: a vida útil pretendida, a classe de exposição, o tipo de cimento e o real recobrimento das armaduras. A Especificação LNEC E-465 (2007) apresenta valores para o cálculo do tempo de iniciação em função do tempo de vida útil pretendido para a estrutura considerando

³ Os valores de recobrimento mínimo para cada classe estrutural são apresentados no Anexo 3B.

para o valor do recobrimento os valores mínimos indicados em função das classes de exposição XC e das classes estruturais definidas na Norma EN 10080 (2005).

2º Modelo

Este modelo, definido na Especificação LNEC E-465 (2007), define o coeficiente máximo de permeabilidade ao ar (k_{60}) que o betão pode possuir de modo a que a frente de carbonatação atinja as armaduras apenas após o final da vida útil considerada para a estrutura.

Esta formulação é definida em função do tipo de cimento utilizado, da humidade relativa do meio ambiente, da classe de exposição e do recobrimento utilizado.

Dada a relação que existe entre o coeficiente de difusão e o coeficiente de permeabilidade ao ar no betão, foi estabelecida a equação (3.32), que permite prever a profundidade de carbonatação X [mm] ao fim de um determinado tempo t [anos].

$$X = \frac{a \cdot k^{0,4} \cdot t^p}{c^{0,5}} \cdot k_2 \quad (3.32)$$

Em que,

a – assume o valor de 150;

k – coeficiente de permeabilidade ao ar do betão de recobrimento [10^{-16} m^2] nas condições de humidade da exposição ambiental. Este valor está relacionado com o medido pelo método CEMBUREAU, descrito na Especificação LNEC E-392 (utilizando no entanto como fluido o oxigénio) com o provete em equilíbrio com $HR = 60\%$ aos 28 dias de idade, pela expressão (3.33).

$$k = m \cdot k_{60} \quad (3.33)$$

p – expoente que depende da humidade relativa do betão e da classe de exposição;

m – expoente que depende da humidade relativa do betão e da classe de exposição;

c – teor de óxido de cálcio da matriz de cimento hidratado do betão [kg/m^3], dependente do tipo de cimento utilizado e da classe de exposição.

A equação (3.34) resulta da redefinição da equação (3.32) de modo a que a frente de carbonatação só atinja as armaduras no final do período de iniciação (t_i).

$$k_{60} = \frac{R^{2,5} \cdot c^{1,25}}{(a \cdot k_2)^{2,5} \cdot t_i^{2,5 \cdot p} \cdot m} \quad (3.34)$$

Onde,

k_2 – fator que permite considerar a influência da cura, assumindo o valor 1 na cura normalizada, 0,5 quando a cofragem é de permeabilidade controlada e a cura de três dias.

Os valores de m , p e c estão representados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Valores dos parâmetros m, p e c para o cálculo de k_{60}

HR [%]	m	p	c [kg/m ³]		
			CEM I*	CEM II / III	CEM IV / V
60	1,000	0,51	460	350	230
65	0,737	0,50	460	350	230
70	0,534	0,48	460	350	230
75	0,382	0,45	470	358	235
80	0,256	0,42	485	365	240
85	0,184	0,37	510	388	253
90	0,117	0,32	535	410	65
95	0,057	0,25	570	430	285
100	0,000	0,19	615	470	310

* Aplicável também ao CEM II / A-L

3.3.2 Cloretos

A degradação das estruturas de betão armado devido à presença de cloretos numa fase inicial – fase em que a frente de degradação progride para o interior do betão em direção das armaduras – não provoca danos no betão. No entanto, quando atinge o teor crítico de concentração de cloretos junto das armaduras, dá-se o início da corrosão das mesmas.

O maior mecanismo de transporte de moléculas no betão é a água. No betão endurecido, esta pode estar presente em diferentes estados (Žemajtis, 1998):

- água capilar – a água existente nos poros capilares com cerca de 5 nm de diâmetro. Para poros capilares com diâmetros inferiores a 50 nm, a água é retida através da tensão capilar que se forma. Nos poros capilares com diâmetros superiores a 50 nm, a água existente é classificada como sendo água livre pois a sua remoção não afeta o volume de betão;
- água adsorvida – existe junto das superfícies sólidas mantendo a sua posição devido às forças de atração que se criam. A água adsorvida é perdida quando a humidade relativa baixa de 30%;
- água intramolecular – é uma camada de água mono-molecular que existe entre as camadas dos silicatos de cálcio hidratados. A remoção desta água é apenas possível, com uma secagem muito forte, impondo uma humidade relativa inferior a 11%;
- água combinada quimicamente – existe nos produtos de hidratação do betão, nos compostos que possuem hidratos e não se perde com a secagem.

Na Figura 3.9, é apresentado um esquema que representa o processo de corrosão do aço com presença de água, oxigénio e cloretos. Pode-se constatar que, embora os iões cloreto não façam parte dos produtos da corrosão, a sua presença atua como um catalisador que leva à alteração do potencial elétrico, disponibilizando iões para que se processe a eletrólise da água no cátodo e os produtos da corrosão, isto é, os iões ferrosos no ânodo. Por sua vez, a disponibilidade de eletrões num meio com átomos de oxigénio e de hidrogénio leva a que se formem os iões hidróxido. Os iões hidróxido formados são alcalinos agravando a diferença de potencial. A disponibilidade dos iões ferrosos, de iões hidróxido e de oxigénio dão origem aos diferentes produtos da corrosão (hidróxido de ferro, óxido de ferro, entre outros).

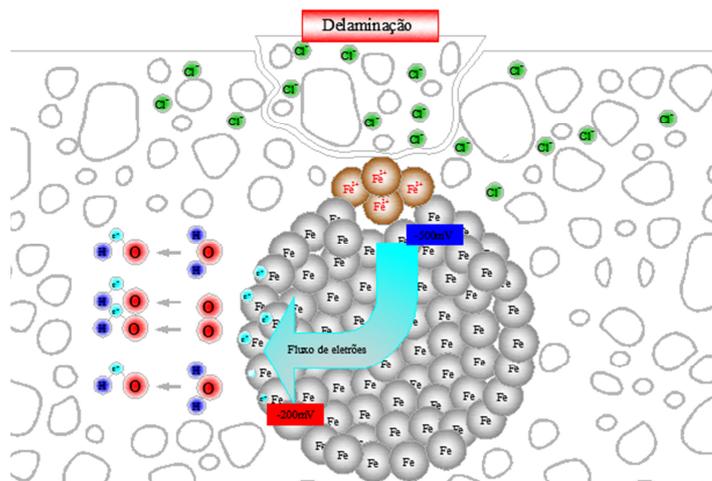


Figura 3.9 – Processo de corrosão
(www.cathodic.co.uk)

Fluxo de cloretos

O fluxo de cloretos no betão pode ser modelado utilizando a 2ª Lei de Fick, ou lei da difusão, apresentada na equação (3.35).

$$\frac{dC(x,t)}{dt} = D_c \cdot \frac{d^2C(x,t)}{dx^2} \quad (3.35)$$

Nesta equação, a concentração do ião cloreto, após o período de exposição t , à distância x da superfície, é representada por $C(x,t)$. O coeficiente de difusão é representado por D_c .

Em Ferreira (2004), é apresentado um desenvolvimento desta equação diferencial impondo como condições fronteira: $x = 0$ e $t = 0 \rightarrow C(x,t) = C_s$ e $x > 0$ e $t = 0 \rightarrow C(x,t) = C_0$, resultando na equação (3.36).

$$C(x,t) = C_0 + (C_s - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right] \quad (3.36)$$

Em que,

$C(x,t)$ – concentração do ião cloreto à distância x após um período t de exposição [kg/m^3];

C_0 – concentração inicial do ião cloreto no interior do betão [kg/m^3];

C_s – concentração do ião cloreto à superfície do betão [kg/m^3];

erf – função erro.

Vários autores apontam para que a variação do coeficiente de difusão ao longo do tempo dependa de alguns parâmetros, dos quais se destacam pela sua influência: condições de exposição, razão água/ligante, tipo de cimento e dosagem de cimento. Segundo Takewaka e Mastumoto (1988), a relação entre o coeficiente de difusão e o tempo pode ser modelada pela equação (3.37).

$$D(t) = D_0 \cdot \left(\frac{t}{t_0}\right)^\alpha \quad (3.37)$$

Onde,

$D(t)$ – coeficiente de difusão para a idade t ;

D_0 – coeficiente de difusão inicial;

t – idade;

t_0 – idade inicial de referência;

α – expoente relativo à evolução do coeficiente de difusão, que depende do tipo de material.

Substituindo a equação (3.37) na equação (3.36), obtém-se a equação (3.38) para a definição da difusão dos cloretos no betão ao longo do tempo:

$$C(x, t) = C_0 + (C_s - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \sqrt{D_0 \cdot \left(\frac{t}{t_0}\right)^\alpha \cdot t}} \right) \right] \quad (3.38)$$

O valor de $\operatorname{erf}(z)$ representa a área sob o diagrama da função normal padrão. Este conceito é apresentado na Figura 3.10.

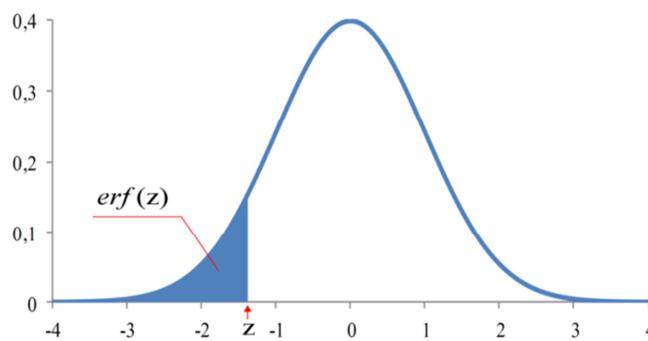


Figura 3.10 – Quantificação do valor de $\operatorname{erf}(z)$

Segundo Abramowitz e Stegun (1964), a função erro pode ser calculada recorrendo à equação (3.39).

$$\operatorname{erf}(x) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2(-1)^n}{\sqrt{\pi} \cdot (2n + 1)n!} \cdot x^{2n+1} \quad (3.39)$$

Na Figura 3.11, é apresentado o mecanismo de degradação proposto por Tuutti (1982). Verifica-se que, numa fase inicial, a degradação evolui com pouca intensidade, não danificando o betão enquanto a frente de penetração de cloretos avança. O final desta fase de iniciação, a que corresponde ao início da fase de propagação, é marcado pela chegada da frente de cloretos às armaduras dando início à corrosão. A corrosão das armaduras ocorre quando, no meio, existem condições que permitam o seu desenvolvimento, isto é, quando

estão disponíveis quer humidade e quer oxigénio. O produto da corrosão das armaduras, devido ao aumento de volume, faz com que se produzam tensões levando a fendilhações e a posteriores destacamentos de betão.

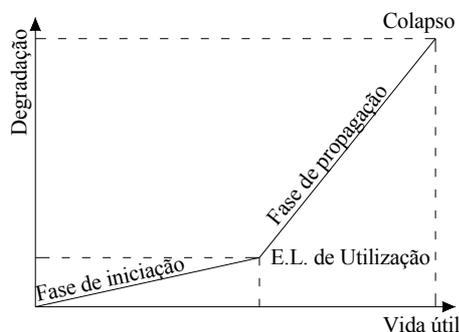


Figura 3.11 – Mecanismo de degradação devido à corrosão das armaduras (Tuutti, 1982)

A duração do período de iniciação depende da taxa de penetração dos cloretos no betão. Esta é função do meio ambiente onde está inserida a estrutura bem como das propriedades intrínsecas do betão Salta *et al.* (1997).

Na Figura 3.12, é apresentado um gráfico onde se pode constatar a relação entre os cloretos no betão, o nível de carbonatação e a corrosão resultante da existência de humidade. A Figura 3.12 permite avaliar o risco de corrosão em função da relação entre a concentração de cloretos e a humidade relativa.

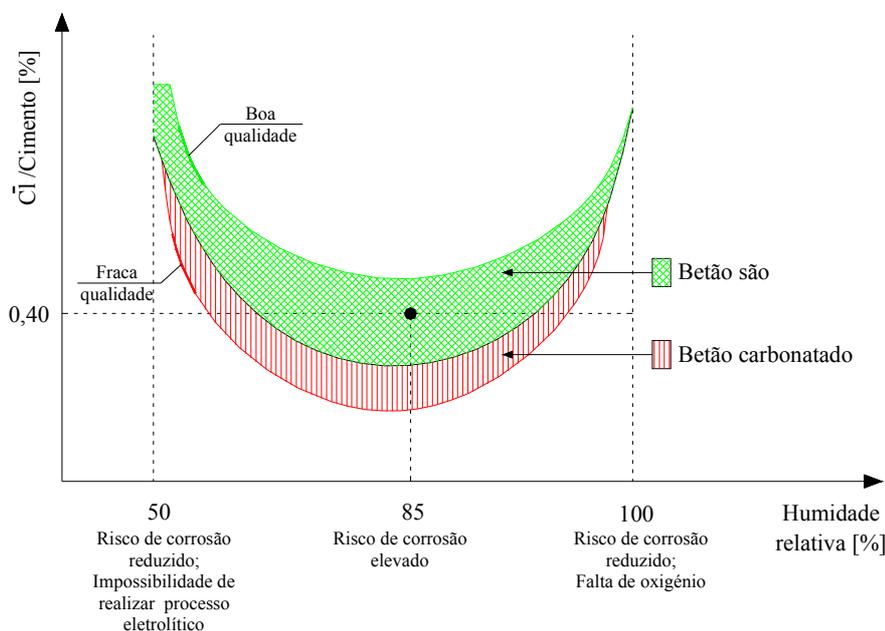


Figura 3.12 – Mecanismo de degradação devido à corrosão das armaduras (CEB, 1992)

À semelhança do fenómeno da carbonatação, a Especificação LNEC E-465 (2007) apresenta uma formulação que permite determinar o período de iniciação devido à ação dos cloretos. A formulação considera, para as diferentes classes de exposição XS, a humidade relativa e a correspondente taxa de molhagem apresentadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Modelação da humidade relativa e do tempo de molhagem do betão nas classes de exposição XS

Classe de exposição	Humidade relativa	TdM
XS1 (Ar com sais do mar)	80%	0,6
XS2 (Submersão permanente)	100%	1,0
XS3 (Zona de marés e de rebentação)	100%	1,0

Modelo para o cálculo do período de iniciação – cloretos

Nos materiais porosos, como o betão, a penetração dos agentes agressores, como os cloretos, ocorre usualmente devido a:

- convecção: quando o meio de transporte é a água;
- difusão: quando o meio de transporte é o ar;
- migração: quando resultam de um campo elétrico.

A penetração da água no betão pode realizar-se por sucção capilar ou por gradientes de pressão. Por sua vez, o vapor de água movimenta-se nos poros da massa de betão por difusão.

Na equação (3.40), é apresentada a equação que é a base de cálculo do período de iniciação da corrosão das armaduras sob a ação dos cloretos, usualmente denominada de 2ª lei de difusão de Fick.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (3.40)$$

A integração da equação (3.40) permite determinar a concentração de cloretos, a uma determinada profundidade após decorrido determinado tempo. Esta formulação é apresentada na equação (3.41).

$$C(x, t) = C_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \frac{X}{2\sqrt{D \cdot t}}\right) \quad (3.41)$$

Reorganizando esta equação, e considerando a substituição representada na equação (3.42), resulta a equação (3.43), que permite determinar a profundidade da frente de cloretos (X), bem como determinar o valor do coeficiente de difusão (D) através da equação (3.44).

$$\xi = \operatorname{erf}^{-1} \cdot \frac{C_s - C(x, t)}{C_s} \quad (3.42)$$

$$X = 2\xi \cdot \sqrt{D \cdot t} \quad (3.43)$$

$$D = \frac{X^2}{4t \cdot \xi^2} \quad (3.44)$$

Onde,

ξ – inversa da função erro;

D – definido em 3.3.2;

C(x, t) – definido em 3.3.2.

No cenário de a profundidade de penetração atingir as armaduras, isto é, $x = R$, sendo R o valor do recobrimento das armaduras, e da despasseivação das armaduras já se ter iniciado, e, independentemente da classe de exposição, com um tempo de exposição igual ao período de iniciação, resulta $t = t_i$ com $C(R, t_i) = C_R$;

Onde,

C_S – definido em 3.3.2;

erf – definido em 3.3.2.

Nas equações (3.42) a (3.44), admite-se que a concentração inicial de cloretos no betão é nula; quando na própria constituição do betão existirem cloretos, o valor dessa concentração deve ser subtraído às concentrações C_R e C_S .

Segundo Carlitz (1963), a inversa da função erro pode ser determinada recorrendo às equações (3.45) e (3.46).

$$erf^{-1}(z) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{c_k}{2k+1} \cdot \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} z \right)^{2k+1} \quad (3.45)$$

Onde $c_0 = 1$ e

$$c_k = \sum_{m=0}^{k-1} \frac{c_m \cdot c_{k-1-m}}{(m+1) \cdot (2m+1)} \quad (3.46)$$

Na Tabela 3.6, são apresentados os valores de C_R em função as diferentes razões água / cimento e das classes de exposição.

Tabela 3.6 – Concentração de cloretos, C_R (em % de massa do cimento)

Água / cimento	XS1; 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

A determinação da concentração de cloretos C_S à superfície de betão (em % de massa do cimento) é feita recorrendo à equação (3.47).

$$C_S = C_b \cdot k_{a/c} \cdot k_{vert} \cdot k_{hor} \cdot k_{temp} \quad (3.47)$$

Onde,

C_b – parâmetro que tem em consideração o teor de cloretos (21g/l) e a temperatura (16 ± 2)°C da água do mar em Portugal.

Os valores deste parâmetro são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Concentração de cloretos, C_b (em % de massa do cimento)

XS1	XS2	XS3
2,0	3,0	3,0

Os valores apresentados na Tabela 3.7 referem-se à água do mar; no caso da estrutura se localizar na foz de um rio, eles devem ser corrigidos pois a salinidade da água depende das marés e da distância a que estas atingem.

$k_{a/c}$ – parâmetro corretivo devido à razão água / cimento (a/c) que assume o valor de $2,5 \times (a/c)$;

a/c – razão água / cimento;

k_{temp} – fator corretivo relativo à temperatura do betão. Estes valores são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Valores de k_{temp}

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

Na Tabela 3.9, são apresentados os valores de k_{vert} e k_{hor} utilizados para o cálculo de C_S .

Tabela 3.9 – Valores de k_{vert} e k_{hor}

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

* Admitem-se variações lineares entre os limites de distância à linha da costa, em zona planas e relativamente baixas nos vales dos rios. Nos arquipélagos da Madeira e dos Açores, pode ser duplicada.

k_{vert} – fator corretivo relativo à profundidade;

k_{hor} – fator corretivo relativo à distância à linha de costa.

A diminuição do coeficiente de difusão, ao longo do tempo de exposição, é modelada recorrendo à equação (3.48).

$$D_a(t) = D_a(t_0) \cdot (t_0/t)^n = K_{D,c} \cdot K_{D,RH} \cdot K_{D,T} \cdot D_0 \cdot (t_0/t)^n \quad (3.48)$$

Onde,

$K_{D,c}$ – fator que tem em consideração a influência das condições de cura (Tabela 3.10);

$K_{D,RH}$ – fator que tem em conta a influência da humidade relativa do ambiente (Tabela 3.11);

$K_{D,T}$ – fator que tem em consideração a influência da temperatura (Tabela 3.12);

D_0 – coeficiente de difusão inicial [m^2/s], determinado em laboratório de acordo com a Especificação LNEC E-463 (2004), com o betão na idade de referência $t_0 = 28$ dias;

n – fator que tem em conta o decréscimo do coeficiente de difusão ao longo do tempo (Tabela 3.13).

Tabela 3.10 – Valores do parâmetro $K_{D,c}$

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

Tabela 3.11 – Valores do parâmetro $K_{D,RH}$

Classe de exposição	$K_{D,RH}$
XS1	0,4
XS2	1,0
XS3	1,0

Tabela 3.12 – Valores do parâmetro $K_{D,T}$

Temperatura do betão [°C]	$K_{D,T}$
30	1,50
25	1,20
20	1,00
15	0,80
10	0,75
0	0,40

Tabela 3.13 – Valores do parâmetro n

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

*Exceto cimentos tipo CEM II-W, II-T, II / B-L e II / B-LL

3.3.3 Reação álcalis – agregados

O betão foi historicamente considerado um material de elevada durabilidade, sendo que apenas na década de 1940 foram realizados e publicados, nos E.U.A., os primeiros trabalhos sobre a deterioração do betão por reações álcalis-agregados (ACI, 1998).

Este mecanismo, devido à complexidade das reações que estão envolvidas, ainda não é perfeitamente conhecido. Este facto leva a que seja muito difícil estimar o seu comportamento, bem como definir com exatidão as medidas para o seu controlo (Helmut *et al.*, 1993). No entanto, um dos fatores mais importantes que determina a reatividade de alguns agregados é a proporção de sílica reativa disponível na quantidade total do agregado. Reis e Silva (1997) referem que, em condições ambientais específicas, e para uma determinada quantidade de álcalis disponível, existe um teor mais desfavorável o qual produz uma expansão máxima. Esse teor é denominado de “teor péssimo”.

Na Figura 3.13, é apresentada a relação típica entre a percentagem de sílica reativa na massa total de um agregado e a expansão resultante. Pode-se constatar que as reações álcalis-sílica apenas provocam reações muito expansivas dentro de determinadas gamas de percentagem de sílica reativa na massa total. Para valores fora desse intervalo, as expansões assumem geralmente valores muito pequenos.

De forma a se compreender melhor o mecanismo de degradação nas reações álcalis-agregados, apresentam-se, de seguida, as principais reações químicas que dão origem aos compostos do betão endurecido resultantes da hidratação do cimento. Expõem-se as equações

químicas que dão origem aos seus principais constituintes, que são: silicato tricálcico, silicato bicálcico, aluminato tricálcico e aluminoferrato tetracálcico.

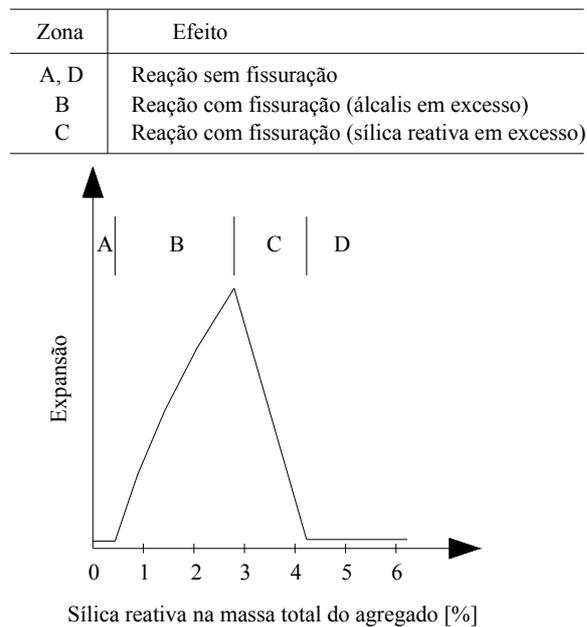
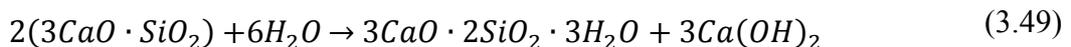


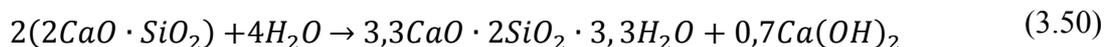
Figura 3.13 – Comportamento “péssimo” de um agregado (Reis e Silva, 1997)

De forma a se compreender melhor o mecanismo de degradação nas reações álcalis-agregados, apresentam-se, de seguida, as principais a reações químicas que dão origem aos compostos do betão endurecido resultantes da hidratação do cimento. São expostas as equações químicas que dão origem aos seus principais constituintes, que são: silicato tricálcico, silicato bicálcico, aluminato tricálcico e aluminoferrato tetracálcico.

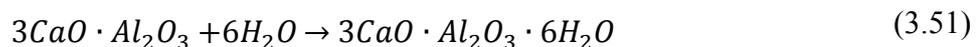
Na equação (3.49), está indicada a reação química que dá origem à formação do silicato de cálcio hidratado que é o principal responsável pela resistência do cimento endurecido.



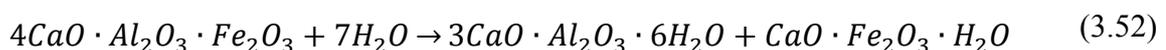
O silicato bicálcico, ao reagir com a água, liberta hidróxido de cálcio, transformando-se num outro silicato de cálcio hidratado. Esta reação química é apresentada na equação (3.50).



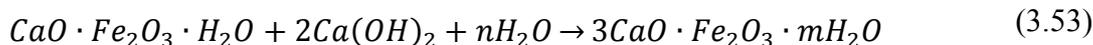
A equação (3.51) representa a criação do aluminato tricálcico hidratado que resulta de uma reação exotérmica do aluminato tricálcico com a água.



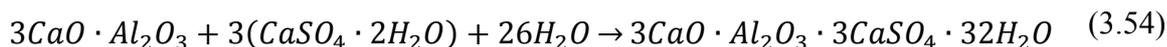
Os aluminoferratos cálcicos hidratados resultam da hidratação do aluminoferrato tetracálcico como se pode constatar pela equação (3.52).



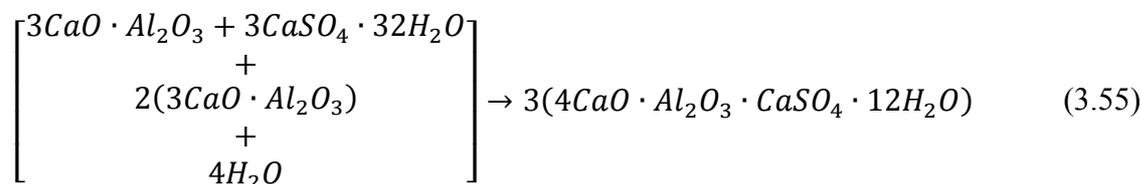
A reação destes com o hidróxido de cálcio forma o ferrato tricálcico, conforme representado na equação (3.53).



Na equação (3.54), é apresentada a reação que dá origem à formação do sulfoaluminato de cálcio hidratado (etringite) a qual resulta da reação do aluminato tricálcico com o sulfato de cálcio hidratado (gesso) na presença de água.



Na equação (3.55), é apresentada a equação química da reação que dá origem ao monosulfoaluminato cálcico através da reação entre o sulfoaluminato de cálcio hidratado com o aluminato tricálcico.



Pode-se afirmar que a maioria dos agregados utilizados no betão é quimicamente inerte. No entanto, verificou-se, ao longo dos anos, que alguns dos agregados utilizados reagem com os álcalis resultantes do cimento hidratado produzindo reações expansivas. O efeito das reações é distinto dependendo do tipo de exposição da estrutura. O documento Concrete Society (1987) classifica as estruturas que estão permanentemente em contacto com a água, ou em ambientes com elevada humidade, como sendo as mais vulneráveis, incluindo-se neste grupo as barragens e todas as estruturas de retenção de água.

Os álcalis que se encontram no betão têm, na sua maioria, origem no cimento utilizado, podendo no entanto também ter proveniência dos restantes constituintes ou das condições de exposição. Basicamente, o fornecimento de álcalis pode resultar de alguns minerais dos agregados, do contacto / utilização da água do mar na amassadura ou da utilização de produtos descongelantes. As formas mais correntes de ataque resultam da reação álcalis-sílica, da reação álcalis-carbonatos e da reação álcalis-silicatos (Fernandes, 2005).

A reação álcalis-sílica consiste na reação química entre os hidróxidos resultantes da hidratação do betão e os componentes de sílica reativa existente nos agregados, sendo essencialmente uma reação de dissolução. A reação entre estes componentes dá origem a um gel que absorve água e com isso expande provocando tensões internas podendo dar origem a fendilhação (Concrete Society, 1987).

A reação álcalis-carbonatos ocorre entre os iões de álcalis e alguns tipos de calcário dolomítico. Nesta reação, e ao contrário do que acontece com as reações álcalis-sílica, não há a formação de gel expansivo, sendo as expansões resultantes da absorção dos iões hidroxilo pelos minerais de argila (Concrete Society, 1987). As fissuras criadas permitem a circulação da água originando a expansão da argila que enfraquecem as ligações entre o ligante e os agregados. Esta reação, à semelhança do que acontece nas reações álcalis-sílica, provoca também fendilhação generalizada.

Na Figura 3.14, é apresentado um esquema onde se pode verificar quais os componentes necessários para que ocorra este tipo de reação (Wigum *et al.*, 2006).

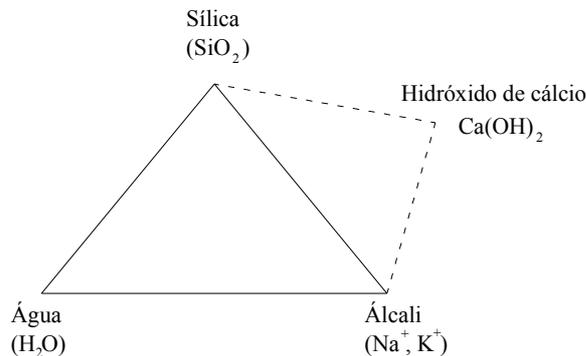


Figura 3.14 – Componentes necessários para as reações álcalis-sílica (Wigum *et al.*, 2006)

As reações álcalis-silicatos são menos frequentes do que as reações álcalis-sílica. Esta reação é acompanhada pela expansão dos silicatos existentes nos agregados através da absorção da água. Quando existem álcalis em excesso, esta reação pode ser acompanhada pela formação de um gel muito expansivo. Quando existe cálcio em excesso, forma-se um gel menos expansivo (Concrete Society, 1987).

Da consulta bibliográfica realizada, verifica-se que os maiores danos provocados em estruturas devidas a reações álcalis-agregados resultam das reações álcalis-sílica e é por esse motivo que seguidamente se apresentam os resultados de estudos focados neste tipo de reação.

Como referido, a reação álcalis-sílica resulta do ataque dos iões sódio, potássio e dos iões hidroxilo a alguns tipos de sílica. Para a ocorrência de reações álcalis-sílica, é necessário que estejam reunidas obrigatória e simultaneamente as seguintes condições (Concrete Society, 1987):

- humidade suficiente;
- elevado teor de sódio e potássio (álcalis);
- existência de sílica solúvel.

No entanto, existem ainda outros fatores que influenciam estas reações, tais como:

- tipo e dosagem de cimento;
- razão água / cimento;
- existência de adjuvantes e aditivos;
- granulometria e quantidades de agregados;
- condições de exposição;
- temperatura.

Este fenómeno ocorre principalmente devido à reação de alguns dos elementos do cimento, como o sódio e o potássio, com diversas formas de sílica presentes em alguns dos agregados que compõem o betão. Esta anomalia pode manifestar-se de diferentes formas desde quase não provocar qualquer dano a provocar a fendilhação global da estrutura.

Usualmente, a principal consequência deste ataque é a fendilhação generalizada na estrutura. Esta fendilhação é facilmente identificável pois geralmente a formação de fendas devidas à reação álcalis-agregado tem um aspeto muito particular, muito irregular, denominado na literatura como “*map cracking*”. Este tipo de fendilhação está ilustrado na Figura 3.15.



Figura 3.15 – Fendilhação devida às reações álcalis-agregado (FHWA, 2006a)

A composição do betão, o processo de fabrico, as condições atmosféricas e, no caso das operações de reparação, a forma como são realizadas são os aspetos principais que influenciam o desenvolvimento das reações (Nielsen, 2000). Segundo o autor, o desenvolvimento destas reações processa-se em três fases distintas, como ilustrado na Figura 3.16.

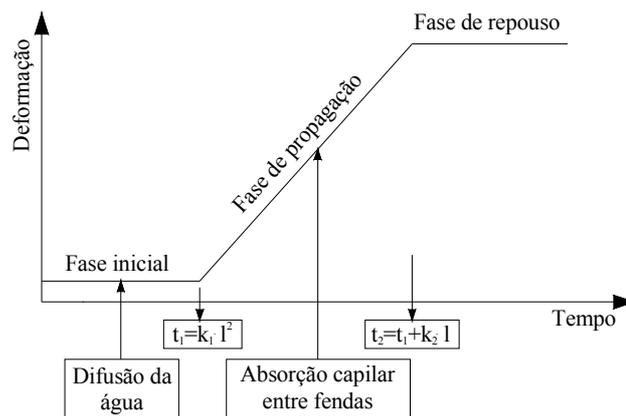


Figura 3.16 – Mecanismo de degradação devido às reações álcalis-agregado (Nielsen, 2000)

Na fase inicial, aquando da hidratação do betão, a reação entre os álcalis e os agregados forma um gel sólido que resulta da secagem do betão retirando a humidade da mistura. Quando a água penetra, por difusão, na estrutura provoca um aumento do volume do gel, provocando uma compressão generalizada do betão exterior colmatando assim as fendas. Quando a água acede ao interior do betão, provoca o aumento do volume de gel e a abertura de fendas no

exterior. O parâmetro k_1 , conjuntamente com o parâmetro l , definem o fim da fase inicial e o início da fase de propagação, as quais dependem do coeficiente de difusão e da dimensão do elemento.

Na fase de propagação, as reações estabelecem-se na estrutura a taxa constante. Este comportamento deve-se ao facto da estrutura se encontrar fendilhada, acedendo a água ao interior da peça pelos vasos capilares originados pelas fendas. Ao contrário do que acontece na fase inicial, nesta existe água disponível em todo o elemento. A progressão das reações depende agora do processo químico, do tipo de betão bem como das armaduras existentes. Este processo apenas terminará quando toda a estrutura se encontrar fendilhada.

O parâmetro k_2 , que define o fim da fase de propagação e o início da fase de repouso, depende dos seguintes fatores (Nielsen, 2000): tipo de ligante, processo de fabrico do betão, conceção estrutural, condições ambientais e, no caso em que foram alvo de reparações, a época em que se realizarem as mesmas em função do desenvolvimento das reações e o tipo de reparação realizada.

No período de repouso, já não se verificam expansões. Para estruturas muito robustas, este período poderá ocorrer passadas algumas décadas. Embora as reações continuem a desenvolver-se enquanto existir água para promover a diluição do gel, esta reação já não possui capacidade de provocar novas fendas.

A minimização dos efeitos deste mecanismo de degradação pode resultar de vários conjuntos de medidas. Segundo Shayan *et al.*, (2010), o principal método para a prevenção deste tipo de deterioração é através da escolha criteriosa dos agregados. Na Especificação LNEC E-461 (2007), são apresentadas várias medidas para a minimização dos efeitos das reações expansivas. A metodologia apresentada para as reações álcalis-sílica sustenta-se no facto de estas apenas ocorrerem quando existe em simultâneo: alcalinidade suficiente nos poros do betão, teor crítico de sílica reativa e água em quantidade suficiente (CR 1901, 1995). Estas medidas definem-se em função do risco e das categorias ambientais das estruturas.

3.3.4 Sulfatos

A degradação do betão por ataque dos sulfatos é um fenómeno conhecido desde o século XIX. A reação dos sulfatos com os componentes do cimento foi descrita pela primeira vez em 1887 por Candlot (LCPC, 2007) aquando da observação das argamassas dos fortes de Paris. A taxa de deterioração devida aos sulfatos depende em parte da taxa de difusão do transporte dos agentes agressivos (Ferraris *et al.*, 2006).

A resistência do betão aos sulfatos pode ser determinada recorrendo por exemplo à Especificação LNEC E-462 (2004).

Segundo o CEB (1992), a expansão devida a este tipo de ataque depende dos seguintes fatores:

- condições de exposição (quantidade de substâncias agressivas presentes para reação);
- acessibilidade (permeabilidade do betão);
- tipo de cimento (quantidade de substâncias reativas disponíveis);
- quantidade de água disponível.

Na Figura 3.17, está ilustrada a deterioração resultante deste tipo de ataque elementos de betão armado.



Figura 3.17 – Deterioração do betão devido ao ataque dos sulfatos

Este fenómeno, que provoca tensões de tração, pode levar à fissuração do betão e resulta das expansões originadas pelos compostos químicos que se formam pela reação dos sulfatos com elementos constituintes do betão. Estas reações podem também provocar a perda de adesão e de resistência do betão. O ataque por sulfatos resulta da reação química entre os aluminatos presentes no betão (aluminatos de cálcio hidratados do cimento ou alumina reativa dos agregados) e os iões sulfato. Os principais compostos que provocam as tensões de tração do betão são o sulfoaluminato de cálcio hidratado (denominado de etringite ou também de sais de Candlot), a taumasite e o gesso.

Os sulfatos necessários para que ocorra este tipo de degradação podem ser de origem interna do betão ou serem provenientes do meio envolvente, como por exemplo dos solos e da poluição.

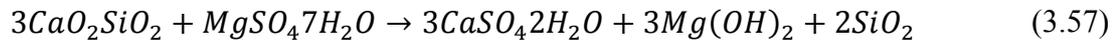
Segundo Coutinho (2001), todas as reações dos constituintes do betão com sulfatos levam à deterioração do betão. As principais reações resultam da reação do sulfato de cálcio, do sulfato de sódio e do sulfato de magnésio. Os danos no betão devidos ao ataque dos sulfatos resultam da descalcificação, enfraquecendo a matriz do ligante e dando origem à formação da etringite, a qual, devido à sua expansão, provoca tensões de tração e consequente fendilhação do betão (Amin *et al.*, 2008).

Em LCPC (2007), pode-se constatar que a formação de etringite pode ocorrer em três fases distintas. Numa fase inicial, quando o betão ainda não endureceu, a reação não é em princípio prejudicial ao betão. Numa fase secundária, quando o betão já endureceu, resulta do movimento de água dentro do betão podendo as fontes de sulfatos ser internas ou externas. Dado que esta formação secundária de etringite ocorre quando o betão já endureceu, existe o risco de desenvolvimento de fendilhações devido à expansão da etringite. Numa fase final, a médio-longo prazo, pode ocorrer a formação diferida de etringite nos elementos em que a cura foi realizada com temperaturas superiores a 65°.

Seguidamente, são apresentadas as principais reações químicas que estão relacionadas com a reação dos constituintes do betão com os sulfatos. A reação do hidróxido de cálcio livre com o sulfato de sódio dá origem à formação do gesso segundo a equação (3.56).



A formação da etringite resulta da reação entre o aluminato e o gesso. Ao nível da resistência do betão, o efeito da reação do sulfato de magnésio é mais gravoso do que o efeito das reações do sulfato de cálcio e sulfato de sódio (Park *et al.*, 1999). A reação do sulfato de magnésio decompõe os silicatos de cálcio hidratados, reagindo com os aluminatos e hidróxido de cálcio, segundo a equação (3.57).



A formação do gesso, resultante das reações de hidratação da pasta de cimento, é também expansiva provocando tensões que podem levar à fendilhação do betão (Tian e Cohen, 2000).

O ataque por sulfatos pode ocorrer devido a diferentes proveniências. Os ataques por sulfatos de origem interna podem surgir devido aos seguintes fatores: elevada temperatura do betão fresco, existência de sulfatos no agregado, excesso de gesso na pasta de cimento e variações de temperatura significativas (Fernandes, 2005). Outra forma de degradação do betão pode ter origem nos sulfatos de origem externa. Neste processo, os iões sulfato atacam os constituintes do cimento produzindo gesso e etringite. Estes sulfatos podem ser provenientes de várias origens de entre as quais se destacam: água do mar, chuva, solos, rochas ricas em sulfato de cálcio hidratado, poluição e fertilizantes (Fernandes, 2005).

A formação da etringite que ocorre nas primeiras horas, aquando da hidratação do cimento, verifica-se enquanto o betão ainda é um composto plástico não provocando expansões significativas. Esta formação de etringite deve-se à presença de sulfato de cálcio que é um elemento necessário para regular, e retardar, a presa que resulta da hidratação do aluminato tricálcico. A formação retardada, ou diferida, de etringite (após meses ou anos) decorre já com o betão endurecido com alguma idade provocando expansões heterogéneas que podem produzir fendilhações no betão.

A principal causa das expansões e anomalias no betão, devido às reações com os sulfatos, são devidas à formação da etringite (ACI, 1998). Segundo Collepardi (2003), nem todas as reações de expansão resultantes da formação de etringite têm efeitos prejudiciais ao betão. Esta característica, desde que controlada, pode ser utilizada para produzir betões de baixa retração por exemplo com a utilização de cimentos expansivos.

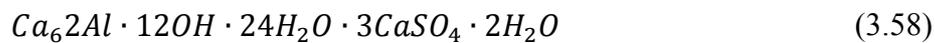
A formação diferida de etringite ocorre usualmente em situações muito específicas: cura com vapor, betonagem de grandes massas em estruturas de grande dimensão e a betonagem em época estival. Este tipo de reação, detetada pela primeira vez há menos de duas décadas, tem características distintas das clássicas reações com sulfatos.

Segundo Collepardi (2003), e como a reação de ataque por sulfatos apenas se desenvolve na presença de humidade, a forma de minorar os efeitos da deterioração é a utilização de betões de baixa permeabilidade.

Como referido, uma das causas de deterioração dos betões pode ser a formação da taumasite. Nesta reação, a formação da taumasite difere do ataque comum que forma gesso e etringite pois são os silicatos cálcicos hidratados que são atacados em vez dos aluminatos cálcicos hidratados (Coutinho, 1998).

Pinheiro-Alves *et al.* (2007) apresentam duas possibilidades para explicar o aparecimento da taumasite. A primeira defende que a taumasite aparece devido a uma evolução da etringite

através da transferência de íões $Al^{3+} \rightarrow Si^{4+}$ e com adição de CO_3^{2-} transformando a etringite representada na equação (3.58) em taumasite representada na equação (3.59).



Segundo os autores, a segunda possibilidade de formação de taumasite está dependente do fornecimento de uma maior quantidade de silicatos cálcicos hidratados em vez do conteúdo de aluminato tricálcico. Este tipo de reação é mais agressiva do que a primeira.

Para que seja possível haver formação de taumasite é necessário a disponibilidade de: íões sulfato e carbonato, silicatos cálcicos, ou silicatos cálcicos hidratados, e humidade. O ataque devido aos sulfatos, com a respetiva formação de taumasite, realiza-se em ambientes em que a alcalinidade do betão é baixa (Zhou *et al.*, 2006).

No caso das estruturas pré-fabricadas, podem-se tomar medidas para a minimização dos efeitos destas reações como o controlo da temperatura da cura (Brunetaud *et al.*, 2007), como a utilização de adições como por exemplo alguns tipos de cinzas volantes (Bonakdar e Mobasher, 2010) e pozolanas (Bellmann e Stark, 2007). As características do cimento utilizado (Shanahan e Zayed, 2007) e a razão água / cimento (Stock *et al.*, 2002) são fatores que têm grande influência neste tipo de reações. O controlo da dimensão dos agregados também pode influenciar o desenvolvimento das reações com os sulfatos (Santhanama *et al.*, 2003). A utilização de betões de alta qualidade reduz a propensão para as reações com os sulfatos (Hobbs e Taylor, 2000).

No que concerne às medidas de prevenção a tomar, a Norma NP EN 206-1 (2007) remete para a Especificação LNEC E-461 (2007). À semelhança do apresentado para as reações álcali-sílica, apresenta um leque de medidas a tomar em função da classificação dos níveis de proteção.

3.3.5 Água do mar

A ação da água do mar pode-se subdividir em duas componentes distintas: ações mecânicas das ondas nos elementos (erosão por abrasão) e ações que resultam das reações químicas dos constituintes da água do mar e os compostos do betão. Segundo RILEM (1985), para além destas, devem-se ainda considerar a alternância de ciclos de molhagem e secagem e de gelo-degelo.

O estudo do efeito da água do mar em elementos de betão armado parcialmente submersos, deve considerar diferentes zonas de exposição dos elementos (Mehta, 1991). Na Figura 3.18, estão representadas, de forma esquemática, as ações de degradação envolvidas na ação do mar em estruturas, bem como as diferentes zonas que se devem considerar para o estudo.

Como se pode verificar por observação da Figura 3.18, existem três zonas distintas de degradação em elementos localizados no mar: acima da preia-mar, a zona entre marés e a zona abaixo da baixa-mar. Devido a cada uma destas zonas estar submetida a ações consideravelmente distintas, são também diferenciados os efeitos da degradação.

A zona acima da preia-mar, embora não esteja submetida à ação mecânica das ondas, é uma região exposta à água devido aos salpicos das ondas. Nesta zona, exposta ao ar atmosférico,

ao vento, ao gelo / degelo e aos sais transportados pela ação do vento, produz-se deterioração significativa.

A zona entre marés é a zona mais afetada pela ação das águas, pois, para além dos efeitos químicos, semelhantes às zonas acima da preia-mar, existe também o efeito mecânico da ação das ondas.

A zona mais estável é a zona abaixo da baixa-mar, que está permanente submersa. Para além de não sofrer o impacte físico das marés, está também permanentemente saturada, impedindo que ocorram ações devido ao gelo / degelo, bem como a corrosão das armaduras pois não existe oxigénio livre para a reação de oxidação.

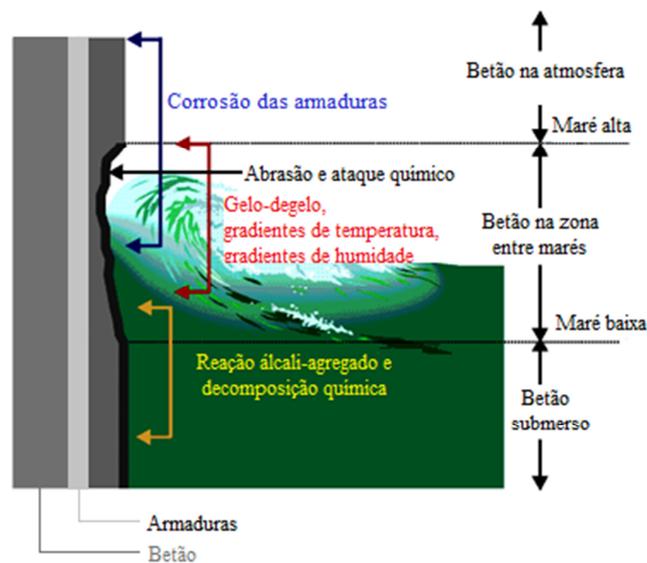


Figura 3.18 – Representação esquemática das diferentes zonas de deterioração (Malhorta, 2011)

Seguidamente, apresentam-se as reações mais significativas relacionadas com este fenómeno que resultam da reação dos compostos do betão com o dióxido de carbono, com os sais de magnésio e com os sulfatos (Mehta, 1980).

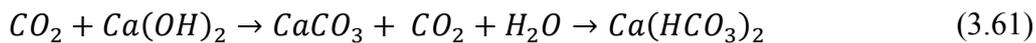
Reações com o dióxido de carbono

Na água do mar, cujo pH é por volta de 8, existe uma concentração reduzida de dióxido de carbono. No entanto, devido à grande quantidade de matéria orgânica, o teor de dióxido de carbono aumenta consideravelmente, reduzindo o pH da água para valores inferiores a 7, estabelecendo condições para a ocorrência das reações de carbonatação que produzem a deterioração do betão (Mangat, 1994).

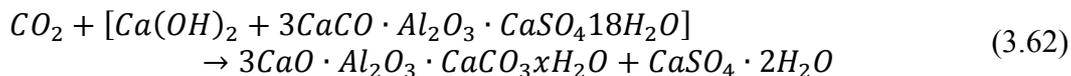
As equações (3.60) e (3.61) representam as reações do dióxido de carbono com os componentes do betão que dão origem à formação da aragonite (carbonato de cálcio).



Na equação (3.61), é apresentada a reação química do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono formando a aragonite que, por sua vez, ao reagir com a água e dióxido de carbono, dá origem ao bicarbonato de cálcio.



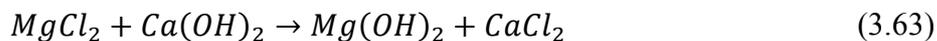
A equação (3.62) apresenta a equação da formação do gesso (sulfato de cálcio hidratado).



Os produtos resultantes das reações (3.60) a (3.62) o gesso e o bicarbonato de cálcio são solúveis na água, podendo ser dissolvidos e tornando o betão mais poroso e menos resistente.

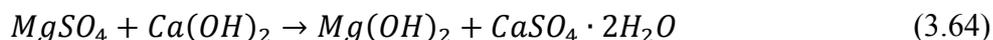
Reações com os sais de magnésio

Os sais de magnésio existentes na água do mar reagem com os componentes do betão enfraquecendo o mesmo. Na equação (3.63), é apresentada a equação química que dá origem à brucite, que resulta da combinação do cloreto de magnésio com o hidróxido de cálcio. A brucite é retirada do composto por dissolução podendo produzir perda de material e redução da capacidade resistente do betão.

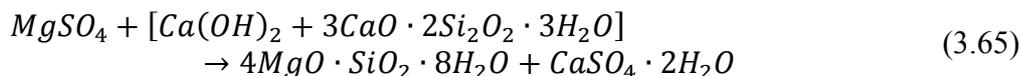


Reações com os sulfatos

Como referido, a reação dos componentes do betão com os sulfatos podem levar à deterioração do betão. Estas reações são explicadas nas equações (3.64) e (3.65). Na equação (3.64), é apresentada a reação que dá origem à formação do gesso e hidróxido de magnésio a partir da reação do hidróxido de cálcio com o sulfato de magnésio.



Na equação (3.65), é apresentada uma outra via para a formação de gesso, com formação simultânea de silicato de magnésio hidratado, que resulta da reação do sulfato de magnésio com o composto que resulta da reação entre o hidróxido de cálcio e o silicato de cálcio hidratado.



O gesso formado é depois dissolvido na água enfraquecendo o betão. A formação da etringite provoca, devido a ser um composto que aumenta de volume, tensões de tração que podem levar à fendilhação do betão. Segundo Mangat (1994), a presença de cloreto de sódio na água do mar é um fator que acelera a dissolução do gesso, bem como a dissolução do hidróxido de cálcio e de magnésio enfraquecendo o betão.

Segundo Haywood (1980), a temperatura da água do mar é um fator de significativa relevância nos mecanismos de degradação do betão devido ao efeito da água do mar. As altas temperaturas são um fator de aceleração do processo de deterioração devido essencialmente às maiores taxas de evaporação associadas levando a que o processo de secagem seja mais curto dando origem a maiores taxas de acumulação de sais na zona entre marés. Outro fator que influencia a deterioração do betão é a alternância molhagem / secagem que ocorre essencialmente na zona entre marés (Yigiter *et al.*, 2007).

As medidas de prevenção necessárias para a minoração dos efeitos da água do mar são, devido à sua natureza, semelhantes às utilizadas para a prevenção de estruturas de betão armado atacadas por sulfatos.

Segundo Ferreira (2004), a minoração dos efeitos da água do mar pode ser conseguida utilizando recobrimentos adequados (no mínimo de 50 a 75 mm), utilizando betões com um conteúdo mínimo de cimento de 350 kg/m^3 , em zonas acima das marés, e 300 kg/m^3 , em zonas localizadas abaixo das marés, ou através da utilização de betões com razões água / cimento inferiores a 0,40. Todas estas medidas devem ser acompanhadas de especiais cuidados na compactação e na qualidade da mão-de-obra, especialmente nas zonas das juntas de construção.

No documento elaborado por Burke (2000), são indicados os requisitos mínimos, para elementos de betão armado submetidos à água do mar e uma vida útil expectável de 50 ou 100 anos.

Quando o projeto visa uma vida útil de 50 anos, deve-se tomar as seguintes medidas (Burke, 2000):

- utilizar betões com a maior compacidade possível;
- utilizar betões ricos em cimento (350 a 450 kg/m^3);
- evitar grandes gradientes térmicos no endurecimento no betão, de modo a reduzir o risco de fissuração;
- utilizar recobrimentos adequados;
- aplicar betões resistentes aos sulfatos, conjuntamente com agregados não reativos;
- controlo e minimização da presença de cloretos na mistura de betão;
- utilizar introdutores de ar, de modo a aumentar a resistência ao congelamento;
- utilizar mão-de-obra especializada;
- ter em consideração os efeitos da temperatura ambiente, na preparação dos procedimentos para a betonagem e cura;
- utilizar medidas de proteção adicionais para evitar as corrosão, como por exemplo o revestimento das armaduras ordinárias por resina epóxida.

Quando o projeto visa atingir uma vida útil igual ou superior a 100 anos, deve-se utilizar as seguintes medidas adicionais (Burke, 2000):

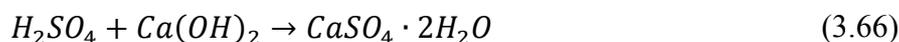
- utilizar elementos prefabricados;
- substituir parcialmente o cimento com a utilização de cinzas volantes;
- substituir as armaduras ordinárias correntes por armaduras de aço inoxidável ou por fibras sintéticas;

- utilizar agregados leves de alta qualidade devidamente graduados.

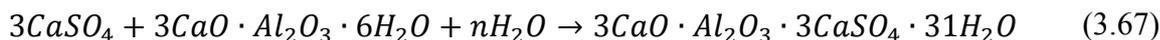
3.3.6 Ácidos

O ataque ácido do betão resulta usualmente da reação entre estes agentes e os constituintes do betão, levando principalmente à lixiviação dos compostos resultantes, degradando gradualmente a resistência do betão (Jana e Lewis, 2005). Esta degradação dá-se usualmente devido à reação dos ácidos com o hidróxido de cálcio (Kawai *et al.*, 2005). Os ácidos que produzem reações mais nefastas para o betão podem ser classificados usualmente em dois grupos distintos: ácidos minerais ou inorgânicos e ácidos orgânicos. Do grupo dos ácidos orgânicos fazem parte por exemplo o ácido sulfúrico e o nítrico; o ácido láctico e o fórmico são exemplos de ácidos orgânicos (ACI, 2001).

Na equação (3.66), é apresentada a formação do sulfato de cálcio hidratado (gesso) que resulta da reação do ácido sulfúrico com o hidróxido de cálcio.



A reação do sulfato de cálcio com os aluminatos do cimento provoca a formação do sulfoaluminato de cálcio (etringite), conforme demonstrado na equação (3.67).



No betão, e por este ser um composto altamente alcalino, a reação dos ácidos é neutralizada. A reação e os mecanismos de degradação não conseguem progredir sem que haja uma destruição efetiva do material que ficou para trás da frente de ataque.

Segundo Pavlik (1994), a profundidade de penetração é proporcional à raiz quadrada do tempo de exposição. Este valor pode ser determinado segundo a equação (3.68).

$$y = \sqrt{\frac{t}{b}} \quad (3.68)$$

Em que,

y – profundidade de penetração [mm];

t – tempo de exposição à solução ácida [anos];

b – constante [mm/ano].

Este tipo de reação, devido à particularidade dos agentes agressores, não é frequente em pontes. Por esse motivo, não se irá apresentar uma análise detalhada dos fenómenos envolvidos pois a sua contabilização não é relevante para o comportamento deste tipo de estruturas.

Deve, no entanto, referir-se que, segundo o *American Concrete Institute*, não existe nenhum betão de cimento *Portland* que seja muito resistente ao ataque por ácidos. A melhor forma de proteção do betão a este tipo de ataque é através da utilização de revestimentos que impeçam o ácido de entrar em contacto com o betão (ACI, 1996).

3.4 Causas biológicas

Segundo Ferreira (2000), o ataque biológico deve-se principalmente ao contacto do betão com as águas residuais que, através da atividade metabólica de várias espécies de bactérias e fungos, levam à deterioração do betão. Como é evidente, este tipo de deterioração não é significativo nas pontes, motivo pelo qual também não será aqui detalhado.

3.5 Causas eletroquímicas

A corrosão das armaduras é basicamente um fenómeno eletroquímico, no qual o ferro é transformado em óxido de ferro, material que é muito mais volumoso do que o ferro que lhe dá origem.

O betão, devido principalmente às reações de hidratação do silicato de cálcio presente na pasta de cimento, é um compósito altamente alcalino com um pH por volta de 13. O ambiente alcalino do betão produz um filme de óxido de ferro, o qual proporciona proteção às armaduras através da sua passivação. Este efeito leva a que a maioria das estruturas de betão armado esteja protegida relativamente à corrosão.

As principais causas da deterioração do filme de proteção das armaduras no betão armado são a carbonatação do betão e as elevadas concentrações dos cloretos. Estes fatores dependem, entre outros, das condições ambientais onde está inserida a estrutura e também da qualidade do betão (Fraczek, 1987).

A corrosão pode ocorrer nas estruturas em que o betão não consegue impedir a penetração dos agentes agressivos, quando a estrutura não foi concebida de forma adequada para o ambiente onde está inserida, quando a agressividade do ambiente é alterada ou devido a alterações das condições que ocorrem durante o ciclo de vida de estrutura (ACI, 2001b). No entanto, e segundo os mesmos autores, existem outros fatores que potenciam o desenvolvimento de corrosão:

- heterogeneidade entre o betão e as armaduras;
- pH da solução intersticial do betão;
- carbonatação do cimento Portland;
- fendilhação dos elementos;
- correntes elétricas parasitas;
- efeitos galvânicos devido ao contacto com metais distintos.

Para que a reação eletroquímica ocorra, sem que exista uma fonte exterior de eletrões, têm que existir reações em duas zonas distintas. Este fenómeno de deterioração está associado a zonas de potencial elétrico negativo (ânodo) e zonas de potencial elétrico positivo (cátodo), sendo que a troca de iões é potenciada pela humidade do betão que atua como eletrólito. A diferença de potencial existente origina um fluxo permanente de eletrões. A zona despassivada das armaduras comporta-se como o polo anódico e a armadura, que deve ter acesso ao oxigénio, age como sendo uma zona catódica (ACI, 2001b). A classificação do mecanismo é usualmente feita em dois tipos. Quando os polos estão muito afastados,

classifica-se as células de reação como sendo macrocélulas, quando ocorre o oposto designam-se de microcélulas.

No caso das microcélulas, quer o ânodo quer o cátodo, ambos muito próximos, estão localizados no mesmo varão de armadura. A corrosão resultante deste tipo de reação é generalizada ao longo de todo o varão. Este tipo de corrosão resulta usualmente do ataque da carbonatação ou então da existência de elevados teores de cloretos (Jaggi *et al.*, 2001).

As macrocélulas podem formar-se, por exemplo, em varões alternados de uma determinada malha ou entre malhas de armaduras superiores e inferiores de um determinado elemento. Este ataque ocorre usualmente devido à penetração localizada de cloretos levando também a uma corrosão muito localizada. Na Figura 3.19, é apresentada o efeito da corrosão localizada num varão com 20 mm de diâmetro que perdeu cerca 30% da secção.



Figura 3.19 – Corrosão localizada (Jaggi *et al.*, 2001)

Segundo Virmani e Clemeña (1998), a formação de macrocélulas em tabuleiros de betão armado é bastante usual devido ao maior teor de cloretos e humidade nas armaduras superiores relativamente às armaduras inferiores.

Na Figura 3.20, ilustra-se com uma representação esquemática os tipos de corrosão que podem ocorrer. Quando o betão está carbonatado deixa de conferir proteção às armaduras, resultando em corrosão generalizada na zona afetada. A corrosão localizada pode resultar da ação dos cloretos ou de fissuras que ocorrem devido ao estado de tensão dos materiais.

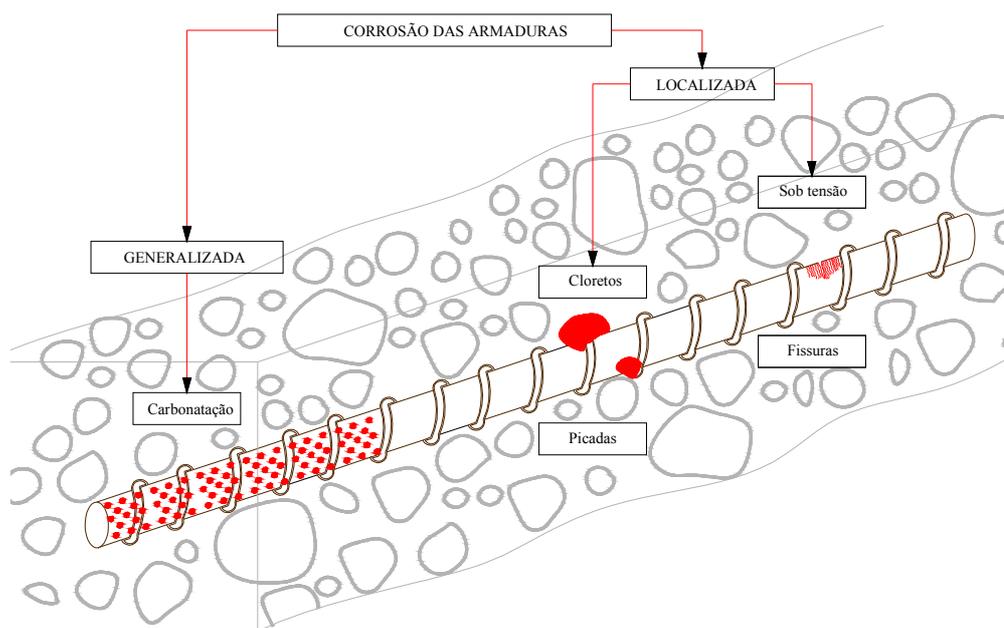


Figura 3.20 – Tipos de corrosão das armaduras (Salta, 2004)

Para evitar a corrosão das armaduras, pode-se apontar o recobrimento das armaduras e a permeabilidade do betão como os parâmetros condicionantes no comportamento do betão.

Um dos principais fatores de proteção das armaduras é a qualidade e espessura do seu recobrimento (Salta, 1990). Na Figura 3.21, é apresentada, de uma forma esquemática, uma relação entre a profundidade de penetração de cloretos e carbonatação e o tempo de exposição.

De modo a evitar as condições que proporcionem a corrosão das armaduras, pode-se constatar da análise da Figura 3.21 que, quanto maior for a vida útil da estrutura, maior deverá ser o recobrimento adotado.

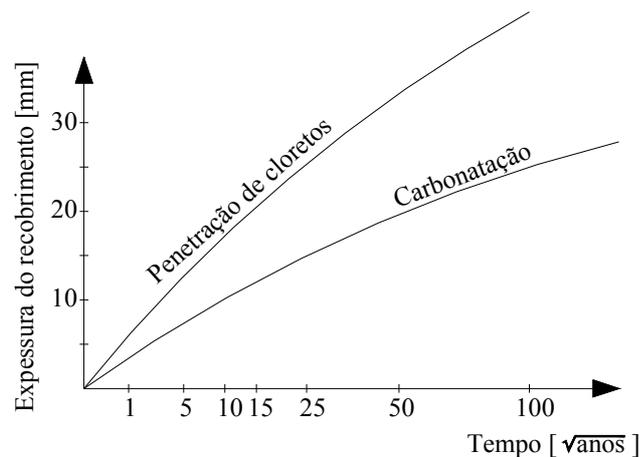


Figura 3.21 – Influência da espessura do recobrimento (Salta, 1990)

A permeabilidade do betão é um parâmetro que depende essencialmente dos seguintes fatores: razão água / cimento, cura, compactação, tipo e dosagem de cimento e a utilização ou não de adjuvantes.

Segundo Salta (1990), constata-se que a utilização de adições como pozolanas naturais, escórias de alto-forno, cinzas volantes ou sílica de fumo torna o betão mais sensível à cura. Isto deve-se a estas adições, quando a cura é adequada, provocarem uma redução da velocidade de hidratação e uma diminuição da permeabilidade do betão. Quando a cura é má, verifica-se um grande aumento da permeabilidade do betão, tornando-a mesmo superior à de betões de cimento Portland com iguais condições de cura.

O mecanismo de deterioração resulta do fornecimento de eletrões, por parte do ferro, que advém da oxidação na zona do ânodo e das reações de redução que ocorrem na zona do cátodo.

Existe numerosa bibliografia onde se podem encontrar estudos sobre a influência destes parâmetros. Apresenta-se, na Figura 3.22, um gráfico que ilustra a evolução da permeabilidade em função da cura e do tipo de cimento utilizado.

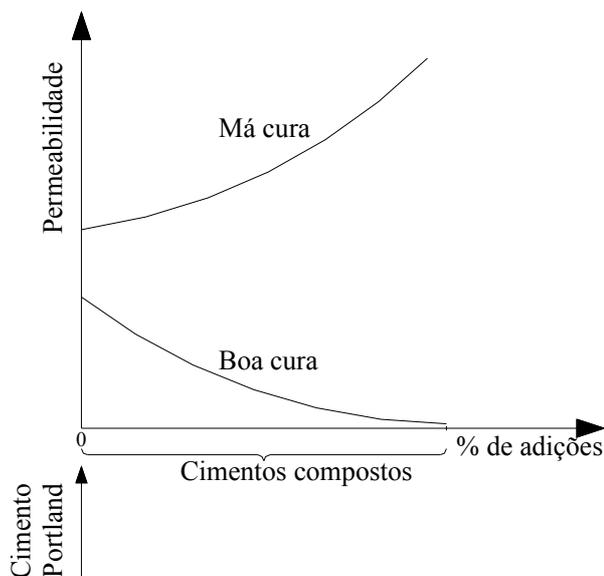


Figura 3.22 – Influência da cura e do tipo de cimento na permeabilidade (Salta, 1990)

Seguidamente, e para uma melhor compreensão do mecanismo da corrosão, apresentam-se as reações químicas desenvolvidas.

De uma forma sintética, as reações que ocorrem resultam da dissolução do ferro, que se verifica no ânodo, libertando, nesse processo, dois eletrões. Esta reação está representada na equação (3.69).

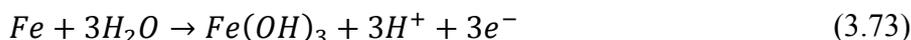


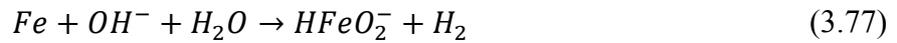
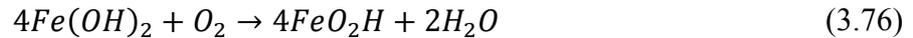
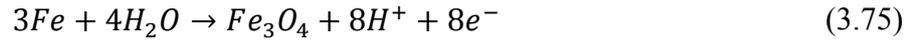
Os eletrões libertados, em contacto com a armadura que atua como condutor elétrico, deslocam-se para o cátodo, reagindo depois com a água e o oxigénio e dando origem aos iões hidróxido. Os iões hidróxido formados são alcalinos reforçando a proteção das armaduras nesta zona e aumentando dessa forma a diferença de potencial. As equações (3.70) e (3.71) representam as reações de redução que ocorrem na zona catódica.



Devido ao transporte pelo eletrólito dos iões hidróxido do cátodo para o ânodo, dá-se no primeiro a formação dos produtos da corrosão.

As equações (3.72) a (3.77) representam as reações que ocorrem na zona do ânodo onde surgem os produtos da corrosão que têm um volume muito superior ao aço que lhe dá origem.





Este processo de corrosão está representado de forma esquemática na Figura 3.23 onde se pode observar a troca de elétrons e de íons hidróxido entre o cátodo e o ânodo.

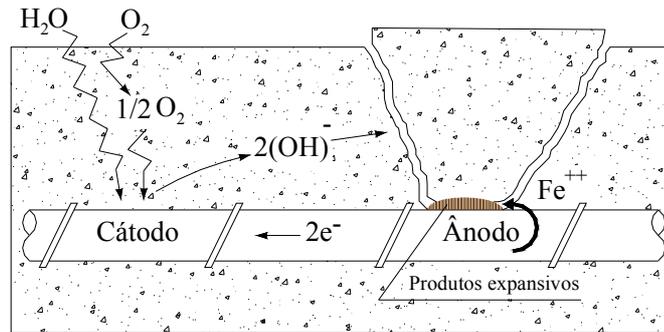


Figura 3.23 – Processo catódico e anódico (Coutinho, 1998)

Nas zonas anódicas, desenvolvem-se várias reações secundárias que resultam em produtos de corrosão. A formação destes compostos resultantes vem acompanhada de uma significativa variação volumétrica, o que leva ao destacamento do betão. Na Figura 3.24 está representado, de forma esquemática, o aumento de volume que resulta da formação de cada um deles relativamente ao elemento base que é o ferro. Verifica-se que os compostos hidróxido ferroso $Fe(OH)_2$, o hidróxido de ferro $Fe(OH)_3$, e o óxido de ferro (ferrugem) $FeO_3 \cdot 3H_2O$ são os que aumentam mais de volume, podendo a formação do composto óxido de ferro levar a aumentos de volume superiores a 600%.

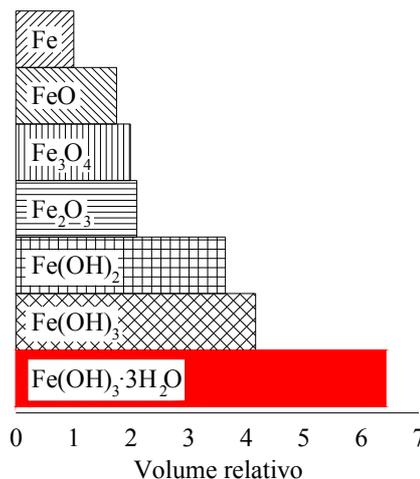


Figura 3.24 – Volume relativo dos produtos de corrosão relativamente ao ferro (Mansfeld, 1981)

As reações de corrosão, no ânodo e no cátodo, ocorrem em situações específicas as quais dependem da disponibilidade de oxigénio e o pH na pasta de cimento na vizinhança do aço. De

modo a se compreender interligação entre os diferentes componentes na Figura 3.25, é apresentado o diagrama de Pourbaix onde se pode observar quais as zonas, em função do pH e do potencial eletroquímico⁴ da envolvente, onde os compostos referidos nas equações (3.72) a (3.77) são termodinamicamente estáveis (ACI, 2001b). Dado que o equilíbrio eletroquímico é função da temperatura ambiente, é apenas aqui ilustrado o diagrama simplificado para uma temperatura ambiente de 25 °C.

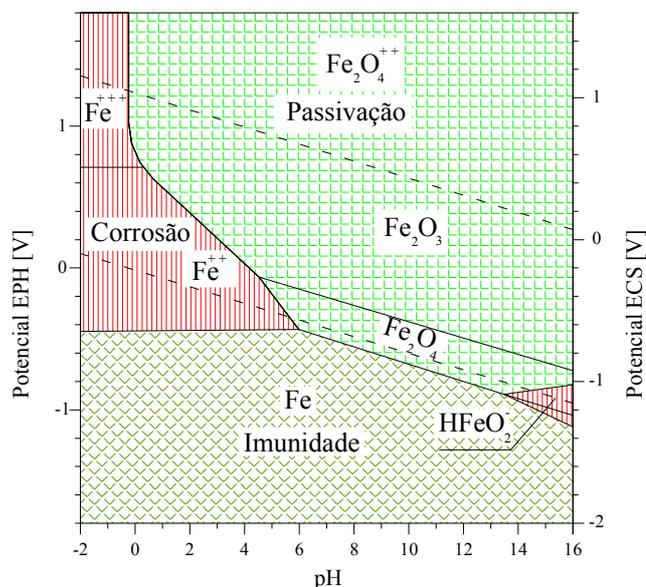


Figura 3.25 – Diagrama simplificado potencial eletroquímico vs. pH (Pourbaix, 1974)

Para que a reação (3.70) ocorra, é necessário que o potencial elétrico se situe na zona inferior à linha tracejada superior do diagrama de Pourbaix.

A redução do hidrogénio representada na equação (3.71) apenas pode ocorrer para potenciais elétricos inferiores à linha tracejada inferior.

Na generalidade, e assumindo que todos os fatores que influem nas reações eletroquímicas se mantêm constantes, quanto maior for a disponibilidade de oxigénio, mais positivo se tornará o potencial eletroquímico.

O pH da solução intersticial do betão são está dentro do intervalo de 13 a 13,5, implicando que as reações (3.69) e (3.72) sejam principalmente reações anódicas. Na ausência de outros fatores, os óxidos de ferro Fe_2O_3 e Fe_3O_4 , ou os hidróxidos resultantes destes compostos, criam no aço uma película protetora.

Um dos efeitos resultantes da ação da carbonatação e das reações pozolânicas é a diminuição do pH da solução intersticial do betão. No caso de o pH baixar, o equilíbrio eletroquímico é

⁴ O potencial eletroquímico mede a facilidade de transferência de elétrons entre um metal e seu ambiente, neste caso, entre o aço e a solução aquosa que se encontra nos poros do betão. Esta propriedade está relacionada com o comportamento da interface aço / betão. Dada a impossibilidade de se registar o valor absoluto do potencial elétrico, o processo de medição consiste no registo da diferença de potencial entre o aço e um eletrodo de referência. Este eletrodo pode ser constituído por um eletrodo padrão de hidrogénio (EPH), um eletrodo de calomelano saturado (ECS) ou um eletrodo Cu/CuSO₄ (cobre / sulfato de cobre). Esta medida, quando ocorre num sistema livre de corrosão, é comumente denominada de potencial de corrosão.

alterado, deixando os óxidos de ferro de fornecer a proteção à corrosão, tornando-se possível a dissolução. No entanto, mesmo que estejam reunidas as condições de oxigénio e humidade, se a alcalinidade do betão se mantiver, não ocorrerá corrosão. Nos casos extremos, não existem condições para o desenvolvimento da corrosão. Nos ambientes muito secos, a resistividade elétrica do betão é muito elevada impedindo a deslocação dos iões hidróxido e impossibilitando o processo de corrosão. Nos ambientes saturados, em que os poros estão preenchidos com água, torna-se irrealizável a difusão de oxigénio livre estando desta forma impedida a ocorrência de corrosão.

O risco de corrosão em estruturas de betão armado depende do teor de cloretos no betão. Na bibliografia, verifica-se que, para alguns autores, o risco de corrosão apenas começa a ser significativo para valores do teor de cloretos superiores a 1% do peso de cimento. Na Figura 3.26, é apresentado, para pontes do Reino Unido, um gráfico da evolução do risco de corrosão em função do teor de cloretos no betão determinado por Vassie (1984).

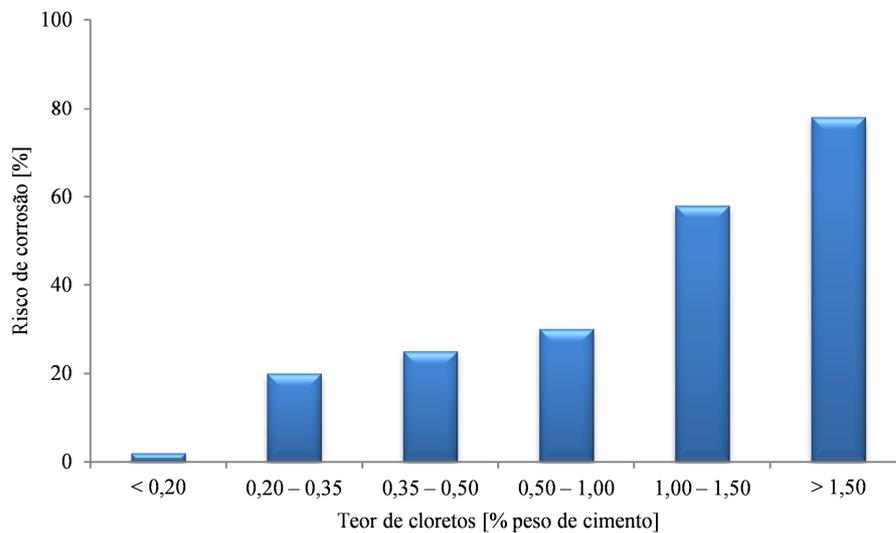


Figura 3.26 – Risco de corrosão em função do teor de cloretos (Vassie, 1984)

3.6 Cálculo das propriedades de desempenho do betão relacionadas com a corrosão das armaduras

Segundo a Especificação LNEC E-465 (2007), a definição dos valores das propriedades do betão, a especificar no projeto de estruturas de betão armado, deve ser realizada depois de se definir o seguinte conjunto de propriedades:

- tempo de vida útil pretendido, t_g , para a estrutura definido de acordo com a NP EN 1990 (2009); estes valores são apresentados na Tabela 3.14;
- classe de fiabilidade.

Tabela 3.14 – Valores indicativos do tempo de vida útil de projeto

Categoria do tempo de vida útil de projeto	Valor indicativo de vida útil de projeto [anos]	Exemplos
1	10	estruturas provisórias*
2	10 a 25	componentes estruturais substituíveis, por exemplo: vigas-carril e apoios
3	15 a 30	estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

(*) As estruturas, ou componentes estruturais, que podem ser desmontados, tendo em vista a sua reutilização, não deverão ser considerados como provisórios.

Segundo a NP EN 1990 (2009) os níveis de fiabilidade, relativos à segurança estrutural ou à utilização, podem ser obtidos através de adequadas combinações das seguintes medidas:

- a)** medidas de prevenção e de proteção (por exemplo, instalação de barreiras de segurança, medidas ativas e passivas de proteção contra incêndios, proteção contra riscos de corrosão, tal como pintura ou proteção catódica);
- b)** medidas relacionadas com os cálculos:
 - valores representativos das ações;
 - escolha dos coeficientes parciais;
- c)** medidas relacionadas com a gestão da qualidade;
- d)** medidas destinadas a reduzir erros de projeto, de construção da estrutura e erros humanos grosseiros;
- e)** outras medidas relacionadas com as seguintes questões de projeto:
 - requisitos gerais;
 - grau de robustez (integridade estrutural);
 - durabilidade, incluindo a escolha do tempo de vida útil de projeto;
 - extensão e a qualidade das prospeções preliminares dos solos e as possíveis influências ambientais;
 - rigor dos modelos mecânicos utilizados;
 - disposições construtivas;
- f)** execução eficiente, por exemplo em conformidade com as normas referidas nas EN 1991 a EN 1999;
- g)** inspeção e manutenção adequadas, de acordo com os procedimentos especificados na documentação do projeto.

A NP EN 1990 (2009) especifica, no seu Anexo B, três classes de consequência. Estas classes estão representadas na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Classes de consequência

Classes de consequência	Descrição	Exemplos de edifícios e de obras de engenharia civil
CC3	consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes	bancadas, edifícios públicos em que as consequências de colapso são elevadas (por exemplo uma sala de concertos)
CC2	consequência média em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais medianamente importantes	edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos em que as consequências do colapso são médias (por exemplo, edifício de escritórios)
CC1	consequência baixa em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis	edifícios agrícolas normalmente não ocupados permanentemente por pessoas (por exemplo, armazéns e estufas)

A mesma Norma faz corresponder às classes de consequência *CC1*, *CC2* e *CC3* as classes de fiabilidade *RC1*, *RC2* e *RC3*, respetivamente. A cada índice de fiabilidade faz corresponder uma probabilidade de rotura.

Segundo a NP EN 1990 (2009), a probabilidade de rotura, P_f , pode ser determinada em função do índice de fiabilidade β , utilizando a equação (3.78).

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.78)$$

Em que,

Φ – área do diagrama da distribuição normal padrão no intervalo $[-\infty; -\beta]$;

Na equação (3.79), é apresentada a formulação que permite definir o diagrama da distribuição normal.

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (3.79)$$

Em que,

μ – média da distribuição;

σ – desvio-padrão da distribuição.

A distribuição normal padrão é uma distribuição normal que possui média nula e variância unitária ($\sigma^2 = 1$). Impondo essas condições na equação (3.79), resulta a equação (3.80) que representa a equação da distribuição normal padrão.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}x^2} \quad (3.80)$$

Logo, a probabilidade de rotura pode ser determinada recorrendo à equação (3.81).

$$P_f = \Phi(-\beta) = \int_{-\infty}^{-\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}x^2} \quad (3.81)$$

Esta quantificação está representada na Figura 3.27. A probabilidade de rotura representa a área sombreada da Figura 3.27.

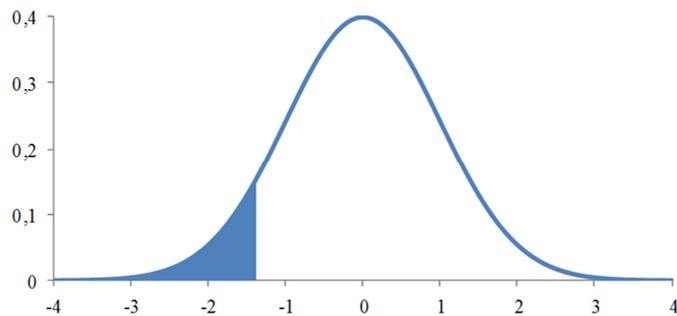


Figura 3.27 – Quantificação da probabilidade de rotura

A Figura 3.28 representa a curva de distribuição cumulativa da curva normal padrão, a qual permite uma fácil leitura da relação entre o índice de fiabilidade e a probabilidade de rotura. Sendo o valor 0 (zero) o ponto intermédio da distribuição, isso obriga a que a probabilidade de rotura seja 50%.

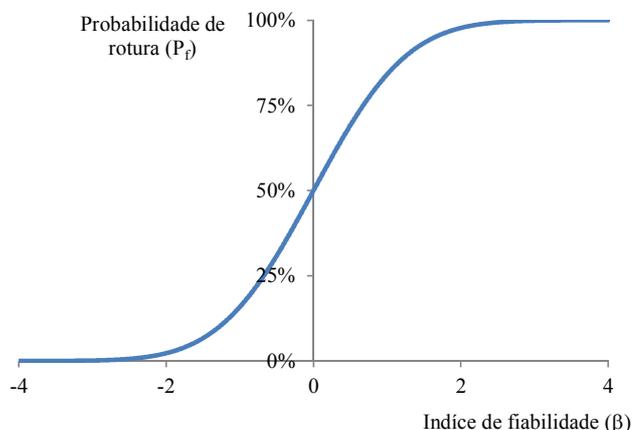


Figura 3.28 – Distribuição cumulativa da curva normal padrão

A título de exemplo, apresentam-se, na Tabela 3.16, alguns valores que resultam da aplicação da expressão (3.81).

Tabela 3.16 – Valores do índice de fiabilidade vs. probabilidade de rotura

β	5,61	5,20	4,75	4,26	3,72	3,09	2,32	1,28	0,00
Prob. [%]	0,000001	0,00001	0,0001	0,001	0,01	0,1	1	10	50

Da análise da Tabela 3.16, verifica-se que a diminuição do índice de fiabilidade provoca o aumento da probabilidade de rotura. Uma estrutura com índice de fiabilidade 0 (zero) tem uma probabilidade de rotura de 50%, pois corresponde a exatamente metade da área do diagrama da distribuição normal padrão.

Na Tabela 3.17, são apresentados os valores do índice de fiabilidade e da correspondente probabilidade de rotura para as classes de fiabilidade indicadas na Norma NP EN 1990 (2009).

Tabela 3.17 – Índices de fiabilidade mínimos (β)

Classes de fiabilidade	RC3	RC2	RC1
β	2,0	1,5	1,2
Probabilidade [%]	2,3	6,7	12

A metodologia geral adotada na Especificação LNEC E-465 (2007) procura garantir, para cada estado limite bem como para a vida útil pretendida, que:

- a resistência da estrutura relativamente às ações ambientais seja superior à ação ambiental. Esta condição é apresentada na equação (3.82).

$$R_s(t_g) - S(t_g) > 0 \quad (3.82)$$

Em que,

$R_s(t_g)$ – resistência da estrutura face às ações ambientais;

$S(t_g)$ – ação ambiental.

- a vida útil, determinada recorrendo ao modelo de desempenho, seja superior à vida útil pretendida. Esta condição está materializada na equação (3.83).

$$t_L - t_g > 0 \quad (3.83)$$

Onde,

t_L – vida útil;

t_g – vida útil pretendida.

A Especificação LNEC E-465 (2007) baseia a sua metodologia de cálculo recorrendo ao conceito que representado na equação (3.83). Desta forma, a estimativa das propriedades de desempenho é realizada recorrendo a um fator de segurança da vida útil (γ).

As propriedades de desempenho, para a vida útil de cálculo (t_d), são determinadas de forma determinística recorrendo à equação (3.84).

$$t_d = \gamma \cdot t_g \quad (3.84)$$

Os valores do fator de segurança para a vida útil são apresentados na Tabela 3.18.

Tabela 3.18 – Fator de segurança da vida útil – γ

Classes de fiabilidade	Fator γ para o Estado Limite de Utilização
RC3	2,8
RC2	2,3
RC1	2,0

O fator γ é determinado recorrendo a uma abordagem probabilística. Este valor é calculado recorrendo à equação (3.85).

$$\gamma = e^{\left[\beta \cdot \sqrt{\ln(1-v^2)} + \frac{1}{2}(1-v^2)\right]} \quad (3.85)$$

O parâmetro v é determinado aplicando a expressão (3.86).

$$v = \frac{\sigma(t_L)}{\mu(t_L)} \quad (3.86)$$

A Especificação LNEC E-465 (2007) admite que a função t_L tem uma distribuição lognormal $[\mu(t_L), \sigma(t_L)]$. O valor considerado nesta Especificação para v é de 0,5.

Deve, no entanto, referir-se que o conceito de vida útil, considerado na Especificação LNEC E-465 (2007), tem apenas em consideração a deterioração do material betão e aço ignorando a possível obsolescência social, funcional ou económica.

3.6.1 Modelo para o cálculo do período de propagação

O modelo apresentado, em função da intensidade de corrente eletroquímica, estima o período de propagação t_p mínimo de modo a maximizar o período de iniciação permitindo prever as propriedades de desempenho do betão relacionadas com este período.

Este modelo recorre à lei de Faraday representada na equação (3.87).

$$x = 0,0115 \cdot I_{corr} \cdot t_p \quad (3.87)$$

Esta equação permite determinar a redução de raio x [mm] provocada pela intensidade da corrente de corrosão I_{corr} [$\mu A/cm^2$] durante o tempo de propagação da corrosão t_p [anos].

Segundo a Especificação LNEC E-465 (2007), a constante 0,0115 permite transformar I_{corr} numa taxa de corrosão x/t_p das armaduras $x/t_p = 11,5 \cdot I_{corr}$ que é frequentemente designada na literatura por taxa de corrosão.

O cálculo recorre à expressão experimental que estima a redução do raio, x , o qual provoca a iniciação da fissuração, apresentada na equação (3.88).

$$x = 10^{-3} \cdot \left(74,5 + 7,3 \cdot \frac{R}{\phi_0} - 17,4 \cdot f_{cd} \right) \quad (3.88)$$

Em que,

R – recobrimento em [mm];

ϕ_0 – diâmetro inicial reduzido das armaduras passivas [mm];

f_{cd} – resistência à compressão diametral do betão [MPa]; com o valor de 2,0 e 2,5 para betões para as classes de exposição XC e 3,0 e 4,0 nos betões para os cloretos.

Dado que a carbonatação e os cloretos têm influência distinta na forma como a corrosão se desenvolve, a redução de secção é definida em função de um parâmetro α que assume o valor 2, para corrosão uniforme provocada pela carbonatação e 10 para corrosão por picadas devido aos cloretos.

A redução de diâmetro das armaduras pode ser determinada por aplicação da equação (3.89).

$$\phi_0 - \phi = \alpha \cdot x \quad (3.89)$$

Com,

ϕ – diâmetro das armaduras passivas;

α – coeficiente que modela o tipo de corrosão.

Esta equação pode-se explicitar em função do raio dos varões bastando para isso dividir por 2 o coeficiente α . Esta formulação é apresentada na equação (3.90).

$$r_0 - r = \frac{\alpha}{2} \cdot x \quad (3.90)$$

Com,

r_0 – raio inicial reduzido das armaduras passivas;

r – raio das armaduras passivas;

A redução do raio pode escrever-se da forma apresentada na equação (3.91).

$$x = \frac{r_0 - r}{\frac{\alpha}{2}} = \frac{k \cdot \frac{r_0}{100}}{\frac{\alpha}{2}} \quad (3.91)$$

Em que,

k – redução relativa do raio das armaduras a que corresponde o início a fissuração do betão [%].

A equação (3.92) resulta da substituição da equação (3.91) na equação (3.87).

$$k \cdot \frac{r_0}{100} = 0,0115 \cdot \left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot I_{corr} \cdot t_p \quad (3.92)$$

A equação (3.93) resulta da explicitação da equação (3.92) em função do tempo de propagação t_p .

$$t_p = \frac{k \cdot \phi_0}{1,15 \cdot \alpha \cdot I_{corr}} \quad (3.93)$$

O tempo de propagação t_p , como se pode verificar na equação (3.93), é função do nível de intensidade de corrente de corrosão I_{corr} . Segundo a Especificação LNEC E-465 (2007), esta pode ser classificada em quatro níveis. Esta classificação depende da intensidade de corrente de corrosão como está apresentado na Tabela 3.19.

Tabela 3.19 – Níveis de corrosão

Intensidade de corrente de corrosão [$\mu A/cm^2$]	Nível de corrosão
< 0,1	desprezável
0,1 – 0,5	baixo
0,5 – 1,0	moderado
> 1,0	elevado

A Especificação LNEC E-465 (2007) indica que nos betões a relação entre a intensidade da corrente de corrosão e a humidade relativa exhibe um valor crítico para $HR = 75\%$, abaixo do qual a intensidade tem valores inferiores a $0,1 \mu A/cm^2$, crescendo para valores superiores a $1 \mu A/cm^2$ até cerca de 90% da humidade relativa, voltando a baixar, para valores inferiores a $0,1 \mu A/cm^2$, em ambientes saturados ($HR = 100\%$). Assim, os valores da Tabela 3.2 e o facto de a ação dos cloretos ($\alpha = 10$) ser mais gravosa do que a ação da carbonatação ($\alpha = 2$) resultam na classificação referida na Tabela 3.20.

Tabela 3.20 – Classes de exposição e níveis de corrosão das armaduras

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

Reescrevendo a equação (3.88), em função da redução relativa do raio das armaduras que inicia a fissuração do betão (k), resulta na equação (3.94).

$$k = \frac{0,1 \cdot \left(74,5 + 7,3 \cdot \frac{R}{\phi_0} - 17,4 \cdot f_{cd} \right)}{\frac{\phi_0}{2}} \quad (3.94)$$

A primeira linha de proteção da corrosão reside na qualidade do betão. Quanto maior for a qualidade do betão, maior será a proteção fornecida pelo mesmo. Segundo Kepler *et al.* (2000), os métodos de proteção para a prevenção da ocorrência de corrosão em armaduras de betão armado podem-se agrupar, quanto ao modo de atuação, em quatro grupos:

- utilização de armaduras de reforço alternativas e alterações ao nível do projeto de lajes que incluem armaduras que são colocadas com o objetivo de isolar eletricamente o aço do betão criando barreiras ao nível da penetração dos iões de cloro, utilização de materiais sirvam de proteção galvânica do aço ou a utilização de materiais que possuam limiares de corrosão superiores aos do aço convencional; utilizando betões de muito alta resistência, existe a possibilidade de dimensionar lajes sem qualquer armadura de reforço;
- métodos que introduzem um efeito de barreira e protegem as armaduras da corrosão impedindo que os agentes agressores como a água, o oxigénio e os cloretos alcancem as armaduras impedindo deste modo as reações de oxidação / redução;
- métodos eletroquímicos que utilizam, para a proteção das armaduras, uma fonte externa de corrente elétrica e um ânodo exterior;
- inibidores de corrosão que aumentam o limiar de concentração de cloretos, reduzem a permeabilidade ou realizam ambos simultaneamente.

3.7 Outras causas de deterioração

Existem outras causas de degradação como por exemplo a degradação devido à ação das águas puras. O fenómeno de deterioração leva à decomposição dos compostos constituintes do betão levando à sua dissolução (DNIT, 2006). Esta dissolução leva a que o betão se torne mais poroso enfraquecendo a sua resistência (PCA, 2002). Este fenómeno não será aqui detalhado, pois dificilmente ocorre nas pontes de betão.

3.8 Modelação adotada

Pelo exposto na bibliografia nacional e internacional, pode-se constatar que os principais mecanismos de deterioração são os relacionados com o fenómeno de despassivação das armaduras devido à ação da carbonatação e dos cloretos. O modelo proposto, aplicável a estruturas novas e existentes, tem a sua fundamentação na metodologia para estimar o desempenho do betão que permite cumprir a vida útil de projeto de estruturas de betão armado e pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS previstas na Especificação LNEC E-465 (2007). Esta especificação baseia a sua fundamentação no modelo elaborado por Tuutti (1982) apresentado na Figura 3.11. No modelo adotado, são determinados os períodos de tempo necessários para o desenvolvimento da fase de iniciação e da fase de propagação devido à ação da carbonatação e dos cloretos.

3.8.1 Modelo de previsão do tempo de iniciação

O tempo de iniciação, como referido em 3.3.1.1, reflete o tempo necessário para a deterioração do filme passivante de proteção das armaduras. No modelo elaborado, existem duas alternativas para a sua determinação. Esta depende de uma propriedade do betão que poderá ser imposta aquando da construção da obra nova ou então ser determinada através de ensaios no caso das estruturas existentes. Seguidamente apresentam-se as formulações adotadas nos modelos de previsão do tempo de iniciação devido à ação da carbonatação e dos cloretos.

3.8.1.1 Carbonatação

Neste modelo, o valor do tempo de iniciação, para além das propriedades de permeabilidade do betão, depende dos seguintes fatores: recobrimento, classe de exposição, humidade relativa do betão, influência dos ciclos molhagem / secagem, dosagem e tipo de cimento e tipo de cura.

Na equação (3.95), apresenta-se a formulação que permite a determinação do tempo de iniciação em função da resistência à carbonatação R_{65} do betão. A resistência do betão à carbonatação deve ser determinada segundo as indicações da Especificação LNEC E-391 (1993). A formulação apresentada resulta do desenvolvimento, e explicitação, da equação (3.31), em função do tempo de iniciação.

$$t_i^c = \left(\frac{\frac{1,4}{X^2} \cdot 10^3 \cdot k_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot t_0^{2n}}{R_{C65}} \right)^{\frac{1}{2n-1}} \quad (3.95)$$

Onde,

t_i^c – tempo de iniciação devido à carbonatação;

X – definido em 3.3.1.1;

k_0 – definido em 3.3.1.1;

k_1 – assume os valores referidos na Tabela 3.3;

k_2 – definido em 3.3.1.1;

t_0 – definido em 3.3.1.1;

Rc_{65} – definido em 3.3.1.1;

n – assume os valores referidos na Tabela 3.3.

Em alternativa, é apresentada uma formulação para a determinação do tempo de iniciação devido ao ataque da carbonatação. O tempo de iniciação é determinado em função do coeficiente de permeabilidade ao ar do betão K_{60} . O coeficiente de permeabilidade é determinado recorrendo ao método do CEMBUREAU descrito na Especificação LNEC E-392 (1993). Desenvolvendo, e explicitando, em função do tempo de iniciação, a equação (3.34) resulta na equação (3.96).

$$t_i^c = \left(\frac{X^{2,5} \cdot c^{1,25}}{(a \cdot k_2)^{2,5} \cdot k_{60} \cdot m} \right)^{\frac{1}{2,5 \cdot p}} \quad (3.96)$$

Em que,

X – definido em 3.3.1.1;

c – assume os valores referidos na Tabela 3.4;

m – assume os valores referidos na Tabela 3.4;

p – assume os valores referidos na Tabela 3.4;

a – definido em 3.3.1.1;

k_2 – definido em 3.3.1.1;

k_{60} – definido em 3.3.1.1.

3.8.1.2 Cloretos

A metodologia adotada para a determinação do tempo de iniciação devido ao ataque dos cloretos baseia-se na Especificação LNEC E-465 (2007). A quantificação do tempo de iniciação é realizada recorrendo às equações (3.35) a (3.48). A modelação adotada baseia-se na segunda lei de Fick para a difusão, que permite determinar, através da equação (3.41), o teor de cloretos a uma determinada distância da superfície em função do tempo de exposição, da concentração de cloretos à superfície e do coeficiente de difusão. A concentração de cloretos é determinada em função da razão água / cimento, da classe de exposição, da salinidade da água e da temperatura. É também quantificada a evolução do coeficiente de difusão do betão ao longo do tempo, a qual varia em função das condições de cura, da humidade ambiente e temperatura.

A equação (3.97) permite quantificar o tempo de iniciação e foi determinada através da igualdade entre a equação (3.44) e a (3.48). A equação (3.44) permite calcular o coeficiente de difusão, após um determinado tempo de exposição, para uma determinada profundidade de

penetração. A equação (3.48) permite considerar a evolução do coeficiente de difusão ao longo do tempo.

$$t_i^{Cl} = 27^{\frac{1}{n-1}} \cdot \left(\frac{2^{3+2n} \cdot 5^{-3-n} \cdot 7^n \cdot 73^{1-n} \cdot D_0 \cdot K_{D,c} \cdot K_{D,RH} \cdot K_{D,T} \cdot \xi^2}{X^2} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad (3.97)$$

Onde,

t_i^{Cl} – tempo de iniciação devido aos cloretos;

D_0 – definido em 3.3.2;

$K_{D,c}$ – assume os valores referidos na Tabela 3.10;

$K_{D,RH}$ – assume os valores referidos na Tabela 3.11;

$K_{D,T}$ – assume os valores referidos na Tabela 3.12;

n – assume os valores referidos no Tabela 3.13;

ξ – definido em 3.3.2.

A equação da inversa da função erro foi definida em 3.3.2 como uma série infinita. Na modelação adotada, consideram-se os primeiros 6 termos da equação (3.46), pois permitem uma quantificação do valor com um erro inferior a 1%. Esta formulação é apresentada na equação (3.98).

$$\begin{aligned} erf^{-1}(z) = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\pi} \left(z + \frac{\pi}{12} \cdot z^3 + \frac{7\pi^2}{480} \cdot z^5 + \frac{127\pi^3}{40320} \cdot z^7 + \frac{4369\pi^4}{5806080} \cdot z^9 \right. \\ \left. + \frac{34807\pi^5}{182476800} \cdot z^{11} \right) \end{aligned} \quad (3.98)$$

O valor do tempo de iniciação é determinado em função do coeficiente potencial de difusão, o qual deve ser determinado em laboratório de acordo com a Especificação LNEC E-463 (2004). Para estruturas existentes, pode-se determinar o valor do coeficiente de difusão em função do tempo de exposição, da profundidade e teor de cloretos encontrados na estrutura, através da equação (3.99).

$$D = \frac{x_i^2}{4 \cdot t_i \cdot \xi^2} \quad (3.99)$$

Onde,

D – definido em 3.3.2;

x_i – profundidade de penetração [mm];

t_i – tempo de exposição [anos];

ξ – inversa da função erro, determinada de acordo com a expressão (3.100).

$$\xi = \operatorname{erf}^{-1} \cdot \frac{C_s - C(x_i, t_i)}{C_s} \quad (3.100)$$

Em que,

C_s – definido em 3.3.2.

$C(x_i, t_i)$ – teor de cloretos à profundidade x_i após o tempo de exposição t_i [%].

Após o cálculo do coeficiente de difusão para um determinado tempo de exposição, determina-se o coeficiente potencial de difusão através da explicitação do valor de D_0 da equação (3.48). Esta formulação é apresentada na equação (3.101).

$$D_0 = \frac{D}{K_{D,c} \cdot K_{D,RH} \cdot K_{D,T} \cdot \left(\frac{28}{365 \times t_i}\right)^n} \quad (3.101)$$

Com,

D_0 – definido em 3.3.2;

D – definido em 3.3.2;

$K_{D,c}$ – assume os valores referidos na Tabela 3.10;

$K_{D,RH}$ – assume os valores referidos na Tabela 3.11;

$K_{D,T}$ – assume os valores referidos na Tabela 3.12;

n – assume os valores referidos na Tabela 3.13;

t_i – definido em 3.8.1.2.

3.8.2 Modelo de previsão do tempo de propagação

De acordo com o modelo de Tuutti (1982), a fase de iniciação é atingida quando o filme despassivante das armaduras é destruído. Após o agente agressor, carbonatação ou cloretos, ter atingido as armaduras, dá-se início ao processo de corrosão das armaduras, o qual vai gradualmente provocar a diminuição da secção das armaduras e, logo, da sua capacidade resistente. No modelo referido, o tempo de propagação é definido como sendo o que decorre entre a despassivação das armaduras e o início da fendilhação do betão.

No modelo adotado, o tempo de propagação é calculado recorrendo à determinação da redução da secção dos varões que provoca o início da fendilhação do betão prevista na Especificação LNEC E-465 (2007). Deste modo, é definido um parâmetro que estima a redução relativa do raio das armaduras que dá origem ao início da fendilhação do betão. Este parâmetro é quantificado com o recurso à equação (3.102).

$$k = \frac{7,45 + 0,73 \cdot \frac{R}{\phi_0} - 1,74 \cdot f_{cd}}{\frac{\phi_0}{2}} \quad (3.102)$$

Onde,

k – redução relativa do raio das armaduras que inicia a fendilhação do betão;

R – recobrimento das armaduras;

ϕ_0 – diâmetro inicial das armaduras

f_{cd} – definido em 3.6.1.

O tempo de propagação é determinado através da equação (3.93), a qual foi apresentada na Especificação LNEC E-465 (2007). Este parâmetro permite determinar o tempo que decorre após o fim da fase de iniciação até o início da fendilhação do betão, em função do diâmetro das armaduras, do valor de cálculo da resistência à compressão diametral do betão, do recobrimento, da classe de exposição e da intensidade de corrente de corrosão.

A formulação apresentada na Especificação LNEC E-465 (2007) permite calcular, para além do tempo de propagação, a redução efetiva do diâmetro das armaduras em função do tempo de exposição e da intensidade de corrente recorrendo à lei de Faraday apresentada na equação (3.87). Deste modo, para um determinado tempo de exposição, conhecida a intensidade de corrente pode-se determinar a redução do raio das armaduras através da expressão (3.103).

$$x = 0,0115 \cdot I_{corr} \cdot t_e \quad (3.103)$$

Onde,

x – definido em 3.6.1;

I_{corr} – assume os valores da Tabela 3.19;

t_e – tempo de exposição.

3.9 Considerações finais

Neste capítulo, foram apresentados os diversos mecanismos de deterioração de estruturas de betão armado. Foram descritos vários métodos de previsão dando um especial destaque à deterioração que decorre da atuação da carbonatação e dos cloretos. Para cada uma das causas de deterioração, são apontados os principais fatores que regem a sua evolução em diversos modelos de previsão. Foi definido o modelo de deterioração utilizado, onde se apresentam e evidenciam os principais parâmetros materiais e ambientais que regem a evolução da deterioração.

Dos vários estudos apresentados, pode-se constatar que os principais agentes de deterioração dos tabuleiros de betão armado de pontes são os cloretos e a carbonatação e que estes proporcionam condições para que ocorram as reações que levam à corrosão das armaduras.

A previsão da deterioração utilizada no modelo tem por base a utilização de armaduras correntes em betão armado. A previsão da deterioração para os restantes materiais utilizados nesta Tese é realizada em função do acréscimo da vida útil que cada material proporciona, relativamente ao comportamento de tabuleiros de betão armado com armaduras correntes. Estes valores resultaram de uma vasta pesquisa bibliográfica a nível internacional.

O modelo utilizado permite também o cálculo do período de iniciação para estruturas em serviço, bastando para isso a realização de ensaios que permitam conhecer a localização da frente de carbonatação ou a profundidade de penetração dos cloretos.

Recorrendo ao tempo de propagação, pode também ser definido um período de atuação distinto do adotado, isto é, o tempo de iniciação. O modelo permite estimar o tempo necessário para que as armaduras atinjam um determinado valor percentual de redução de diâmetro ou área.

No caso de estudo que se apresenta no Capítulo 6, define-se a vida útil da solução base em função do tempo de iniciação determinado para a utilização de armaduras correntes. A determinação do período de iniciação é realizada em função do tipo de betão utilizado, da classe de exposição, do tipo de estrutura e da classe estrutural. Para a classe de exposição considerada, é definido este valor como sendo o tempo necessário para que a frente de carbonatação atinja as armaduras. É também realizada uma análise de sensibilidade à influência do recobrimento nos custos totais de intervenção.

Referências bibliográficas do Capítulo 3

Abramowitz, M. e Stegun, I. “*Handbook of mathematical functions with formulas, graphs, and mathematical tables*”, Dover Publications, New York, U.S.A., 1964.

ACI “*Mass concrete*”, ACI 207.1R-96, American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 1992.

ACI “*State-of-the-art report on alkali-aggregate reactivity*”, ACI 221.1R-98, American Concrete Institute, Michigan, U.S.A., 1998.

ACI “*Guide to durable concrete*”, ACI 201.2R-01, American Concrete Institute, Michigan, U.S.A., 2001a.

ACI “*Protection of metals in concrete against corrosion*”, ACI 222R-01, American Concrete Institute, Michigan, U.S.A., 2001b.

Adolf, M. “*Investigations of the carbonation of concrete*”, Supplementary paper III-52, 5th International Symposium on Chemistry of Cement, Tokyo, Japan, 1968, pp. 394-401.

Amin, M.M., Jamaludin, S. B., Pa, F.C. e Chuen, K.K. “*Effects of magnesium sulphate attack on ordinary Portland cement (OPC) Mortars*”, Portugaliae Electrochimica Acta, 26(2), 2008, pp. 235-242.

Bellmann, F. e Stark, J. “*Prevention of thaumasite formation in concrete exposed to sulphate attack*”, Cement and Concrete Research, 37(8), 2007, pp. 1215-1222.

Bilow, D.N. e Kamara, M.E. “*Fire and concrete structures*”, 2008 Structures Congress, Vancouver, Canada, 2008. Disponível em <http://www.cement.org/buildings/Fire-Concrete%20Struc-SEI-08.pdf> (acedido a 8 de junho de 2010).

Bonakdar, A. e Mobasher, B. “*Multi-parameter study of sulphate attack in blended cement materials*”, Concrete Sustainability Conference, Arizona, U.S.A., 2010. Disponível em <http://www.concretetechnologyforum.org/2010CSCProceedings/documents/Bonakdar%20Paper%204-14-10.pdf> (acedido a 14 de outubro de 2010).

Brunetaud, X., Linder, R., Divet, L., Duragrín, D. e Damidot, D. “*Effect of curing conditions and concrete mix design on the expansion generated by delayed ettringite formation*”, Materials and Structures, 40(6), 2007, pp. 567-578.

Burke, D.F. “*Durable marine concrete for the U.S. Navy*”, Oceans 2000 MTS/IEEE Conference and Exhibition, Vol. 3, Providence, U.S.A., 2000, pp. 1803-1814.

Cai, H. e Liu, X. “*Freeze-thaw durability of concrete: ice formation process in pores*”, Cement and Concrete Research, 28(9), 1998, pp. 1281-1287.

Carlitz, L. “*The inverse of the error function*”, Pacific Journal of Mathematics, 13(2), pp. 459-470, 1963.

CEB “*Design guide for durable concrete structures*”, Comité Européen du Béton, 2nd Edition, Thomas Telford Publishers, London, U.K., 1992.

Clear, K.C. “*Effectiveness of epoxy-coated reinforcing steel*”, Concrete International, 14(5), 1992, pp. 58-64.

Collepari, M. “*A state-of-the-art review on delayed ettringite attack on concrete*”, Cement and Concrete Composites, 25(4), 2003, pp. 401-407.

Coutinho, J.S. “*Durabilidade – Ataque por sulfatos*”, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001. Disponível em <http://paginas.fe.up.pt/~jcouti/ATAKSulfato.pdf> (acedido a 13 de outubro de 2010).

Coutinho, J.S. “*Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem*”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.

Concrete Society “*Alkali-silica reaction: minimising the risk of damage to concrete. Guidance notes and model specification clauses*”, Technical Report n.º 30, 3rd Edition, Concrete Society, London, U.K., 1987.

CR 1901 “*Regional specifications and recommendations for the avoidance of damaging alkali silica reaction in concrete*”, CEN Report, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 1995.

Dhir, R.K., Hewlett, P.C. e Chan, Y.N. “*Near-surface characteristics of concrete: abrasion resistance*”, Materials and Structures, 24(2), 1991, pp. 122-128.

Divet, L. e Godart, B. “*Réaction sulfatique interne dans les structures en béton – Mécanisme, pathologie et prévention*”, Réf. C2254, 2009. Disponível em <http://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-th3/pathologie-rehabilitation-demolition-decostruction-ti256/> (acedido a 14 de outubro de 2010).

DNIT “*Patologias do concreto: especificação de serviço*”, 090/2006 – ES, Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes, Rio de Janeiro, 2006.

EN 10080 “*Steel for the reinforcement of concrete*”, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2005.

Fenyvesi, O. e Józsa, Z. “*Early age shrinkage cracking of fibre reinforced concrete*”, Concrete structures, 11(10), 2010, pp. 61-66. Disponível em <http://fib.bme.hu/cs2010/images/vb2010%20angol%20earlyage%20page61-66.pdf> (acedido a 2 de julho de 2012).

Fernandes, M.I.G. “*Caracterização petrográfica, química e física de agregados graníticos em betões. Estudo de casos de obra*”, Tese de Doutoramento em Geologia, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, Porto, 2005.

Ferraris, C.F., Stutzman, P.E. e Snyder, K.A. “*Sulphate resistance of concrete: A new approach*”, R&D Serial No. 2486, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, U.S.A., 2006.

Ferreira, R.M. “*Avaliação de ensaios de durabilidade do betão*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2000.

Ferreira, R.M. “*Probabilistic-based durability analysis of concrete structures in marine environment*”, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2004.

FHWA “TECHBRIEF: *Selecting candidate structures for lithium treatment: What to provide the petrographer along with concrete specimens*”, Report n.º FHWA-HRT-06-069, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 2006a.

FHWA “*Freeze-thaw resistance of concrete with marginal air content*”, Report n.º FHWA-HRT-06-117, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 2006b.

Fraczek, J. “*A review of electrochemical principles as applied to corrosion of steel in a concrete or group environment*”, Corrosion, Concrete, and Chlorides – Steel Corrosion in Concrete: Causes and Restraints, ACI SP-102, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1987, pp. 13-24.

Goretta, K.C., Burdt, M.L., Cuber, M.M., Perry, L.A., Singh, D., Wagh, A.S., Routbort, J.L. e Weber, W.J. “*Solid-particle erosion of Portland cement and concrete*”, Wear, 224(1), 1999, pp. 106-112.

Hale, W.M., Freyne, S.F. e Russell, B.W. “*Examining the frost resistance of high performance concrete*”, Construction and Building Materials, 23(2), 2009, pp. 878-888.

Hammitt, F.G. “*Cavitation and multiphase flow phenomena*”, McGraw-Hill, New York, 1980.

Haywood, M.G. “*Marine growth and its removal*”, Conference on the Inspection, Maintenance and Repair of Concrete Under-Water, Cement and Concrete Association, London, U.K., 1980.

Helmut, R., Stark, D., Diamond, S. e Moranville-Regourd, M. “*Alkali-silica reactivity: an overview of research*”, SHRP-C-342, Strategic Highway Research Program, Washington, D.C., U.S.A., 1993.

Hertz, K.D. “*Explosion of silica-fume concrete*”, Fire Safety Journal, 8(1), 1984, pp. 77.

Hertz, K.D. “*Limits of spalling of fire exposed concrete*”, Fire Safety Journal, 38(2), 2003, pp. 103-16.

Hobbs, D.W. e Taylor, M.G. “*Nature of the thaumasite sulphate attack mechanism in field concrete*”, Cement and Concrete Research, 30(5), 2000, pp. 529-533.

Huang, Z. “*The behaviour of reinforced concrete slabs in fire*”, Fire Safety Journal, 45(5), 2010, pp. 271-282.

Jacobsen, S. “*Calculating liquid transport into high-performance concrete during wet freeze/thaw*”, Cement and Concrete Research, 35(2), 2005, pp. 213-219.

Jaggi, S., Bohni, H. e Elsener, B. “*Macrocell corrosion of steel in concrete – experiments and numerical modelling*”, The European Corrosion Congress, Riva del Garda, Italy, 2001. Disponível em <http://www.beasy.com/images/pdf/publications/EFCNr45.pdf> (acedido a 8 de junho de 2010).

Jana, D. e Lewis, R.A. “*Acid attack in a concrete sewer pipe – a petrographic & chemical investigation*”, 27th International Conference on Cement Microscopy Association, Victoria, Canada, 2005. Disponível em <http://www.cmc-concrete.com> (acedido a 27 de outubro de 2010).

Kawai, K. Yamaji, S. e Shinmi, T. “*Concrete deterioration caused by sulphuric acid attack*”, 10th DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components, Lyon, France, 2005, *paper* TT1-199.

Kepler, J.L., Darwin, D. e Locke, C.E. “*Evaluation of corrosion protection methods for reinforced concrete highway structures*”, SM Report n.º 58, University of Kansas Center for Research, Inc., Kansas, U.S.A., 2000.

Kiliç, A., Atis, C.D., Teymen, A., Karahan, O., Özcan, F., Bilim, C. e Özdemir, M. “*The influence of aggregate type on the strength and abrasion resistance of high strength concrete*”, *Cement and Concrete Composites*, 30(4), 2008, pp. 290-296.

LCPC “*Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne*”, Laboratoire central des ponts et chaussées, Collection guides techniques LCPC, 2007.

Litvan, G.G. “*Frost action in cement paste*”, *Matériaux et constructions*, 34(6), 1973, pp. 293-298.

Litvan, G.G. “*The mechanism of frost action in concrete – Theory and practical implications*”, Workshop on low temperature effects on concrete, Hokkaido, Japan, 1988, pp. 115-134.

Liu, F., Wu, B. e Wei, D. “*Failure modes of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber sheet in fire*”, *Fire Safety Journal*, 44(7), 2009, pp. 941-950.

LNEC E-391 “*Betões – Determinação da resistência à carbonatação*”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1993.

LNEC E-392 “*Betões – Determinação da permeabilidade ao oxigénio*”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1993.

LNEC E-461 “*Betões – Metodologias para prevenir reações expansivas internas*”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2004.

LNEC E-462 “*Cimentos – Resistência dos cimentos ao ataque por sulfatos*”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2004.

LNEC E-463 “*Betões – Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário*”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2004.

LNEC E-464 “*Betões – Metodologia prescritiva para a vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais*”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2007.

LNEC E-465 “*Betões – Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projeto das estruturas de betão armado ou pré-esforçado*”

sob as exposições ambientais XC e XS”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2007.

Malhorta, V.M. “*Durability of concrete*”, Uhlig’s Corrosion Handbook, Ed. Revie R.W., Wiley, New York, U.S.A., 2011, pp. 439-451

Mangat, P.S. “*Durability of concrete underwater*”, Underwater concreting and repair, McLeish A. e Liu T.C. Wiley, New York, 1994, pp. 115-145.

Mansfeld, F. “*Recording and analysis of AC impedance data for corrosion studies*”, Corrosion, 37(5), 1981, pp. 301-307.

Masy C.M. “*Protección y reparación de estructuras de hormigón. Edificios, obras hidráulicas y viales*”, Ed. Omega, S.A., Barcelona, 1996.

Mehta, P.K. “*Concrete in the marine environment*”, Elsevier Applied Science, London, U.K., 1991.

Mehta, P.K. “*Durability of concrete in marine environment – A review*”, Performance of Concrete in Marine Environment, ACI SP-65, American Concrete Institute, Michigan, U.S.A., 1980, pp. 1-20.

Mehta, P.K. “*Reducing the environmental impact of concrete*”, Concrete International, 23(10), American Concrete Institute, 2001, pp. 61-66.

Meyer, A. “*The importance of surface layer for durability of concrete structures*”, Special Publication 100(5), American Concrete Institute, Michigan, U.S.A., 1987, pp. 49-62.

Momber, A.W. “*Aggregate liberation from concrete by flow cavitation*”, International Journal of Mineral Processing, 74(1-4), 2004, pp. 177-187.

Nielsen, A. “*Alkali-aggregate reactions, strengthening or total collapse? The different effects of ARR on concrete structures*”, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Quebec, Canada, 2000, pp. 1009-1018.

NP EN 206-1 “Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade”, Instituto Português da Qualidade, 2007.

NP EN 1990 “Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas”, Instituto Português da Qualidade, 2009.

NP EN 1991-1-2 “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-2: Acções gerais – Acções em estruturas expostas ao fogo”, Instituto Português da Qualidade, 2010.

NP EN 1991-1-5 “Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-5: Acções gerais – Acções térmicas”, Instituto Português da Qualidade, 2009.

NP EN 1992-1-1 “Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas em betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Instituto Português da Qualidade, 2010.

NP EN 1992-1-2 “Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas em betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação ao fogo”, Instituto Português da Qualidade, 2010.

Papadakis, V.G., Vayenas C.G. e Fardisb, M.N. “*Experimental investigation and mathematical modelling of the concrete carbonation problem*”, Chemical Engineering Science, 46(5-6), 1991, pp. 1333-1338.

Park, Y.-S., Suh, J.-K., Lee, J.-H. e Shin, Y.-S. “*Strength deterioration of high strength concrete in sulphate environment*”, Cement and Concrete Research, 29(9), 1999, pp. 1397-1402.

Pavlik, V. “*Corrosion of cement paste by acetic and nitric acids – Part 1: Calculation of corrosion depth*”, Cement and Concrete Research, 24(3), 1994, pp. 551-562.

PCA “*Types and causes of concrete deterioration*”, IS536, Portland Cement Association, Illinois, U.S.A., 2002.

Penttala, V. “*Surface and internal deterioration of concrete due to saline and non-saline freeze-thaw loads*”, Cement and Concrete Research, 36(5), 2006, pp. 921-928.

Pinheiro-Alves, M.T., Goma, F., e Jalali, S. “Um cimento mais sustentável frente a um ataque severo por sulfatos”, Congresso Construção – 3.º Congresso Nacional, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2007. Disponível em <http://repositorium.sdum.uminho-.pt/bitstream/1822/7566/1/Pinheiro-Alves.pdf> (acedido a 12 de junho de 2010).

Pourbaix, M. “*Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions*”, National Association of Corrosion Engineers, Houston, Texas, U.S.A., 1974.

Reis, M.O. e Silva, A.S. “Reações álcalis-sílica. Recomendações gerais para prevenir a deterioração do betão”, ITMC 23, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1997.

RILEM “*Seawater attack on concrete and precautionary measures*”, Materials and Structures, 18(105), RILEM Technical Committee 32-RCA, 1985, pp. 223-226.

Saetta, A.V. e Vitaliani, R.V. “*Experimental investigation and numerical modelling of carbonation process in reinforced concrete structures. Part I: Theoretical formulation*”, Cement and Concrete Research, 34(4), 2004, pp. 571-579.

Salta, M.M. “Comportamento electroquímico do aço no betão. Influência da qualidade do betão”, ITMC 14, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1990.

Salta, M.M. “Introdução à corrosão do aço no betão. Modelos de comportamento às acções agressivas”, Seminário sobre prevenção da corrosão em estruturas de betão armado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2004, pp. 15-55.

Salta, M.M., Gonçalves, A. e Ferreira, M.J. “*Long service-life structures in marine environment. A methodology for durable concrete*”, COM 35, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1997.

Salta, M.M. e Reis, M.O. “Influência da carbonatação na estabilidade dos cloroaluminatos do betão”, ITMC 10, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1990.

Santhanama, M., Cohen, M.D. e Olek, J. “*Mechanism of sulphate attack: a fresh look Part 2. Proposed mechanisms*”, Cement and Concrete Research, 33(3), 2003, pp. 341-346.

- Scrivener, K.L., Cabrion, J.L. e Letourneux, R. “*High-performance concretes from calcium aluminate cements*”, *Cement and Concrete Research*, 29(8), 1999, pp. 1215-1223.
- Shanahan, N. e Zayed, A. “*Cement composition and sulphate attack – Part I*”, *Cement and Concrete Research*, 37(4), 2007, pp. 618-623.
- Shayan, A., Xu, A., Chirgwin, G. e Morris, H. “*Effects of seawater on AAR expansion of concrete*”, *Cement and Concrete Research*, 40(4), 2010, pp. 563-568.
- Smith, J.L. e Virmani, Y.P. “*Performance of epoxy-coated rebar’s in bridge decks*”, Report n.º FHWA-RD-96-092, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 1996.
- Soroushian, P. e Elzafraney, M. “*Damage effects on concrete performance and microstructure*”, *Cement and Concrete Composites*, 26(7), 2004, pp. 853-859.
- Stock, S.R., Ignatiev, K., Wilkinson, A.P., Naik, N. e Kurtis, K.E. “*Sulphate attack of Portland cement studied by x-ray microtomography (micro-ct)*”, *International Centre for Diffraction Data, Advances in X-ray Analysis*, 45, 2002, pp. 128-132. Disponível em http://www.icd-d.com/resources/axa/vol45/V45_21.pdf (acedido a 15 de junho de 2010).
- Sun, W., Zhang, Y.M., Yan, H.D. e Mu, R. “*Damage and damage resistance of high strength concrete under the action of load and freeze-thaw cycles*”, *Cement and Concrete Research*, 29(9), 1999, pp. 1519-1523.
- Takewaka, K. e Mastumoto, S. “*Quality and cover thickness of concrete based on the estimation of chloride penetration in marine environments*”, *ACI Special Publication 109*, American Concrete Institute, Michigan, U.S.A., 1988, pp. 381-400.
- Tian, B. e Cohen, M.D. “*Does gypsum formation during sulphate attack on concrete lead to expansion?*”, *Cement and Concrete Research*, 30(1), 2000, pp. 117-123.
- Tuutti, K. “*Corrosion of steel in concrete*”, Report n.º CBI Research FO 4:82, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden, 1982.
- Vassie, P. “*Reinforcement corrosion and the durability of concrete bridges*”, *Proceedings Institution Civil Engineers, Part I*, 76(3), 1984, pp. 713-723.
- Virmani, Y.P. e Clemeña, G.G. “*Corrosion protection – Concrete bridges*”, Report n.º FHWA-RD-98-099, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 1998.
- Wedler, G. “*Manual de química física*”, Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 2001.
- Wigum, B.J., Pedersen, L.T., Grelk, B. e Lindgård, J. “*State-of-the art report: Key parameters influencing the alkali aggregate reaction*”, Report n.º SBF52 A06018, Trondheim, Norway, 2006.
- Yigiter, H., Yazici, H. e Aydin, S. “*Effects of cement type, water / cement ratio and cement content on sea water resistance of concrete*”, *Building and Environment*, 42(4), 2007, pp. 1770-1776.
- Žemajtis, J. “*Modelling the time to corrosion initiation for concretes with mineral admixtures and / or corrosion inhibitors in chloride-laden environments*”, Tese de Doutoramento em

Engenharia Civil, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, U.S.A., 1998.

Zhou, Q., Hill, J., Byars, E.A., Cripps, J.C., Lynsdale, C.J. e Sharp, J.H. “*The role of pH in thaumasite sulphate attack*”, *Cement and Concrete Research*, 36 (1), 2006, pp. 160-170.

CAPÍTULO 4 - Técnicas de construção / reparação

4.1 Introdução

A vida útil das estruturas de betão armado é expetavelmente longa devido ao meio alcalino, providenciado pelo betão, onde as armaduras se encontram. No entanto, o efeito da corrosão é acelerado sempre que existe uma quebra na barreira de proteção providenciada pelo betão, reduzindo o seu pH, provocado pela penetração de cloretos ou devido à carbonatação dos componentes do betão através do contacto com o dióxido de carbono atmosférico. A corrosão das armaduras é sem dúvida um dos maiores problemas das pontes em betão armado devido às tensões internas criadas pela expansão dos produtos da corrosão e à perda de secção das armaduras. A existência destas tensões provoca a fendilhação e delaminação do betão ao nível das armaduras, acentuando o mecanismo de degradação.

Como referido no Capítulo 3, o funcionamento das células de corrosão implica a existência de quatro componentes – um ânodo, onde o metal é oxidado; 2 – um cátodo onde ocorrem os processos de redução, como a evolução do hidrogénio e a redução do oxigénio; 3 – uma ligação elétrica entre o ânodo e o cátodo; e 4 – um caminho por onde possam ser transferidos os eletrões, usualmente denominado de eletrólito (Nagi e Whiting, 2004). No caso das estruturas de betão armado, o eletrólito é o próprio betão que, através da sua maior ou menor resistividade, dificulta ou facilita a passagem dos eletrões entre o cátodo e o ânodo. O conhecimento do processo de corrosão é fundamental, pois, segundo NACE SP0290 (2007), para evitar o aparecimento e o desenvolvimento da corrosão, basta eliminar um dos quatro componentes da célula de corrosão.

Na Tabela 4.1, é apresentada uma relação entre a resistividade do betão e o risco de corrosão das armaduras (Polder *et al.*, 2000).

Tabela 4.1 – Risco de corrosão de armaduras, a 20 °C, em função da resistividade do betão realizado com cimento Portland normal

Resistividade do betão [$\Omega \cdot m$]	Risco de corrosão
< 100	alto
100 – 500	moderado
500 – 1000	baixo
> 1000	desprezável

Deve no entanto referir-se que existem diversos fatores que afetam a evolução deste processo de degradação o qual é, por exemplo, amplificado com o aumento da temperatura e de oxigénio, bem como com a presença de cloretos.

No Capítulo 3, verificou-se que a existência de cloretos no betão é um dos principais fatores responsáveis pela corrosão das armaduras. A origem dos cloretos provém geralmente de duas origens: cloretos existentes na composição do betão ou de origem externa. Algumas das anomalias existentes nos betões das atuais estruturas resulta da existência de cloretos que foram introduzidos no betão aquando da mistura, por exemplo com a utilização no passado de aceleradores de presa que continham esse compostos. Atualmente, a utilização de adjuvantes com cloretos, nos aceleradores de presa, é praticamente proibida ou está muito restringida (Chess, 1998). No entanto, no passado, era uma prática generalizada. Esta prática levou a que muitas estruturas tenham sido construídas com betão atualmente fortemente contaminado por cloretos.

A corrosão dos aços em estruturas de betão armado tem-se revelado como a principal dificuldade para que as estruturas não atinjam a vida útil projetada; no entanto, os fatores que levam a que as estruturas não consigam atingir o valor da vida útil projetada podem ser de variada ordem: falta de qualidade dos materiais aplicados, falta de especialização da mão-de-obra, erros de projeto, falta de manutenção, entre outros.

Na Tabela 4.2, é apresentada uma relação entre o recobrimento mínimo estabelecido nas normas britânicas BS 8110 (1997) e BS 5400 (1990) e o tempo de iniciação da corrosão em função do teor de cloretos. Pode-se constatar que, adotando os valores mínimos dos recobrimentos, o período de tempo que decorre até ao aparecimento da corrosão é pequeno, podendo mesmo ser de apenas de cerca de 5 anos.

Tabela 4.2 – Período de tempo necessário para o início da corrosão (Bamforth, 1994)

Norma	Recobrimento mínimo [mm]	Tempo para ativação [anos]	
		Concentração de cloretos de 0,4%	Concentração de cloretos de 1,0%
BS 8110 (betão em geral)	50	5,5	12,4
BS 5400 (betão em pontes)	65	9,2	20,9

Nas estruturas de betão armado e betão pré-esforçado, o betão é a primeira proteção das armaduras. Em COST 521 (2003), refere-se que o betão deve atuar como protetor relativamente às armaduras; logo, entre outros aspetos, deve:

- garantir permanentemente um meio alcalino para permitir a passivação das armaduras;
- estar isento de substâncias que possam promover a corrosão das armaduras;
- prevenir que os agentes contaminantes, vindos do meio exterior, atinjam as armaduras;
- proporcionar a diminuição da taxa de corrosão e impedir a corrosão através das macrocélulas que se possam formar no caso da despassivação das armaduras;
- defender as armaduras garantindo proteção mecânica a ações exteriores.

A deterioração de pontes de betão armado está muito bem documentada. Por exemplo, no caso das pontes construídas na década de 1960, nos E.U.A., constatou-se que a corrosão devido à ação dos cloretos era significativa, mesmo em estruturas não expostas a ambientes marítimos, mas devido à utilização de sais descongelantes. Nos casos mais graves, a deterioração das pontes de betão armado pode começar apenas após 5 a 10 anos de se ter colocado a estrutura em serviço, obrigando depois a intervalos para os períodos de manutenção de apenas 15 anos. No entanto, nas décadas seguintes, verificou-se um aumento generalizado da qualidade do betão que, associado ao aumento do recobrimento bem como com à utilização de armaduras alternativas, fez com que a taxa de deterioração diminuísse significativamente (Yunovich *et al.*, 2001).

Segundo Yunovich *et al.* (2001), o custo direto atualizado⁵ da corrosão em pontes nos Estados Unidos da América é estimado em 6,50 mil milhões a 10,26 mil milhões de euros, sendo que deste valor 3,83 mil milhões de euros são necessários para substituir pontes que estão

⁵ Neste trabalho, a atualização dos valores foi realizada levando em consideração as taxas de inflação históricas dos E.U.A. sendo depois convertidos em euros à taxa de câmbio em vigor à data de 2 de janeiro de 2012 (1 dólar – 0,7731 euros). Para as unidades monetárias dos restantes países, procedeu-se de modo análogo.

classificadas como sendo estruturalmente deficientes, 1,08 mil milhões a 2,96 mil milhões de euros para a manutenção e custos de capital de tabuleiros de pontes de betão armado, 1,08 mil milhões a 2,96 mil milhões de euros para a manutenção e custo de capital de superestruturas e subestruturas (excluindo os tabuleiros) e 505 milhões de euros para a manutenção e pintura de pontes metálicas. O custo anual médio atualizado estimado ascende a 8,38 mil milhões de euros.

Refira-se que se estima que os custos indiretos sejam cerca de 10 a 15 vezes superiores (Yunovich *et al.*, 2001 e Brito, 2011). Yunovich *et al.* (2001) estimam que, com a utilização das melhores técnicas de manutenção, em vez de manutenção considerando os valores médios, pode-se garantir uma poupança total de cerca de 46% dos custos de corrosão de armaduras correntes de tabuleiros de betão armado.

A constatação da necessidade do aumento das operações de inspeção tornou-se um fator adicional no consumo dos fundos muitas das vezes destinados à manutenção. Existem diversos estudos que indicam que a estratégia ótima de manutenção de pontes passa pela materialização da estratégia de intervenção com base nos resultados das inspeções. As análises económicas indicam que a utilização de materiais de maior qualidade torna-se mais económica a longo prazo, pois, embora possuam custos iniciais mais altos, os custos de construção / reparação são menores devido a necessitarem de uma menor intervenção ao longo do ciclo de vida (Yunovich *et al.*, 2001). Este facto é ainda realçado pelo motivo de que um menor número de intervenções ao longo da vida útil reduz os custos dos utentes, sendo que, na grande maioria das vezes, estes poderão ser preponderantes. Esta realidade leva a que se deva dar uma especial atenção à escolha dos materiais em fase de projeto, pois, como se pretende demonstrar, pode-se atingir uma poupança muito significativa.

As estratégias adotadas para aumentar a vida útil das estruturas tradicionalmente seguem as seguintes linhas de orientação: desenvolvimento de betões de alta resistência, com baixa porosidade, impedindo / dificultando a penetração dos cloretos; maiores recobrimentos, aumentando a distância à face das armaduras, promovendo o aumento do período de iniciação; utilização de métodos de proteção passiva para as armaduras, como por exemplo os inibidores de corrosão; aplicação de métodos de proteção ativa como a proteção catódica; aplicação de barreiras de proteção quer no betão, como as pinturas superficiais, quer nas armaduras com o revestimento das mesmas com resinas ou através da zincagem; utilização de revestimentos não metálicos como as fibras de vidro ou de carbono; aplicação de armaduras com ligas metálicas que aumentem o limiar ou que impeçam o desenvolvimento da corrosão.

Yunovich *et al.* (2001) referem que usualmente a vida útil expectável de uma estrutura é de 75 anos podendo aumentar até 120 anos quando se utilizam armaduras de aço inoxidável. A extensão da vida útil das estruturas atinge-se com a utilização de métodos contemporâneos de controlo da corrosão, tais como: o aumento do recobrimento; betão de alta qualidade; armaduras revestidas com resina epóxida; armaduras de aço inoxidável; inibidores de corrosão; revestimentos; impermeabilizações; selantes; e proteção catódica.

Chung (2000) indica que os principais métodos de controlo da corrosão em estruturas de betão armado, incluem a proteção catódica, tratamento superficial das armaduras (revestimentos epóxidos, galvanização, revestimento em cobre, desenvolvimento de materiais de corrosão protetores, oxidação superficial e projeção de jatos de areia), a utilização de aditivos no betão (inibidores de corrosão orgânicos e inorgânicos, sílica de fumo, cinzas volantes, escórias e látex) e o tratamento superficial do betão.

Segundo Virmani e Clemeña (1998), os diferentes métodos de intervenção baseiam-se nos seguintes princípios:

- colocação de uma barreira à superfície do betão de modo a evitar no futuro a incorporação de cloretos (membranas, revestimentos, entre outros);
- controlo das reações eletroquímicas à superfície do aço de modo a mitigar as reações de corrosão através da imposição de uma corrente elétrica às armaduras (proteção catódica);
- modificação do ambiente na vizinhança das armaduras de modo a garantir um ambiente menos agressivo em torno das armaduras.

Segundo NCHRP (2006), existem duas possibilidades de reabilitação de estruturas deterioradas devidas a corrosão das armaduras:

- substituição dos elementos que sofreram danos no betão (fendilhação, descasque e / ou delaminação);
- realizar o controlo da corrosão com métodos que minimizem e impeçam o aparecimento de corrosão futuras.

Pode-se constatar que na bibliografia são apontadas, por diversos autores, diferentes formas de proteção de estruturas de betão armado. Basicamente, os métodos mais utilizados para ultrapassar a problemática da corrosão podem ser categorizados nos seguintes quatro grupos:

- prevenção do acesso do eletrólito;
- inversão do fluxo de eletrões;
- utilização de aços inoxidáveis;
- consentimento da ocorrência de corrosão.

As medidas utilizadas no primeiro método consistem no impedimento do acesso da água ao interior do betão. Deste modo, limita-se o movimento de eletrões impedindo o desenvolvimento da corrosão. Este objetivo pode ser atingido recorrendo a duas estratégias: o recurso a betões com maior compacidade, reduzindo a sua permeabilidade; ou a utilização de sistemas de proteção superficial do betão, impedindo que o acesso da água ao interior do betão.

A modificação da composição do betão, reduzindo a sua permeabilidade, fomenta o controlo da humidade e aumenta a resistência física e química e a incrementa a resistividade do betão através da limitação da humidade interior.

Segundo a Norma NP EN 1504-2 (2006), os sistemas de proteção superficial podem ser aplicados utilizando os seguintes métodos: impregnação hidrofóbica; impregnação; e revestimento por pintura. O principal objetivo centra-se na colocação de uma barreira entre o ambiente exterior e o próprio betão.

O segundo método é materializado recorrendo à imposição de um fluxo de eletrões que transforma o aço em cátodo, impedindo, deste modo, o desenvolvimento das reações que

levam à corrosão das armaduras. A proteção e prevenção catódicas são exemplos desta aplicação. A proteção catódica aplica-se a estruturas em que o processo corrosivo já se iniciou, enquanto a prevenção catódica é aplicada em estruturas novas, ou a estruturas em que o processo de corrosão ainda não teve início, impedindo-a, deste modo, de se desenvolver.

A técnica da proteção catódica tem sido também aplicada conjuntamente com as reparações convencionais, de estruturas contaminadas com cloretos, com o objetivo de impedir o início da corrosão nas áreas circundantes às zonas reparadas, devido ao potencial elétrico distinto entre os materiais de reparação e a estrutura. Esta proteção é realizada com o recurso a ânodos sacrificiais os quais são colocados na periferia das zonas reparadas (Page, 1997).

Segundo a EN 12696 (2000), os métodos de proteção catódica podem ser subdivididos em sistemas de proteção por corrente imposta e em sistemas de proteção com ânodos sacrificiais ou galvânicos. Embora o objetivo seja basicamente o mesmo, isto é, disponibilizar eletrões para que se possa impedir a dissolução do aço, estes são materializados de modo distinto. Os sistemas de proteção catódica por corrente imposta necessitam de uma fonte de energia exterior que forneça os eletrões necessários para as reações e utilizam ânodos que não sejam consumidos nas reações ao longo do tempo. Os sistemas de proteção ou galvânicos são sistemas que não necessitam de aplicação de energia externa pois a diferença de potencial entre as armaduras e os ânodos origina uma corrente galvânica fornecendo os eletrões necessários para que ocorra a proteção das armaduras. Nestes sistemas, ao contrário do que ocorre nos sistemas de corrente imposta, o material utilizado como ânodo é consumido nas reações, levando a que seja necessário planear a sua substituição ao longo do tempo.

O terceiro método de proteção, a utilização de aços inoxidáveis, aplica materiais que, pela natureza química dos seus constituintes, não são passíveis de ser corroídos, pois a sua constituição química não permite o desenvolvimento de reações de oxidação. A introdução de materiais deste tipo impede que se forme o ânodo, impossibilitando que se estabeleça a célula de corrosão.

O quarto método apresentado usualmente não é aplicável às estruturas de betão armado, mas apenas a estruturas em que o aço é o único elemento estrutural não estando revestido por qualquer outro material estrutural. Pode-se apontar como exemplo desta aplicação os pilares metálicos dos pontões. Nestes casos, pode-se admitir que a corrosão ocorra desde que a quantidade de material perdida não afete o comportamento estrutural. Este método implica que os elementos estejam sobredimensionados de modo a que possam, ao longo da sua vida útil, perder material resistente. Esta abordagem não é usual nas estruturas de betão armado, pois a deterioração por corrosão das armaduras leva, por exemplo, ao aparecimento de manchas, escorrimentos e do destacamento do material de recobrimento, o que é inadmissível para este tipo de estruturas.

Constata-se que, nos E.U.A., não existe uma estratégia uniforme no que concerne à utilização dos avanços tecnológicos ao nível dos materiais; este facto deve-se muito provavelmente ao financiamento, das diversas entidades que definem a estratégia de manutenção de pontes, provir de entidades distintas. Dado que existe a tendência, nos diferentes departamentos de transportes, de redução de pessoal afeto à manutenção de pontes, o controlo do fenómeno da corrosão é cada vez mais realizado por pessoal que não possui a experiência para compreender os fatores envolvidos. Este é um dos fatores que realça a necessidade de se realizar análises de custos de ciclo de vida, para que se possam estabelecer as estratégias mais economicamente viáveis (Yunovich *et al.*, 2001).

Torna-se fundamental realizar a quantificação dos custos de ciclo de vida das diferentes soluções, isoladas ou combinadas entre si, de modo a se poder otimizar o investimento a realizar. A escolha dos métodos referidos resulta da existência de condições específicas no local, pois, embora tenham como principal função minimizar ou mesmo impedir que ocorram os fenómenos que lhe estão associados, não podem ser aplicados indiscriminadamente. A otimização das soluções resultará da escolha dos métodos que proporcionem menores custos.

A definição da metodologia adequada de reparação estruturas de betão armado apenas será eficaz se existir uma perfeita identificação das causas da deterioração. Segundo o ACI (1996a), a definição de uma metodologia de reparação deve percorrer as seguintes fases:

- avaliação;
- correlação entre as observações e as possíveis causas;
- seleção dos métodos e materiais para a reparação;
- preparação das peças escritas e desenhadas;
- seleção do executante;
- realização dos trabalhos;
- controlo de qualidade.

A primeira fase – a avaliação – deve ser o primeiro passo para a determinação do real estado da estrutura. Esta tarefa deve incluir uma análise criteriosa do projeto e dos documentos relativos à construção, análise da informação resultante da monitorização, determinação da capacidade resistente da estrutura, análise da informação de operações prévias de reabilitação, pesquisa dos registos de manutenção e inspeção, inspeção visual da estrutura, realização de ensaios, que poderão, ou não, ser destrutivos e análise laboratorial das amostras de materiais retirados da construção. Nos documentos ACI (1995) e ACI (1996b), é apresentado de forma detalhada como se devem realizar as operações de avaliação das estruturas de betão.

Após uma cuidada avaliação do estado da estrutura, e das anomalias que a mesma possui, é necessário realizar uma análise criteriosa dos resultados estabelecendo as possíveis relações entre as observações e as suas causas, identificando os mecanismos que lhe deram origem. Este é um passo crucial pois o sucesso das medidas aplicadas dependerá da correta avaliação das causas. Deve-se no entanto realçar que as anomalias existentes nas estruturas poderão resultar de um ou mais mecanismos de deterioração.

A seleção dos métodos e materiais de reabilitação deve seguir-se à fase da determinação dos mecanismos de deterioração. A escolha de um determinado método de reabilitação deve ter em atenção as seguintes considerações:

- possíveis ajustes ou modificações necessárias para eliminar a causa da deterioração;
- restrições existentes (por exemplo, o acesso aos vários elementos da estrutura);
- fatores que não podem ser alterados (por exemplo, o teor de cloretos do meio ambiente);

- restrições ambientais que possam condicionar a escolha do método utilizado;
- vantagens e desvantagens de reparações definitivas relativamente a reparações de carácter temporário;
- segurança estrutural antes, durante e depois da reparação;
- disponibilidade de materiais, e métodos de reparação, e sua exequibilidade;
- capacidade, da parte de potenciais construtores, de utilização de materiais específicos e de técnicas de reparação não usuais de modo satisfatório;
- determinação do método que permite combinar a solução de reparação mais económica com a tecnologia existente.

Segue-se a preparação das peças escritas e desenhadas que permitirão materializar os trabalhos com sucesso. Nesta fase, é necessário levar em consideração que até à completa remoção do betão deteriorado poderá não se conhecer a total extensão dos trabalhos. Esta eventualidade deve ser tida em consideração, quer no projeto quer no caderno encargos, pois deverá existir a possibilidade de os mesmos serem alterados ao longo do processo de reparação. A possibilidade de se poder alterar o projeto ao longo do decorrer dos trabalhos resulta da eventualidade de surgirem factos novos durante o processo de reparação.

A tarefa de seleção do construtor deve ser realizada num processo que não se baseie unicamente no preço da proposta, mas deverá ter-se em consideração na experiência do mesmo na execução de trabalhos da mesma natureza. Poderá ocorrer que os construtores concorrentes não apresentem experiência relevante em todas as fases dos trabalhos; nestes casos, sempre que possível, deverá realizar-se uma escolha em função da sua experiência, podendo levar à contratação de múltiplos construtores, cada um atuando na sua área de especialização.

Segundo NCHRP (2009), a fase da execução dos trabalhos, após se terem cumprido todas as anteriores, é decisiva para o sucesso da operação. O êxito depende da qualidade do trabalho realizado, que depende por sua vez do cumprimento integral do projeto e das peças desenhadas. A experiência de obras passadas evidencia que a dificuldade de realização de obras de reparação é muito superior àquela com que os construtores se deparam aquando da realização de obras novas. É fundamental que o construtor possua experiência na área pois é a única forma de prever possíveis dificuldades na realização dos projetos.

A remoção e substituição do betão deteriorado das estruturas usualmente não fornece qualquer reforço à estrutura sendo apenas uma medida de reparação que por vezes pode aumentar a deterioração da estrutura, devido à possível incompatibilidade dos materiais aplicados, provocando a aceleração da deterioração das armaduras (NCHRP, 2009).

Por fim, o controlo de qualidade que deve acompanhar todo o processo é de extrema importância. O acompanhamento cuidadoso e a pequena distância, de todos os trabalhos são fundamentais para que a operação decorra com sucesso. A realização desta tarefa deve ser acompanhada pela implementação de um cuidadoso e apropriado plano de ensaios.

Segundo NCHRP (2006), a escolha dos diferentes métodos de reparação, e de controlo da corrosão, deve resultar da consideração dos seguintes fatores:

- tipo de elemento;
- tipo de armadura a proteger;
- quantidade e distribuição dos danos no betão;
- suscetibilidade do betão são sofrer danos futuros devido aos efeitos da corrosão;
- classe de exposição ambiental;
- existência de outros processos de deterioração;
- defeitos estruturais;
- conformidade da estrutura com a atual regulamentação e necessidade de melhoria;
- encerramento, ou condicionamento da utilização, da estrutura e necessidades de faseamento.

O processo de proteção de estruturas deve ser incorporado na fase de projeto com a utilização de materiais que permitam retardar ao máximo quer o aparecimento da corrosão quer o seu desenvolvimento ao longo do tempo. As medidas que podem ser tomadas em estruturas novas são: utilização de aditivos no betão (de modo a aumentar a sua compacidade); utilização de adjuvantes (por exemplo redutores de água); aumento do recobrimento das armaduras; utilização de revestimentos que impeçam a penetração dos agentes agressivos como o dióxido de carbono e os cloretos; utilização de armadura menos suscetíveis à corrosão como armaduras revestidas com resina epóxida ou armaduras de aço inoxidável; e utilização de técnicas eletroquímicas como a prevenção catódica.

4.2 Aços

Existem atualmente muitos tipos de varões no mercado e desenvolveram-se materiais com composições distintas, sendo que nem sempre é possível obter informação sobre o seu comportamento a longo prazo. Nesta Tese, são estudados cinco tipos de armaduras: varão de aço corrente (opção base de comparação), com revestimento epóxido, galvanizado, sólido de aço inoxidável e com revestimento em aço inoxidável.

4.2.1 Armaduras correntes

As armaduras de aço corrente têm um desempenho que se pode considerar apropriado quando aplicados em ambientes não agressivos, com um recobrimento adequado e betão de alta qualidade, o mesmo não se pode dizer quando são aplicados em ambientes mais agressivos, muitas das vezes não atingindo a vida útil pretendida (McDonald *et al.*, 1998).

O valor limiar para o início de corrosão, da concentração de cloretos ao nível das armaduras sem qualquer tipo de proteção, não é consensual na bibliografia. Embora, segundo Clifton *et al.* (1974), seja usual utilizar como valor limiar para o início da corrosão $0,71 \text{ kg/m}^3$ em armaduras sem qualquer proteção, apresentam-se de seguida alguns valores resultantes de investigações realizadas nas últimas décadas: Munjal (1981) indicou que, nos ensaios realizados no laboratório da *Federal Highway Administration*, se obtiveram valores entre 0,89 e $1,19 \text{ kg/m}^3$; nos resultados experimentais realizados por Berke (1986), verificou-se que

ocorria corrosão severa para valores entre 0,12 e 15,43 kg/m³; o relatório elaborado por Malasheskie *et al.* (1988), referente a ensaios de campo realizados na Pensilvânia, revelou que se atingiu corrosão moderada para valores limiar da ordem de 0,06 kg/m³; Sagüés *et al.* (1994) sugerem valores entre 0,71 e 2,14 kg/m³; Fanous *et al.* (2000) propõem valores limiar entre 2,14 e 4,45 kg/m³. Nygaard *et al.* (2009) referem ainda que a forma de medição é um fator fundamental, pois, dependendo do método utilizado, pode-se obter valores distintos para uma mesma realidade. Deste modo, pode-se constatar que não existe consenso sobre o aumento do teor limiar de cloretos necessário para que ocorra corrosão.

Darwin *et al.* (2007) referem que a variação do teor de cloretos, bem como o desempenho relativamente à corrosão, observada nos estudos elaborados demonstram uma grande variabilidade de comportamento. Por exemplo, e relativamente a armaduras correntes, observaram, em pontes expostas no mesmo ambiente, que a vida útil destas armaduras pode variar entre 4 e 40 anos. Segundo os autores, esta grande dispersão deve-se, muito provavelmente, a variações na qualidade do betão, as quais são um fator fundamental na penetração dos cloretos.

Segundo Yunovich *et al.* (2001), as estruturas realizadas com armaduras ordinárias, sem qualquer tipo de proteção, necessitam de manutenção, devido à corrosão das mesmas, apenas 10 anos após a sua construção.

4.2.1.1 Custo

Yunovich *et al.* (2001) apresentam um estudo de um tabuleiro “tradicional”. Atualizando o custo do aço, resultaria num valor de 0,50 €/kg. No entanto, nos últimos anos, o aço valorizou muito acima do valor da inflação, tendo em 2012 um custo de 0,78 €/kg⁶, isto é, uma majoração em cerca de 50% ao valor atualizado pela inflação.

Kepler *et al.* (2000) apresentam custos de reparação com base em 27 pontes intervencionadas. Da consulta deste documento, verifica-se que em média 23% da área do tabuleiro foi alvo de uma intervenção parcial e 6% da área do tabuleiro foi alvo de uma intervenção profunda. Da análise dos dados do relatório, constata-se que os autores apontam um custo para as obras de reparação de 106%, relativamente ao custo inicial da colocação de betão armado e armaduras correntes.

4.2.1.2 Vida útil

A vida útil de estruturas de betão armado depende da interação de múltiplos fatores como: o meio ambiente, tipo de betão, razão água / cimento, quantidade de cimento utilizada no betão, entre muitos outros. A definição da vida útil das mesmas é por este motivo muito complexa de se realizar pois depende da interação dos diversos parâmetros. No entanto apresentam-se resultados de diversos estudos encontrados na literatura consultada.

Segundo McCrum e Arnold (1993), os danos relativos à corrosão das armaduras surgem usualmente após um período de 10 a 15 anos.

Bentur *et al.* (1997) referem que as armaduras inseridas num betão com 50 mm de recobrimento devem sofrer ações de reparação ao fim de 20 anos.

⁶ O custo do quilograma de aço foi determinado através de uma consulta de preços de vários armazenistas nacionais, tendo-se considerado aço da classe A500 NR e varões com 16 mm de diâmetro médio.

No estudo realizado por Boatman (2010), aplicado a 1024 tabuleiros de pontes do estado de Michigan concebidos com aço corrente, constata-se que a vida útil de um tabuleiro em que se utiliza aço corrente é de cerca de 35 anos.

4.2.1.3 Vantagens

A principal vantagem da utilização das armaduras ordinárias, relativamente aos outros tipos de armaduras, reside no seu custo relativamente baixo.

4.2.1.4 Desvantagens

As armaduras de aço corrente, relativamente aos outros tipos de armaduras, apresentam como principal desvantagem a sua reduzida vida útil devido à sua fraca capacidade para resistir à corrosão.

4.2.2 Armaduras protegidas com revestimento epóxico

Este método de proteção consiste na aplicação de epóxico em pó, o qual é aplicado por pulverização electrostática sobre as armaduras, previamente limpas e aquecidas, permitindo a obtenção de uma impermeabilização eficaz e robusta (Clifton *et al.*, 1974). O endurecimento e a adesão ao substrato são garantidos através de uma reação termoquímica. Deste modo, o revestimento epóxico torna-se uma barreira física entre os iões cloreto que penetram no betão e as armaduras. Este sistema, como todos os que aplicam um revestimento, vai-se deteriorando ao longo do tempo, dando início à corrosão das armaduras quando o teor de cloretos junto das mesmas for suficiente para romper a barreira.

Segundo Kahrs *et al.* (2001), o revestimento epóxico atua como uma barreira física que impede que o oxigénio, água e os iões cloreto entrem em contacto com a superfície do aço contribuindo ainda para o aumento da resistência elétrica entre varões adjacentes.

Segundo Weyers (1995), internacionalmente podem-se encontrar duas teorias de proteção das armaduras de aço revestidas com resina epóxida:

- teoria da barreira física: o revestimento epóxico atua como uma barreira que impede que os iões cloreto, e os outros agentes agressores, entrem em contacto com a superfície do aço;
- teoria da barreira eletroquímica: o revestimento epóxico atua com um revestimento de alta resistência, reduzindo a corrosão devido às macrocélulas, através do aumento da resistência elétrica na vizinhança das armaduras onde se desenvolvem as reações catódicas (redução do oxigénio).

Segundo Darwin *et al.* (2007) e Chen *et al.* (2010), este método de proteção é o mais utilizado em pontes de betão armado, nos E.U.A.. O objetivo da utilização de armaduras revestidas com resina epóxida é o de aumentar, relativamente às armaduras sem qualquer tipo de proteção, o tempo de iniciação do processo de corrosão, logo o teor limiar de cloretos necessário para que exista a corrosão. No entanto, o início do processo de corrosão depende de múltiplos fatores como: dimensionamento, mão-de-obra, qualidade do betão e qualidade do revestimento epóxico.

As armaduras de reforço, ou mesmo as armaduras existentes, devem ser previamente limpas, para serem utilizadas como material de reparação (ACI, 1996a). Deve-se também aplicar um revestimento para aumentar a sua proteção quanto à ação dos cloretos. O revestimento a aplicar pode ser epóxico, leitada de cimento com látex ou revestimento enriquecido com zinco. O revestimento deve ser aplicado com uma espessura inferior a 0,3 mm, de modo a evitar o escorregamento das armaduras no betão aquando da deformação.

A primeira aplicação de armaduras revestidas com resina epóxida, em construção de pontes, foi realizada em 1973 em West Conshohocken, estado da Pensilvânia dos E.U.A., sobre o rio Schuylkill (Kilareski, 1977). Este tipo de armaduras foi aplicado em quatro dos quinze vãos da ponte, sendo que nos restantes foram aplicadas armaduras convencionais (Virmani e Clemeña, 1998). Desde essa data, a técnica foi utilizada nos E.U.A. de uma forma generalizada, sendo também largamente aplicada no resto do mundo.

Na Figura 4.1, é apresentada uma vista geral duas vigas de uma ponte onde se pode observar a cofragem da mesma bem como as armaduras revestidas com resina epóxida.



Figura 4.1 – Vista geral de uma ponte com armaduras revestidas com resina epóxida
(fonte: <http://www.bldowney.com>)

Na Figura 4.2, pode-se observar um pormenor sobre o processo de amarração das armaduras revestidas com resina epóxida. Constata-se que este procedimento de amarração, à exceção dos materiais utilizados, em nada difere do processo das armaduras tradicionais.



Figura 4.2 – Processo de amarração das armaduras protegidas com revestimento epóxico
(fonte: <http://www.bldowney.com>)

Na Figura 4.3, é apresentada em pormenor a amarração das armaduras protegidas com resina epóxida, onde se pode constatar que não há qualquer elemento metálico que não esteja devidamente protegido de modo a minimizar o processo de corrosão das armaduras.



Figura 4.3 – Pormenor de amarração de armadura protegidas com revestimento epóxido
(Fonte: <http://www.bldowney.com>)

Os primeiros casos de rotura, em que a estrutura foi realizada com aços protegidos por resina epóxida, remontam a 1988 em Florida Keys, nos E.U.A., e no Médio Oriente (Read, 1989). Segundo o autor, verificou-se que, em ambos os casos, a corrosão se deveu a uma inadequada preparação da superfície das armaduras bem como a um fraco controlo de qualidade. Apurou-se que, em algumas das subestruturas das pontes, foi observada corrosão significativa apenas entre 6 e 9 anos após a sua construção. Estes elementos estavam submetidos a um ambiente muito agressivo resultante do impacte das marés nos pilares, o que provocava a difusão do sal na estrutura. A difusão era acelerada pelos ciclos de secagem e molhagem a que estavam submetidas, combinadas com as elevadas temperaturas do ar e da água.

O desempenho das armaduras revestidas com resina epóxida pode ser aumentado através da combinação de outros componentes de proteção como por exemplo com a utilização de nitrato de cálcio no betão. Segundo Berke (1998), os resultados de ensaios demonstram que a adição de nitrato de cálcio melhora o desempenho à corrosão mesmo em ambientes severamente danificados ou mesmo em betões onde a aplicação do betão não foi a mais correta. Este comportamento também se verificou em ambientes onde as armaduras revestidas com resina epóxida não estavam danificadas.

Em Dong *et al.* (2012), pode-se comprovar que as armaduras revestidas com resina epóxida proporcionam uma proteção adequada, desde que o revestimento se encontre em boas condições. Constata-se que, após se danificar o revestimento, o nível de corrosão é acentuado. Segundo os autores, uma forma de melhorar a eficácia deste método de proteção é através a utilização de revestimento duplex epóxido / zinco.

A galvanização dos varões permite garantir uma proteção efetiva para quando se danifica o revestimento epóxido e, por sua vez, o revestimento epóxido proporciona uma proteção ao revestimento metálico aumentando a sua vida útil.

Entre 1978 e 1995, no estado do Iowa dos E.U.A., foram construídas 711 pontes nas quais foram aplicadas, nos tabuleiros, armaduras revestidas com resina epóxida. Os valores apresentados na Tabela 4.3 resultam de um estudo, realizado por CRSI (2003), relativo à caracterização do desempenho de armaduras revestidas com resina epóxida em 80 pontes neste estado norte-americano. Pode-se constatar que o número de amostras retiradas em que existe corrosão é muito baixo, muito em especial nas zonas não fendilhadas.

Tabela 4.3 – Desempenho de varões revestidos com resina epóxida (CRSI, 2003)

Descrição	Amostras recolhidas em zonas não fendilhadas [%]	Amostras recolhidas em zonas fendilhadas [%]
Sem corrosão evidente	92,9	76,4
Observação de um pequeno número de áreas de corrosão	7,1	5,0
Área de corrosão < 20% da área total superficial	0	5,0
20% < Área de corrosão relativamente à área total superficial < 60%	0	10,7
Área de corrosão relativamente à área total superficial > 60%	0	2,9

Da análise dos resultados, conclui-se que a durabilidade é muito afetada pela fendilhação de tabuleiros, sendo que o comportamento mesmo nestas condições é muito bom.

Sagüés *et al.* (1994) apresentam um estudo onde foram analisadas 30 das cerca de 300 pontes existentes à época, no estado da Florida dos E.U.A., construídas utilizando armaduras revestidas com resina epóxida. Este estudo desenrolou-se devido ao facto de cinco dessas pontes apresentarem uma corrosão generalizada, tendo sido o seu estado classificado de corrosão severa. As principais conclusões do estudo são:

- a corrosão ocorreu em estruturas em que a resistividade do betão era muito baixa;
- a delaminação do betão no aço corrente e no aço revestido com resina epóxida após a criação da mesma quantidade de produtos da corrosão;
- o desempenho baseia-se principalmente na qualidade do betão e no recobrimento das armaduras e não devido à presença do revestimento epóxido nas armaduras;
- a utilização de ânodos sacrificiais de zinco é uma alternativa economicamente viável, para estruturas que apresentam corrosão em varões revestidos com resina epóxida.

Lau *et al.* (2007) observaram corrosão severa quando se utilizam a armaduras revestidas com resina epóxida em betões muito porosos. Constatou-se também que não existe correlação entre o aparecimento de corrosão em zonas de betão fendilhado e zonas de betão não fendilhado.

Smith e Virmani (1996) verificaram que a grande maioria dos provetes retirados de pontes para a determinação do desempenho armaduras revestidas com resina epóxida não possui qualquer tipo de corrosão. Constatou-se ainda que o teor de cloretos médio dos provetes retirados era de $3,8 \text{ kg/m}^3$, valor muito acima do limiar para início da corrosão em varões não protegidos.

No estudo realizado por Pincheira *et al.* (2008), onde analisaram o comportamento de quatro pontes construídas utilizando varões de aço revestido com resina epóxida, verifica-se que esta técnica produz efeitos muito positivos no que concerne à proteção do aço relativamente ao efeito da corrosão. As pontes estudadas estavam em serviço há mais de trinta anos e tiraram-se as seguintes conclusões:

- a classificação das pontes foi de bom, ou muito bom, sem ou com níveis modestos de corrosão; em apenas uma das estruturas é que a corrosão foi classificada de moderada a severa;
- verificou-se destacamento e perda de aderência do revestimento epóxido, quer em varões corroídos quer em varões não corroídos; conclui-se que o destacamento não está

apenas relacionado com a corrosão dos varões mas também com o envelhecimento do revestimento;

- o teor de cloretos necessário para o início da corrosão das armaduras revestidas com resina epóxida é cerca de 4,5 vezes superior relativamente às armaduras sem qualquer tipo de proteção.

No mesmo estudo, surgem algumas recomendações de atuação, das quais se destacam:

- a selagem de juntas e fendas mal sejam detetadas, de modo a prevenir a entrada e acesso imediato às armaduras dos produtos descongelantes e da humidade;
- a utilização de armaduras revestidas com resina epóxida quer nas armaduras superiores como inferiores é um método eficaz que proporciona um aumento da vida útil das estruturas.

De modo a garantir a qualidade do revestimento epóxido das armaduras, no Canadá, mais especificamente na província de Ontário, foram impostas as seguintes diretivas (C-SHRP, 1996):

- os varões que apresentem danos superficiais no recobrimento epóxido superior a 1% da sua superfície devem ser rejeitados;
- os varões que apresentem danos superficiais no recobrimento epóxido inferiores a 1% da sua superfície poderão ser aplicados desde que se proceda à sua reparação;
- de modo a não danificar o revestimento das armaduras, a aplicação do betão nas estruturas deve-se realizar com o recurso a vibradores com agulha não metálica.

Como se pode constatar da análise dos diferentes estudos realizados internacionalmente, não existe uma clara corrente sobre os benefícios da utilização de armaduras revestidas com resina epóxida. Existem estudos que apontam que este tipo de proteção não resulta em qualquer benefício para as armaduras e existem estudos que apontam para uma duplicação da vida útil das estruturas. Embora não seja unânime, existe uma clara tendência para a asserção de que a utilização deste revestimento permite prolongar a vida útil dos varões; no entanto, esta depende de algumas variáveis como: tipo de betão, recobrimento e estado das armaduras e principalmente da agressividade do meio envolvente. Devido a estes factos, deve-se utilizar com precaução os valores apontados para o aumento da vida útil proporcionado por esta solução.

4.2.2.1 Custo

McDonald *et al.* (1995) apresentam um estudo para três estruturas, onde referem que o custo médio, das armaduras revestidas com resina epóxida, relativamente às armaduras correntes não protegidas, é superior em cerca de 40%.

Segundo Zemajtis *et al.* (1996), para que o custo de ciclo de vida, de uma estrutura realizada com aço corrente, seja o mesmo do que o custo de ciclo de vida de uma estrutura materializada com aço protegido com resina epóxida, é necessário aplicar um recobrimento de 89 mm.

Em CRSI (1998), refere-se que o custo adicional, atualizado, das armaduras revestidas com resina epóxida, relativamente as armaduras ordinárias sem qualquer tipo de proteção, é de cerca de 50%.

No estudo elaborado por Virmani e Clemeña (1998), constata-se que o custo das armaduras revestidas com resina epóxida é cerca de 40% superior ao custo das armaduras correntes.

Em Kepler *et al.* (2000), é apresentado um estudo onde se verifica que as armaduras revestidas com resina epóxida são 12% mais caras do que as armaduras de aço convencional.

O estudo apresentado em COST 521 (2003) refere que o custo das armaduras revestidas com resina epóxida é cerca de 90% superior ao custo das armaduras convencional não protegidas.

No estudo elaborado por Hartt *et al.* (2006), é apresentado um custo atualizado superior em 26% ao valor apresentado para as armaduras correntes.

No estudo elaborado por Wenzlick (2007), indica-se que o custo das armaduras revestidas com resina epóxida é cerca de 25% superior ao das armaduras convencionais não protegidas.

Em Sharp e Moruza (2009), é apresentado um estudo comparativo entre a utilização de armaduras revestidas com resina epóxida e um outro tipo de armaduras MMFX 2. Pode-se constatar que, para a ponte em estudo, o custo atualizado por quilograma das armaduras revestidas com resina epóxida é sensivelmente igual ao das armaduras não protegidas.

Tendo como referência o ano de 2009, e com base na realidade Alemã, o custo das armaduras revestidas com resina epóxida é cerca de 92% superior ao custo do aço corrente (fib, 2009).

4.2.2.2 Vida útil

À semelhança do verificado para o custo de aplicação deste tipo de armaduras, verifica-se também na literatura, que existe uma grande dispersão nos valores da vida útil. Seguidamente os resultados de alguns estudos.

Segundo Bentur *et al.* (1997), e após uma verificação do estado das armaduras em três pontes no estado do Indiana, a estrutura deve sofrer a primeira reparação ao fim de 32 anos.

Em CRSI (1998), aponta-se que a extensão da vida útil que se obtém através da utilização de armaduras revestidas com resina epóxida é de 15 e 25 anos nos casos de se utilizarem respetivamente apenas na face superior ou em ambas as faces.

Kepler *et al.* (2000) referem que se pode aumentar o desempenho das armaduras revestidas com resina epóxida através do aumento quer da qualidade do betão quer do recobrimento das armaduras. No estudo elaborado, referem que as armaduras revestidas com resina epóxida proporcionam um acréscimo de vida útil de 20 anos.

Yunovich *et al.* (2001) afirmam que o acréscimo de vida útil obtido pela introdução de armaduras revestidas com resina epóxida quer nas armaduras superiores quer nas armaduras inferiores é de cerca de 30 anos.

No estudo realizado por Boatman (2010), aplicado a 766 tabuleiros de pontes do estado de Michigan concebidos com aço revestido com resina epóxida, verifica-se que esta solução proporciona um acréscimo de vida útil de 35 anos relativamente à solução de aço corrente.

4.2.2.3 Vantagens

É criada uma barreira física entre o meio envolvente e os varões que impede que o oxigénio, a água e os iões cloreto entrem em contacto direto com a superfície dos varões.

Dá-se um aumento da vida útil dos varões relativamente às armaduras de aço corrente a preços muito competitivos.

4.2.2.4 Desvantagens

No estudo elaborado por Clear (1994), que envolveu uma larga campanha de ensaios de armaduras revestidas com resina epóxida de 12 produtores e de 7 obras, verificou-se que o principal mecanismo de rotura associado era o destacamento do revestimento. O autor constatou que a utilização de armaduras revestidas com resina epóxida, quando aplicadas em estruturas de betão armado em ambientes da classe XD ou XS, aumenta a vida útil da estrutura, relativamente às estruturas armadas com armaduras convencionais, em 3 a 6 anos, concluindo que estas armaduras não devem ser utilizadas nestes ambientes quando se pretende uma vida útil superior a 50 anos.

A utilização de armaduras revestidas com resina epóxida, segundo McDonald *et al.* (1996), proporciona uma reduzida extensão da vida útil de armaduras em ambientes muito agressivos.

Segundo Mehta (1999), este produto possui a desvantagem de não ser amigo do ambiente.

A existência de defeitos no revestimento das armaduras faz com que se acelere o processo de corrosão (Kepler *et al.*, 2000).

A utilização de armaduras revestidas com resina epóxida reduz a aderência das mesmas ao betão tendo uma diminuta contribuição no aumento da vida útil em ambientes altamente contaminados por cloretos (Bautista e González, 1996). A aderência das armaduras é também posta em causa quando estas estão aplicadas em ambientes com muita humidade (Kepler *et al.*, 2000).

Segundo Kahrs *et al.* (2001), as maiores preocupações que surgem na aplicação das armaduras revestidas com resina epóxida resultam da fragilidade do revestimento a ações mecânicas resultantes por exemplo do transporte e do seu manuseamento. Segundo os autores, este revestimento tem a tendência a amolecer levando a que a aderência se perca quando aplicados em ambientes com elevada humidade.

Em vários estudos, foram ainda apontadas as seguintes fragilidades ao revestimento das armaduras revestidas com resina epóxida:

- a natureza do revestimento epóxido faz com que este se degrade quando exposto aos raios ultravioleta;
- degrada-se quando sofre ações mecânicas;
- é permeável;
- quando a barreira de proteção se rompe a corrosão desenvolve-se sob o revestimento;
- o revestimento fendilha quando é manuseado a temperaturas inferiores a 10° C.

- é necessário assegurar um comprimento de amarração das armaduras superior, dado que existe uma redução na aderência entre as armaduras revestidas com resina epóxida e o betão.

4.2.3 Armaduras de aço galvanizadas

As primeiras aplicações de armaduras galvanizadas foram realizadas nas ilhas Bermudas na década de 1930, tendo sido utilizadas em larga escala nas décadas subsequentes (Perkins, 1997).

A galvanização do aço é um processo de aplicação de um revestimento de zinco com o objetivo de proporcionar uma proteção relativamente à corrosão. A aplicação do revestimento pode ser realizada de várias formas; no entanto, para o aço estrutural, é usualmente aplicado por imersão num banho de zinco líquido (Yeomans, 2004).

Após a zincagem, e de modo a que o zinco não produza reações adversas com a pasta de cimento fresca, é necessário realizar um tratamento com um cromato (ASTM A767 / A767M, 2009). No entanto, a corrosão do zinco pode ocorrer se este estiver em contacto com iões cloreto, o que limita a utilização desta técnica em betão exposto a cloretos, pois os iões cloreto, passando entre as fendas do betão, podem entrar em contacto com o revestimento de zinco provocando a sua deterioração.

O processo de galvanização tem início com um banho do metal numa solução ácida para a remoção dos óleos, massa e outras gorduras. Seguidamente, procede-se à lavagem do metal em água de modo a que não haja contaminação das fases seguintes. A decapagem química do elemento, para retirar possíveis óxidos do metal, é realizada com o recurso a ácido sulfúrico (H_2SO_4). Procede-se a uma nova lavagem com os mesmos objetivos da anterior. Aplica-se de seguida um banho numa solução de cloreto de zinco e de amónia que permite a obtenção de uma superfície mais pura, funcionando também como primário que permite uma melhor aderência à zincagem posterior. Segue-se a imersão em zinco fundido a cerca de 450 °C. Previamente a esta operação, poderá existir uma secagem em estufa do elemento para otimização do rendimento.

Aquando da imersão do elemento de aço no banho de zinco este reage com o aço formando-se um revestimento com diferentes camadas de metal. Na Figura 4.4, é apresentada a microestrutura formada, com a sua denominação e composição química.

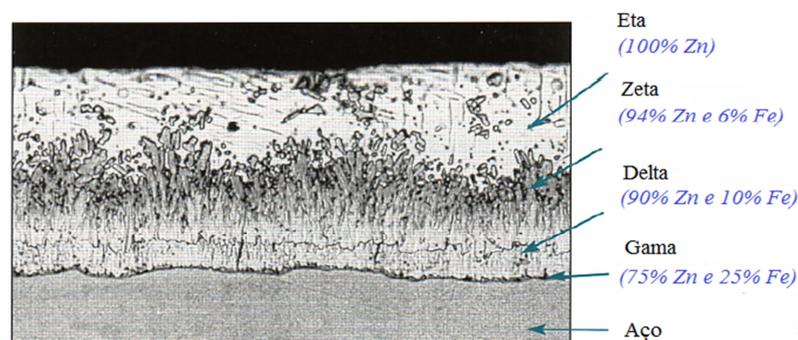


Figura 4.4 – Constituição de um varão de aço galvanizado (Yeomans, 2004)

Segundo Bertolini *et al.* (2004), a resistência à corrosão das armaduras galvanizadas resulta principalmente da composição da camada exterior do revestimento. Esta camada de zinco puro, quando possui espessura suficiente, permite criar um filme passivante. A passivação do zinco depende essencialmente do pH do ambiente onde estão colocadas. Quando estão em contacto com soluções alcalinas com pH inferior a 13,3, a passivação resulta devido à formação de uma camada de CaHZn .

Na Figura 4.5, é apresentada a evolução da taxa de corrosão com a variação do pH da solução onde se encontra o zinco. Consta-se que o pior desempenho se situa em volta do pH de 10.

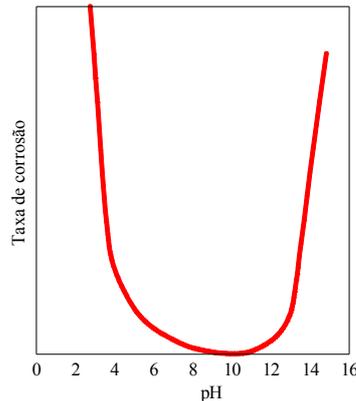


Figura 4.5 – Evolução da taxa de corrosão com a variação do pH (Bertolini *et al.*, 2004)

Na Figura 4.6, é apresentado um diagrama onde se observa o comportamento distinto do mecanismo de degradação devido à corrosão das armaduras de aço corrente e de aço galvanizado. O comportamento do aço corrente, apresentado anteriormente, possui duas fases distintas: iniciação e propagação. Relativamente ao comportamento do aço galvanizado, subdivide-se nas mesmas duas fases; no entanto, a fase de propagação reflete as diferentes taxas de corrosão que existem devido à distinta composição química das camadas de revestimento.

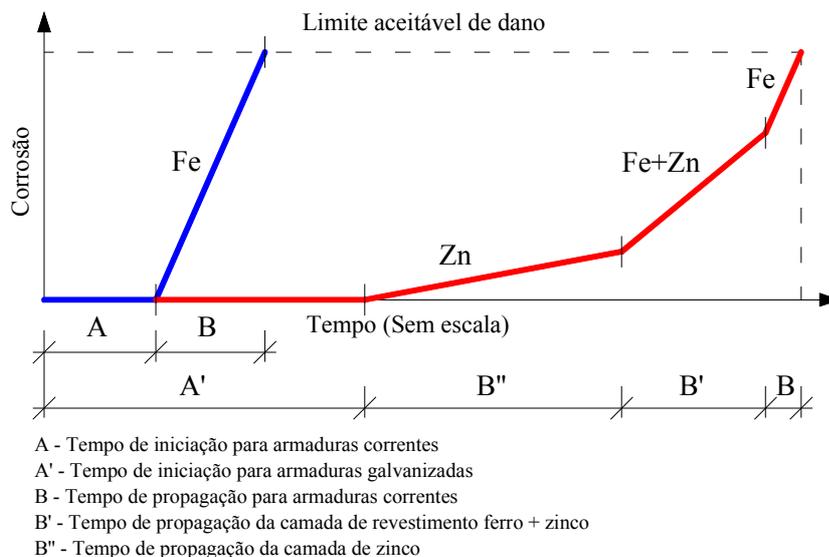


Figura 4.6 – Mecanismo de degradação – aço corrente vs. aço galvanizado (Yeomans, 2004)

A aplicação das armaduras em obra deve ter alguns cuidados como por exemplo na amarração das armaduras com fio também ele galvanizado, de modo a evitar prejudiciais diferenças de potencial. Esta operação de amarração é apresentada na Figura 4.7.



Figura 4.7 – Amarração de armaduras galvanizadas
(fonte: www.construction.net)

Na Figura 4.8, é apresentado um tabuleiro da ponte *Magog* na autoestrada 55 da província do Québec do Canadá. Na Figura 4.8 a), pode-se verificar que o aspeto das armaduras galvanizadas no tabuleiro é em tudo semelhante aos tabuleiros realizados com armaduras correntes. Na Figura 4.8 b), é apresentada a operação de betonagem do tabuleiro onde também se observa que esta operação não tem qualquer diferença relativamente à betonagem de tabuleiros com armaduras correntes.



a)



b)

Figura 4.8 – Tabuleiro com armaduras galvanizadas
(fonte: www.civil.usherbrooke.ca)

Segundo Xi *et al.* (2004), o desempenho em estruturas expostas em ambientes com cloretos, quer de sais de descongelamento quer de água do mar, não é o melhor. Os autores referem que, de uma forma geral, para tabuleiros de estruturas novas com um recobrimento de 51 mm e com uma razão água / cimento de 0,45, estes varões proporcionam apenas um aumento de 5 anos na vida útil das estruturas.

4.2.3.1 Custo

O acréscimo de custo das armaduras galvanizadas, relativamente à opção das armaduras convencionais não protegidas, é de cerca de 22% (Kepler *et al.*, 2000).

Em COST 521 (2003), aponta-se também 22% de acréscimo de custo relativamente às armaduras convencionais não protegidas.

Yeomans (2004) refere que o custo de galvanização e aplicação das armaduras poderá atingir até 50% do custo comparativamente à utilização de armaduras convencionais não protegidas.

Segundo Bertolini *et al.* (2004), o custo das armaduras galvanizadas é superior em cerca de 100 a 150% ao custo das armaduras convencionais não protegidas.

Tendo como referência o ano de 2009, e com base na realidade Alemã, o custo das armaduras galvanizadas é cerca de 125% superior ao custo das armaduras convencionais não protegidas (fib, 2009).

Kepler *et al.* (2000) apontam um custo para as obras de reparação de 106%, relativamente ao custo inicial da colocação de betão armado e armaduras correntes.

4.2.3.2 Vida útil

Na bibliografia, encontram-se vários valores para a vida útil de armaduras galvanizadas. Embora o desempenho das armaduras galvanizadas seja reconhecidamente superior ao das armaduras não protegidas, existem vários estudos que apontam num sentido inverso. Por exemplo, em Virmani e Clemeña (1998), refere-se que o tempo necessário para que a fendilhação do betão realizado com armaduras galvanizadas ocorra é semelhante ao do betão concebido com armaduras correntes.

McCrum e Arnold (1993) mencionam que a utilização de armaduras galvanizadas proporciona um acréscimo de 5 anos à vida útil das armaduras comparativamente com as armaduras ordinárias, isto é, a primeira intervenção para reparação de tabuleiros ocorre cerca de 27 anos após sua betonagem.

A taxa de corrosão do aço galvanizado em estruturas de betão carbonatado é aproximadamente 0,5-0,8 $\mu\text{m}/\text{ano}$; deste modo, constata-se que será suficiente aplicar uma espessura de galvanização de 80 μm para se atingir uma vida útil superior a 100 anos (ASM, 2003). Segundo Bertolini *et al.* (2004), a espessura do revestimento deverá estar localizada no intervalo de 100 a 150 μm , o que é suficiente para garantir uma vida útil superior a 100 anos.

Na Figura 4.9, é apresentada a vida útil das armaduras galvanizadas em função do ambiente e da espessura do revestimento aplicado (Yeomans, 2004).

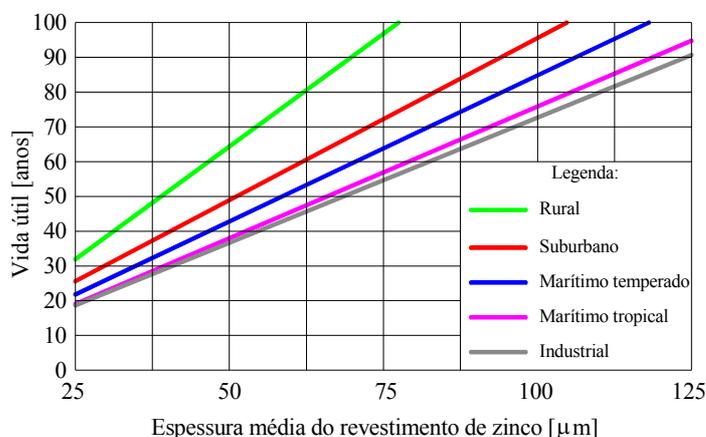


Figura 4.9 – Vida útil expectável para armaduras galvanizadas (Yeomans, 2004)

São apresentados cinco ambientes: rural; suburbano; marítimo temperado; marítimo tropical; e industrial. A vida útil é definida, pelo autor, como sendo o período necessário para que se desenvolva corrosão em 5% da superfície dos varões. O autor refere ainda que uma espessura de 2,5 mm corresponde aproximadamente a 179 g/m² de revestimento.

4.2.3.3 Vantagens

Segundo Bertolini *et al.* (2004), as armaduras de aço galvanizadas, quando aplicadas nas mesmas condições das armaduras de aço corrente, conseguem oferecer muitas vantagens. Estas compreendem: um aumento no tempo de iniciação da corrosão; uma maior tolerância a recobrimentos pequenos; e o facto de a proteção relativamente à corrosão ser fornecida antes da colocação das armaduras no betão.

De entre os vários fatores favoráveis, podem-se destacar os seguintes (Yeomans, 2004):

- o processo de galvanização não produz alterações significativas nas propriedades mecânicas do aço de base;
- para obtenção de um melhor desempenho, as armaduras galvanizadas devem ser passivadas através de um tratamento utilizando por exemplo cromatos;
- enquanto o revestimento não for consumido, este proporciona proteção catódica local ao aço, mesmo em zonas onde este já não exista;
- a utilização destas armaduras no betão armado reduz a ocorrência de fendilhação e delaminação do betão;
- a proteção conferida permite que se utilizem betões em ambientes mais agressivos;
- possibilidade de utilização do mesmo recobrimento em betões leves ou mais porosos relativamente ao betão corrente;
- possibilidade de uma maior eficácia destas armaduras quando se utilizam betões com baixo teor de álcalis;
- variabilidade de comportamento reduzido mesmo quando aplicado por mão-de-obra menos especializada;
- a redução accidental do recobrimento das armaduras é menos perigosa relativamente à utilização de armaduras correntes;
- o período entre reparações de estruturas danificadas é superior relativamente às estruturas realizadas com aço convencional;
- o contacto permanente do betão com água é tolerável;
- estas armaduras são mais limpas e portanto mais facilmente manuseáveis do que as armaduras correntes.

Refira-se também que a dureza do revestimento superficial impede que o mesmo se danifique mesmo quando o manuseamento não é cuidado.

Segundo Markeset *et al.* (2006), a galvanização de armaduras, quando existe um controlo rigoroso de qualidade e espessura, fornece:

- proteção adequada à corrosão de armaduras embebidas em betão quando estas estão expostas apenas a carbonatação;
- aumenta o limiar do teor de cloretos necessários para o início da corrosão, comparativamente a armaduras não protegidas.

4.2.3.4 Desvantagens

Segundo Markeset *et al.* (2006), as armaduras galvanizadas não fornecem proteção quando estão embebidas em betão contaminado por cloretos ou por sulfatos. Segundo os autores, embora o limiar do teor de cloretos seja superior, relativamente a armaduras não protegidas, quando se inicia a corrosão, a sua taxa é superior. Este efeito é ainda agravado quando as estruturas estão submersas.

As armaduras de aço galvanizadas não devem ser aplicadas em conjunto com armaduras não protegidas, pois deste modo provoca-se uma corrosão galvânica das armaduras não protegidas (Broomfield, 1997 e Markeset *et al.*, 2006). Deste modo, para evitar este tipo de corrosão, quando se pretender substituir armaduras não protegidas que estejam corroídas, é necessário substituí-las por completo.

No estudo realizado por Smith e Virmani (2000), constata-se que a zincagem de armaduras proporciona um comportamento superior quando comparadas com as armaduras ordinárias sem qualquer tipo de proteção; no entanto, essa melhoria é pouco significativa. Os autores referem que essa melhoria de comportamento não justifica a sua aplicação em estruturas de betão armado.

A utilização de armaduras galvanizadas em ambientes altamente contaminados por cloretos permite a proteção do betão apenas por reduzidos períodos de tempo (Ramírez *et al.*, 1996).

Segundo Broomfield (1997), o desempenho de armaduras galvanizadas é usualmente inferior ao das armaduras revestidas com resina epóxida em ambientes onde a corrosão resulta do ataque de cloretos. Estas armaduras possuem, no entanto, uma vantagem relativamente às armaduras revestidas com resina epóxida, pois, dado que o revestimento funciona como um ânodo que é consumido na reação, os potenciais defeitos no revestimento não são tão relevantes. Segundo o autor, embora o comportamento de armaduras galvanizadas não seja o melhor, em ambientes onde a fonte dos ataques são os cloretos, estas comportam-se muito bem quando o motor da corrosão é a carbonatação.

Segundo Bertolini *et al.* (2004), nos primeiros dias após a betonagem poderá observar-se uma redução da aderência do varão de aço galvanizado relativamente às armaduras correntes, pois a libertação do hidrogénio na interface devido à dissolução da camada superficial do revestimento de zinco atrasa a hidratação da pasta de cimento que se localiza na interface varão / betão.

A existência de destacamentos no revestimento de zinco pode levar à corrosão das armaduras, fazendo com que a resistência à corrosão das armaduras galvanizadas seja muito semelhante à das armaduras correntes (Hartt *et al.*, 2006).

Segundo Ann e Song (2007), a galvanização e os revestimentos utilizados para aumentar a resistência do aço à ação dos cloretos e da carbonatação formam uma película exterior muito lisa que afeta a aderência do aço ao betão. Segundo os autores, este fator pode levantar algumas restrições à utilização de aços galvanizados em estruturas de betão armado.

Segundo Kahrs *et al.* (2001), embora as armaduras galvanizadas protejam as armaduras devido ao facto de o zinco atuar como barreira física e ânodo sacrificial, os produtos da corrosão produzidos têm um volume superior ao das armaduras convencionais, levando mais facilmente ao destacamento do betão.

4.2.4 Armaduras de aço inoxidável

As armaduras de aço inoxidável são uma alternativa às armaduras de aço corrente pois a sua resistência à corrosão dispensa a aplicação de qualquer tipo de revestimento.

Os aços inoxidáveis normalizados são ligas que possuem um teor mínimo de 10,5% de crómio (Markeset *et al.*, 2006). Usualmente, os aços inoxidáveis contêm também na sua composição, para além do referido crómio, molibdénio, níquel e nitrogénio. A resistência à corrosão é garantida através da formação, sobre as armaduras, de um filme de óxido de crómio. A formação desta película obriga a que as armaduras tenham acesso ao oxigénio livre. A passividade das armaduras é um processo dinâmico dependente das condições ambientais tais como a temperatura e a humidade. Os aços inoxidáveis podem ser concebidos com diferentes combinações entre os seus elementos moleculares, resultando em materiais com distintas características de resistência, ductilidade, soldabilidade, entre outras.

A resistência à corrosão pode ser aumentada através da adição na composição do aço de elementos como: níquel, molibdénio, titânio, entre outros (Sedriks, 1996). De uma forma geral, pode-se afirmar que, num aço inoxidável, quanto maior a quantidade de crómio, maior é a sua resistência à corrosão.

Segundo a EN 10088-3 (2005), os aços inoxidáveis podem ser classificados, em função das suas propriedades, em quatro grupos: martensíticos, ferríticos, austeníticos e duplex austeníticos / ferríticos.

A designação estabelecida na EN 10088-1 (2005) define a classificação dos aços inoxidáveis através do nome e do número. Por exemplo, o aço número 1.4436 corresponde a um aço com o nome X3CrNiMo 17-13-3.

O número do material tem as seguintes componentes:

- 1 – representa um aço;
- 44 – representa um grupo de aços inoxidáveis;
- 36 – representa a identificação individual do material.

Por sua vez, o nome do aço tem as seguintes componentes:

- X – representa um aço;
- 3 – representa a percentagem do teor de carbono multiplicado por 100 (neste caso 0,03%);

- CrNiMo – são os símbolos químicos das principais ligas do aço inoxidável (neste caso cromo, níquel e molibdênio);
- 17-13-3 – representam a percentagem nominal de cada uma das ligas no aço.

Na Tabela 4.4, são apresentados os valores limite da composição química dos principais elementos relativamente aos quatro grupos de aço inoxidável.

Tabela 4.4 – Composição química dos aços inoxidáveis (EN 10088-1, 2005)

	Ferríticos	Austeníticos	Martensíticos	Duplex
C	≤ 0,08	≤ 0,15	≤ 1,20	≤ 0,03
Cr	10,50 – 30,00	16,00 – 28,00	11,00 – 19,00	18,00 – 30,00
Ni	≤ 2,50	≤ 32,00	≤ 27,00	3,50 – 8,00
Mo	≤ 4,50	≤ 8,00	≤ 2,80	0,10 – 4,50

A cada grupo de aço inoxidável pertencem vários aços. Na Tabela 4.5, é apresentada a composição química, com os correspondentes valores limite (máximo ou mínimo / máximo), de alguns dos aços inoxidáveis previstos na norma europeia EN 10088-1 (2005).

Tabela 4.5 – Composição química de alguns aços inoxidáveis (EN 10088-1, 2005)

Classificação	Composição química (% massa)								
	C	Si	Mn	S	Cr	Ni	Mo	P	N
1.4301	0,07	1,00	2,0	0,030	17,0 / 19,5	8,00 / 10,50	-	0,045	0,11
1.4436	0,05	1,00	2,0	0,015	16,5 / 18,5	10,50 / 13,00	2,5 / 3,0	0,045	0,11
1.4429	0,03	1,00	2,0	0,015	16,5 / 18,5	11,00 / 14,00	2,5 / 3,0	0,045	0,12 / 0,22
1.4162	0,04	1,00	4,0 / 6,0	0,015	21,0 / 22,0	1,35 / 1,75	0,1 / 0,8	0,040	0,20 / 0,25
1.4362	0,03	1,00	2,0	0,015	22,0 / 24,0	3,50 / 5,50	0,1 / 0,6	0,035	0,05 / 0,20
1.4462	0,03	1,00	2,0	0,015	21,0 / 23,0	4,50 / 6,50	2,5 / 3,5	0,035	0,10 / 0,22
1.4501	0,03	1,00	1,0	0,015	24,0 / 26,0	6,00 / 8,00	3,0 / 4,0	0,035	0,20 / 0,30
1.4529	0,02	0,50	1,0	0,010	19,0 / 21,0	24,00 / 26,00	6,0 / 7,0	0,030	0,15 / 0,25

Os aços apresentados na Tabela 4.5 pertencem a diferentes grupos de aço inoxidável: por exemplo, os aços 1.4301, 1.4436, 1.4362 e 1.4462 pertencem ao grupo dos aços duplex (ferríticos / austeníticos) e os aços 1.4429 e 1.4529 pertencem ao grupo dos aços austeníticos.

No entanto, nem todas as armaduras de aço inoxidável se podem aplicar em estruturas de betão armado, pois, por exemplo, as de aço inoxidável ferrítico, do tipo 405 e 430 segundo a classificação da norma americana ASTM A955 / A955M (2011), desenvolvem corrosão enquanto que as armaduras de aço inoxidável austenítico, do tipo 304 e 316 segundo a classificação da norma americana ASTM A955 / A955M (2011), têm um excelente comportamento relativamente à corrosão (Virmani e Clemeña, 1998). Segundo os autores, um aço que apresenta um excelente comportamento à corrosão é o aço inoxidável austenítico do tipo 1.4429.

Neste material, como em outros similares, a designação europeia é distinta da designação utilizada nos E.U.A.. Por exemplo, no documento DURATINET, é apresentada uma tabela de equivalências para as designações do aço inoxidável na Europa e nos E.U.A.. Na Tabela 4.6, é apresentada uma tabela de equivalência para alguns aços inoxidáveis.

Os aços mais utilizados na construção são o aço austenítico e o duplex austenítico / ferrítico. Segundo Cramer *et al.* (2002), o aço austenítico e o duplex austenítico / ferrítico oferecem

uma combinação adequada de proteção relativamente à corrosão e resistência mecânica para utilizações em elementos de betão armado

Tabela 4.6 – Designação dos aços inoxidáveis: Europa vs. E.U.A.
(DURATINET)

Europa ^a	E.U.A.
1.4301	304 N ^b
1.4436	316 ^b
1.4429	316LN ^b
1.4162	S32101 ^c
1.4362	S32304 ^c
1.4462	S31803 ^c
1.4501	S32750 ^c
1.4529	NO8367 ^c

^a Classificação segundo a EN 10088-1 (2005); ^b Classificação segundo a AISI; ^c Classificação segundo a UNS

Embora os aços inoxidáveis possam ser classificados em quatro grupos distintos (que dependem da sua composição química) estes podem possuir distintas resistências à corrosão. Este facto deve-se a que, dentro de cada classe, existam valores limite inferiores e superiores para a sua composição. A resistência à corrosão pode ser avaliada através do potencial de corrosão localizada equivalente.

Segundo Marqueset *et al.* (2006), o valor do potencial de corrosão localizada equivalente (PCLE) é determinado através das equações (4.1) e (4.2).

Para aços austeníticos:

$$PCLE = \%Crómio + 3,3 \times \%Molibdénio + 16 \times \%Nitrogénio \quad (4.1)$$

Para aços duplex austeníticos / ferríticos:

$$PCLE = \%Crómio + 3,3 \times \%Molibdénio + 30 \times \%Nitrogénio \quad (4.2)$$

Na Tabela 4.7, é apresentado o potencial de corrosão localizada equivalente para diferentes tipos de aço (Cunat, 2001).

Tabela 4.7 – Potencial de corrosão localizada equivalente
(Cunat, 2001)

Aço inoxidável		
Tipo	Número	PCLE
Martensítico	1.4006	13
Austenítico	1.4301	19
Austenítico	1.4401	25
Duplex	1.4462	34

Em estruturas de betão armado, todos os aços que possuam um potencial de corrosão localizada equivalente superior a 19 têm um comportamento satisfatório (Cunat, 2001).

Segundo Kahrs *et al.* (2001), o primeiro estudo sobre a passividade foi realizado em 1911 por Monnartz. Segundo os autores, as primeiras utilizações em larga escala de aço inoxidável ocorreram na Inglaterra, Alemanha e E.U.A. em reservatórios de amónia e ácido nítrico. A utilização em larga escala, em estruturas de betão armado, começou mais tarde devido ao elevado custo inicial destes materiais.

A primeira aplicação conhecida de aço inoxidável em estruturas de betão armado remonta à década de 1930. A estrutura, localizada na cidade de Progreso no estado do Yucatán no México, é um pontão com 2,1 km de extensão. Este aço foi analisado detetando-se que a sua composição química é muito semelhante ao atual aço inoxidável austenítico da classe 1.4301 (BSSA, 2003). Esta estrutura atualmente ainda não possui quaisquer sinais de corrosão sendo, que, segundo Markeset (2008), o teor de cloretos à superfície é cerca de 20 vezes superior ao necessário para o início da corrosão de armaduras correntes não protegidas.

Na Figura 4.10, é apresentada a estrutura construída com aço inoxidável, bem como as ruínas de um pontão construído, em 1970, com aço corrente. Deve no entanto referir-se que a estrutura que colapsou teve uma vida útil inferior a 30 anos (BSSA, 2003).



Figura 4.10 – Pontão de Progreso (BSSA, 2003)

O consumo de aço inoxidável tem aumentado significativamente nos últimos anos. Segundo Baddoo (2008), nos últimos 20 anos, o consumo cresceu a uma taxa média anual de 5%. Esta taxa tem levado a que a indústria venha continuamente a desenvolver novos métodos de fabrico com o objetivo de, por exemplo, diminuir os custos de produção e aumentar a qualidade e variedade dos aços.

Na Tabela 4.8, são apresentados valores relativos à produção e consumo de aço inoxidável ao longo do período de 1990 a 1996, para alguns dos países com economias mais desenvolvidas. Pode-se constatar que o consumo de aço inoxidável tem vindo aumentar gradualmente espelhando a cada vez maior aceitação e aplicação deste produto no mercado.

Tabela 4.8 – Produção e consumo de aço inoxidável (produção^a / consumo)^b
(Lo *et al.*, 2009)

País	Ano						
	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996
China ^c	240 / 185	260 / 325	250 / 470	319 / 649	325 / 631	380 / 717	270 / 941
França	797 / 380	772 / 400	814 / 408	768 / 340	919 / 440	980 / 518	972 / 413
Alemanha	1146 / 900	1154 / 935	1163 / 975	1194 / 915	1419 / 960	1490 / 1093	1280 / 1061
Japão	3130 / 1836	3357 / 1985	3148 / 1760	3213 / 1750	3449 / 1837	3925 / 2045	3891 / 2105
U.K.	388 / 300	374 / 255	388 / 308	433 / 302	531 / 330	548 / 310	557 / 291
E.U.A.	1851 / 1537	1708 / 1479	1808 / 1612	1774 / 1742	1835 / 1960	2055 / 2015	1870 / 2088
Total	7552 / 5138	7625 / 5379	7571 / 5533	7701 / 5698	8478 / 6158	9378 / 6698	8840 / 6899

^a Metal líquido; ^b Em 1000 toneladas; ^c Província de Taiwan

Segundo Markeset *et al.* (2006), o aumento do teor das ligas, especialmente crómio, níquel e molibdénio, aumenta a resistência dos aços à corrosão. No entanto, a adição destas ligas, para além de aumentar a resistência à corrosão, altera também as restantes propriedades dos aços.

Na Figura 4.11, pode-se constatar que a aplicação das armaduras de aço inoxidável em tabuleiros de pontes em nada difere da aplicação das armaduras correntes.

Segundo Perkins (1997), a corrosão das armaduras de aço inoxidável pode ocorrer no caso de as armaduras se encontrarem em ambientes muito húmidos, quentes e com elevados níveis de tensão. Este tipo de ambiente é típico de piscinas, não sendo por isso relevante para o estudo de pontes.



Figura 4.11 – Aplicação de armaduras de aço inoxidável num tabuleiro de uma ponte (IMOA, 2009)

Na Tabela 4.9, são apresentadas as escolhas adequadas para diferentes tipos de ambiente e de condições de aplicação de aços inoxidáveis.

Tabela 4.9 – Escolha dos aços inoxidáveis em função do ambiente (Arup, 2009)

Tipo de exposição	Aço austenítico	Aço duplex
Completamente embebido em betão com temperatura efetiva inferior a 25 °C	1.401	1.4162 1.4362
Completamente embebido em betão com temperatura efetiva superior a 30 °C	1.4404	1.4462
Aplicado em betão atravessando mas exposto em juntas (desde que não utilizado na água do mar)	1.4404	1.4462
Utilização em tabuleiros de pontes sem membranas de proteção	1.4404	1.4462

García-Alonso *et al.* (2007a) indicam que o teor de cloretos necessário para dar início à corrosão localizada nos aços austeníticos e nos austeníticos / ferríticos é pelo menos 10 vezes superior comparativamente ao das armaduras correntes.

O estudo elaborado por Scully e Hurley (2007) indica que as estruturas realizadas com aços inoxidáveis 1.4429 apresentam tempos de iniciação, dadas as propriedades do aço e do betão, praticamente infinitos, isto é, acima do valor da vida útil usualmente estabelecida para as estruturas.

4.2.4.1 Custo

McDonald *et al.* (1995) apresentam um estudo para três estruturas, onde se refere que o custo médio das armaduras de aço inoxidável, relativamente às armaduras correntes não protegidas, é superior em cerca de 500%. O estudo de Virmani e Clemeña (1998) refere que o custo das

armaduras de aço inoxidável é também cerca de 500% superior ao custo das armaduras correntes.

Num outro estudo, elaborado por Smith e Tullmin (1999), o custo atualizado da aplicação de aço inoxidável é de aproximadamente 450% superior ao das armaduras correntes não protegidas, sendo que, se a aplicação se referir a superestruturas de pontes, se deverá acrescentar 10 a 15% a este custo e ainda uns adicionais 5% quando se tratar de subestruturas.

Kepler *et al.* (2000) apresentam um estudo onde se verifica que as armaduras de aço inoxidável proporcionam um acréscimo de cerca de 300% relativamente ao custo das armaduras de aço convencional.

O custo adicional resultante da utilização de armaduras de aço inoxidável é cerca de 780% superior ao da utilização das armaduras correntes (Yunovich *et al.*, 2001).

Segundo Cramer *et al.* (2002), a utilização de armaduras de aço inoxidável provoca, comparativamente com a utilização de armaduras correntes, um aumento de cerca de 10% no custo total inicial de uma ponte nova. Os autores referem, no entanto, que a utilização destas armaduras reduz os custos de ciclo de vida de uma ponte, relativamente à solução de armaduras correntes, em cerca de 50%.

Em COST 521 (2003), refere-se que o custo das armaduras de aço inoxidável é cerca de 550% superior ao custo das armaduras correntes não protegidas.

Bertolini *et al.* (2004) referem que o incremento de custos das armaduras de aço inoxidável da classe 1.4301, relativamente às armaduras correntes, é cerca de 500 a 700%. No caso de se utilizar armaduras de aço inoxidável da classe 1.4436 ou duplex, este valor sobe para 800 a 900%.

No estudo elaborado por Hartt *et al.* (2006), é apresentado um custo atualizado entre 4,63 €/kg e 5,02 €/kg para os varões revestidos a aço inoxidável. Este valor representa um acréscimo relativamente às armaduras correntes entre 490 e 544%.

Em Markeset *et al.* (2006), o custo unitário dos aços inoxidáveis, dependendo dos diâmetros e do tipo de aço, é 6 a 10 vezes superior ao do aço corrente. No entanto, os restantes custos (corte, dobragem, transporte e aplicação) são os mesmos do aço corrente.

Scully e Hurley (2007) mencionam para o aço inoxidável 1.4429 um custo 705% superior ao do aço corrente não protegido.

No estudo elaborado por Wenzlick (2007), indica-se que o custo das armaduras de aço inoxidável é cerca de 300% superior ao das armaduras convencionais não protegidas.

Tendo como referência o ano de 2009, e com base na realidade Alemã, o custo das armaduras em aço inoxidável epóxido é cerca de 550% superior ao custo do aço corrente (fib, 2009).

Este material, devido à sua longa vida útil (expetavelmente superior a 100 anos), não dá origem a quaisquer custos de reabilitação / reparação ao longo da vida útil.

4.2.4.2 Vida útil

A vida útil de estruturas realizadas com armaduras de aço inoxidável é, na generalidade da bibliografia consultada, muito grande.

Virmani e Clemeña (1998) afirmam que o tempo necessário para que ocorra fendilhação do betão realizado com armaduras de aço inoxidável é cerca de 100 anos.

Segundo McDonald *et al.* (1998), a vida útil das estruturas realizadas com aço inoxidável situa-se entre 75 e 100 anos. Em Smith e Tullmin (1999), considera-se uma vida útil expectável de cerca de 120 anos, tal como em Cramer *et al.* (2002).

Yunovich *et al.* (2001) referem que a utilização de armaduras de aço inoxidável proporciona um aumento de 65 a 110 anos relativamente à vida útil das estruturas construídas com armaduras correntes. Este valor está em concordância com o considerado por Scully e Hurley (2007), que admitem que a vida útil dos aços inoxidáveis pode ultrapassar 100 anos.

4.2.4.3 Vantagens

Já que estas armaduras são constituídas por um único material, a falta de cuidado no seu manuseamento não leva, ao invés do que se verifica nas armaduras revestidas, à sua degradação.

Segundo Virmani e Clemeña (1998), o principal benefício da utilização de armaduras de aço inoxidável resulta do facto de a vida útil ter um aumento para valores de cerca de 75 a 120 anos.

A ausência de corrosão à superfície das armaduras leva a que estas armaduras sejam mais limpas, relativamente às armaduras correntes, e portanto mais facilmente manuseáveis.

Markeset *et al.* (2006) referem que a utilização das armaduras de aço inoxidável simultaneamente e em contacto com as armaduras correntes, não agrava a taxa de corrosão das armaduras convencionais. Pérez-Quiroz *et al.* (2008) referem que existe mesmo uma ligeira diminuição da mesma.

4.2.4.4 Desvantagens

O elevado custo destas armaduras faz com que estas devam apenas ser utilizadas em estruturas em que se espera que a vida útil seja muito elevada ou onde os custos indiretos devidos às reparações sejam muito significativos.

Existe ainda alguma relutância na utilização de armaduras de aço inoxidável em estruturas de betão armado, basicamente devido a não existir, ao invés do que ocorre no caso das armaduras de aço corrente, um conhecimento consolidado relativamente às suas características de resistência mecânica e à corrosão (García-Alonso *et al.*, 2007b).

Segundo Hartt *et al.* (2004), embora as armaduras de aço inoxidável possam atingir uma vida útil entre 75 a 100 anos, estes valores resultam de ensaios acelerados, sendo necessário acompanhar o seu comportamento a longo prazo.

4.2.5 Armaduras revestidas a aço inoxidável

As armaduras revestidas a aço inoxidável são compostas por varões correntes no interior e um revestimento num aço mais resistente à corrosão. As características do aço de revestimento são em tudo iguais ao referido para as armaduras maciças de aço inoxidável.

O revestimento de armaduras correntes com aço inoxidável austenítico é uma alternativa atrativa, quer do ponto de vista do custo, quer da resistência à corrosão. O revestimento permite garantir uma resistência à corrosão similar à do varão maciço de aço inoxidável, a um custo muito inferior (Scully e Hurley, 2007).

Na Figura 4.12, é apresentada uma vista parcial de um varão de aço com revestimento em aço inoxidável, onde se pode observar a espessura do revestimento.

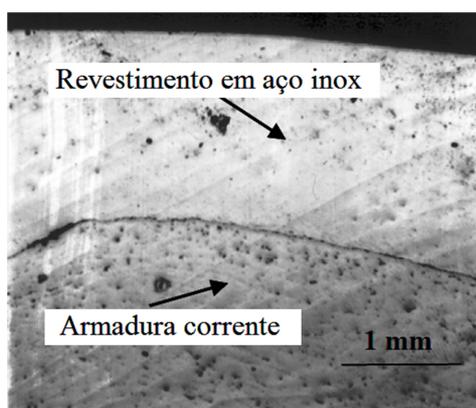


Figura 4.12 – Vista parcial de um varão revestido a aço inoxidável (Scully e Hurley, 2007)

Segundo Kahrs *et al.* (2001), não se consegue garantir a uniformidade do revestimento de aço inoxidável nos varões, levando a que a espessura do mesmo varie ao longo da superfície do varão. Na Figura 4.13, é apresentado um varão revestido a aço inoxidável onde se pode observar a variação da espessura do revestimento.

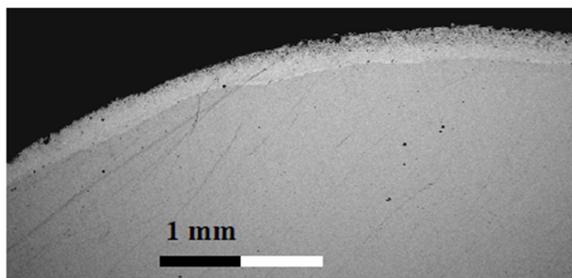


Figura 4.13 – Variação da espessura do revestimento num varão revestido a aço inoxidável (Kahrs *et al.*, 2001)

A variação da espessura do revestimento leva a que a resistência do varão à corrosão não seja uniforme ao longo de toda a superfície.

Kahrs *et al.* (2001) referem que, por vezes, no processo de aplicação do revestimento inoxidável, existem algumas zonas onde a aderência entre o revestimento e o varão não é bem conseguida. Esta fenda na interface revestimento / varão pode ser observada na Figura 4.14.

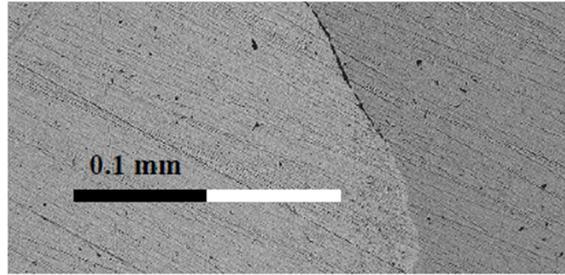


Figura 4.14 – Variação da espessura do revestimento num varão revestido a aço inoxidável (Kahrs *et al.*, 2001)

Na Figura 4.15, pode-se observar a corrosão num varão revestido a aço inoxidável dobrado resultante de testes de corrosão acelerados. Constata-se que a corrosão ocorre principalmente ao longo do remate do revestimento.

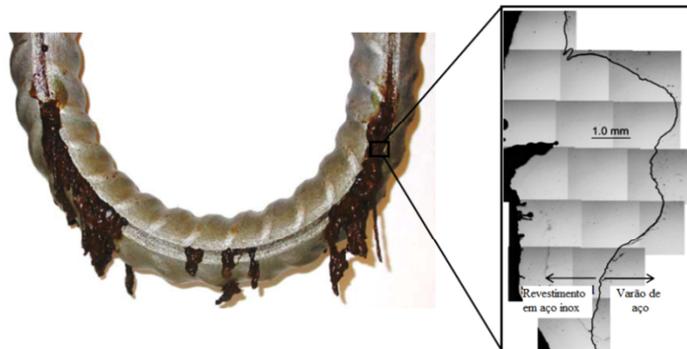


Figura 4.15 – Corrosão num varão revestido a aço inoxidável (Scully e Hurley, 2007)

No estudo de Kahrs *et al.* (2001), constata-se que as armaduras de aço inoxidável apresentam uma taxa de corrosão muito inferior à das armaduras correntes, que é cerca de 2 a 5%.

Cramer *et al.* (2002) referem que o teor de cloretos limite para o início da corrosão é muito superior ao teor para as armaduras correntes. Segundo Clemeña (2002), pode-se concluir que o revestimento de armaduras com inoxidável funciona como uma proteção excelente às armaduras tradicionais. Neste estudo, ficou demonstrado que o limiar do teor de cloretos necessário para o início da corrosão das armaduras revestidas a aço inoxidável é cerca de quinze vezes superior ao das armaduras sem qualquer tipo de revestimento.

Pode-se constatar, na bibliografia, que o limiar de corrosão para varões de revestidos a aço inoxidável é muito superior aos dos varões convencionais. No entanto, qualquer defeito nesse revestimento leva a que o limiar da concentração de cloretos que dá origem ao início da corrosão baixe para valores muito próximos dos valores dos varões de aço convencional não protegidos.

4.2.5.1 Custo

Segundo Virmani e Clemeña (1998), o método mais económico de utilizar armaduras de aço inoxidável é através do revestimento de armaduras tradicionais. Segundo os autores, o custo atualizado das armaduras revestidas a aço inoxidável é cerca de 115% superior ao das armaduras correntes.

O acréscimo de custo das armaduras revestidas a aço inoxidável é de cerca de 36% relativamente às armaduras de aço convencional (Kepler *et al.*, 2000).

Segundo Yunovich *et al.* (2001), o custo de revestir armaduras ordinárias com aço inoxidável é muito variável pois depende de vários fatores como: produtor, espessura e qualidade do revestimento aplicado. Neste estudo, refere-se que o acréscimo de custo resultante da substituição total das armaduras de aço corrente por armaduras revestidas a aço inoxidável é de cerca de 150%.

No estudo elaborado por Hartt *et al.* (2006), refere-se que o acréscimo de custo, das armaduras revestidas a aço inoxidável, relativamente às armaduras correntes, é de cerca de 370%.

Scully e Hurley (2007) mencionam que o custo dos varões revestidos a aço inoxidável é cerca de 240% superior ao custo dos varões de aço corrente.

Este material, à semelhança do que acontece para as armaduras sólidas de aço inoxidável, não dá origem a quaisquer custos de reabilitação / reparação ao longo da vida útil, pois expetavelmente não ocorrerão intervenções no período de vida útil em estudo.

4.2.5.2 Vida útil

Segundo Virmani e Clemeña (1998), estima-se que a vida útil das estruturas realizadas com armaduras revestidas a aço inoxidável seja de 50 anos.

No estudo elaborado por Kepler *et al.* (2000), refere-se que o acréscimo de vida útil que se pode conseguir com a utilização de armaduras revestidas a aço inoxidável, relativamente à construção com armaduras correntes, é de cerca de 65 anos.

Yunovich *et al.* (2001) referem que a utilização das armaduras revestidas a aço inoxidável prolonga a vida útil das estruturas correntes em cerca de 40 anos.

No estudo realizado por Cross *et al.* (2001), pode-se verificar que a vida útil destas armaduras pode ser muito distinta, variando significativamente quer com o tipo de revestimento na extremidade quer com o pH do ambiente.

Tabela 4.10 – Tempo que decorre até a degradação do betão (Cross *et al.*, 2001)

Tipo de varão	Vida útil	
	pH alto (12-13)	pH baixo (5)
Sem revestimento na extremidade	16	12
Extremidade revestida a resina epóxida	60	95
Extremidade revestida com aço inoxidável pulverizado	25	11

Os autores referem 11 e 10 anos como o tempo necessário para provocar danos no betão com armadura não protegidas em ambientes com pH alto e com pH baixo respetivamente. Devido à corrosão que surge devido à deterioração, ou à falta de revestimento na extremidade, os autores não recomendam a utilização de armaduras revestidas a aço inoxidável no betão armado.

Segundo Hartt *et al.* (2004), a vida útil dos varões revestidos a aço inoxidável pode superar 100 anos. A consideração de uma vida útil dos varões de 100 anos significa que não será necessário efetuar nenhuma operação de reabilitação ao longo de toda a vida útil da ponte,

levando a poupanças que serão tanto maiores quanto maior for a densidade do tráfego a utilizar a estrutura.

Segundo Darwin *et al.* (2007), os tabuleiros realizados com armaduras revestidas a aço inoxidável têm uma vida útil expectável de 75 anos.

4.2.5.3 Vantagens

No estudo elaborado por Hartt *et al.* (2004), refere-se que, à semelhança do que ocorre para as armaduras maciças de aço inoxidável, estas armaduras têm uma vida útil que pode também atingir 100 anos, ainda que a um custo muito inferior.

Dado que não existe corrosão superficial, estas armaduras são mais limpas e portanto mais facilmente manuseáveis do que as armaduras correntes.

4.2.5.4 Desvantagens

Embora a vida útil seja muito superior à das armaduras correntes, o seu custo também o é.

Kahrs *et al.* (2001) constataram que o revestimento com resina epóxida das extremidades dos varões revestidos a aço inoxidável não garante proteção adequada, sendo a taxa de corrosão da mesma ordem de grandeza das armaduras convencionais. Os autores defendem, de modo a impedir a corrosão das mesmas, que as extremidades devem ser seladas com cápsulas revestidas a resina epóxida ou outros materiais.

Segundo Kahrs *et al.* (2001) e Hartt *et al.* (2004), o principal problema que ocorre nas armaduras revestidas a aço inoxidável é a corrosão que surge nas extremidades dos varões, onde ficam expostas as armaduras correntes, e os possíveis defeitos que possam ocorrer no revestimento, potenciando a corrosão da armadura de base.

Segundo Scully e Hurley (2007), o problema que surge com a utilização destes materiais é a corrosão que ocorre quando existem falhas ou quebras no revestimento.

4.3 Adjuvantes inibidores de corrosão

Os inibidores de corrosão à base de nitrito de cálcio $Ca(NO_2)_2$ são, juntamente com as armaduras revestidas com resina epóxida, dos métodos mais utilizados como sistema de proteção contra a corrosão de estruturas de betão armado (Berke, 1998). Segundo Darwin *et al.* (2007), o nitrito de cálcio é o inibidor de corrosão mais utilizado nos E.U.A..

Os adjuvantes inibidores de corrosão são compostos químicos usualmente utilizados conjuntamente com as adições minerais como a sílica de fumo e as cinzas volantes. O efeito da utilização conjunta dos adjuvantes e dos aditivos faz com que se aumente o limiar do teor de cloretos necessário para o início da corrosão do betão de permeabilidade reduzida.

Embora os adjuvantes inibidores existam desde a década de 1970, a sua aplicação como inibidor de corrosão de armaduras em estruturas de betão armado apenas se iniciou na década de 1980 (Elsener, 2001). Os inibidores de corrosão eram, no início da sua aplicação, utilizados como adjuvantes no betão fresco com o objetivo de retardar corrosões futuras. No entanto, os inibidores podem ser aplicados em estruturas existentes através da impregnação e difusão atravessando a superfície de betão (Dillard *et al.*, 1993). A capacidade de penetração

dos inibidores de corrosão pode ser potenciada através da utilização de métodos eletroquímicos (DSA, 2004).

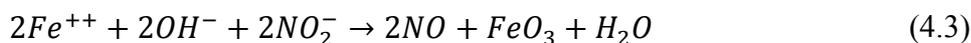
Segundo o ACI (2001), os inibidores de corrosão são substâncias que diminuem a taxa de corrosão sem reduzir a concentração do agente de corrosão junto das armaduras. A dosagem usual dos inibidores de corrosão é cerca de 10 a 30 l/m³ (McCarthy *et al.*, 2004). Segundo Perkins (1997), para se utilizarem inibidores de corrosão de forma eficaz, deve-se garantir que o betão tenha uma dosagem mínima de 350 kg/m³ de cimento e uma razão água / cimento inferior a 0,45.

Na Tabela 4.11, é apresentada uma relação entre a dosagem de nitrito de cálcio a utilizar, num determinado betão, em função da concentração de cloretos ao nível das armaduras.

Tabela 4.11 – Dosagem de nitrito de cálcio para proteção da corrosão devida a cloretos (Bentur *et al.*, 1997)

Dosagem de nitrito de cálcio [l/m ³]	Concentração de cloretos ao nível das armaduras [kg/m ³]
10	3,6
15	5,9
20	7,7
25	8,9
30	9,5

Segundo Berke e Rosenberg (1990), a presença de nitrito de cálcio no betão reage de modo a remover os iões de ferro através da seguinte equação (4.3):



Esta reação impede que ocorra a corrosão. No entanto, os iões nitrito são reduzidos ao gás óxido nítrico o que faz com que se reduza a concentração de nitrito na vizinhança das armaduras e com que o aumento do teor de cloretos reduza a sua capacidade de manter a passividade das armaduras (Smith e Virmani, 2000).

Segundo Thompson *et al.* (2000), após a realização de ensaios a diferentes inibidores de corrosão comerciais, é evidente que o nitrito de cálcio garante a passividade das armaduras mesmo para elevados teores de cloretos.

A utilização de inibidores de corrosão na reparação de estruturas danificadas pela corrosão das armaduras é um método relativamente recente. Em RILEM (1994), são definidas algumas recomendações para a sua aplicação nestas situações, pondo em destaque os possíveis efeitos adversos relativos às reações álcalis-agregado e ação gelo-degelo.

Os inibidores de corrosão são usualmente classificados em dois grupos: orgânicos e inorgânicos (NP EN 934-2, 2009). Esta classificação é feita em função do seu mecanismo de atuação. O seu efeito pode-se fazer sentir na reação anódica, na reação catódica ou na mista (Söylev e Richardson, 2008). Segundo os autores:

- os inibidores anódicos atuam na dissolução do aço reduzindo a taxa de corrosão através do aumento do potencial de corrosão do aço; o nitrito de cálcio é o inibidor de corrosão anódico mais utilizado; também têm sido utilizados, embora em menor escala, o nitrito de sódio, benzoato de sódio e o cromato de sódio;

- os inibidores catódicos atuam na reação do oxigênio à superfície do aço, reduzindo a taxa de corrosão e diminuindo o potencial de corrosão; os inibidores catódicos mais utilizados são o hidróxido de sódio e o carbonato de sódio, os quais aumentam o pH junto das armaduras reduzindo o transporte do oxigênio junto do aço;
- os inibidores mistos atuam quer nas zonas anódicas quer nas catódicas sem produzir variações significativas do potencial de corrosão; estes são adsorvidos na superfície do aço, formando uma camada protetora; neste grupo, inserem-se a amina e o aminoálcool.

Os inibidores de corrosão orgânicos atuam formando um filme passivo junto das armadura e impedindo que os agentes agressores se aproximem das armaduras (Ormellese *et al.*, 2006). Os inibidores orgânicos são usualmente aminas, aminoácidos e carboxilatos (Ormellese *et al.*, 2009). Neste estudo, as aminas apresentam uma baixa capacidade de inibição, os aminoácidos apresentam uma capacidade superior às aminas, mas, mesmo assim, pouco eficazes ao invés do que ocorre com os carboxilatos que apresentam uma grande capacidade de inibição.

Os inibidores inorgânicos, como o nitrito de cálcio, atuam reduzindo quer a oxidação quer as reações à superfície das armaduras (Bertolini *et al.*, 2004). Segundo os autores, os inibidores de corrosão podem atuar quer no período de iniciação (reduzindo a taxa de penetração de cloretos ou aumentando o valor limite para o início da corrosão) quer na fase de propagação (reduzindo a taxa de corrosão).

Virmani e Clemenña (1998) referem que a eficácia da proteção, relativamente à corrosão, proporcionada por nitrito de cálcio é garantida quando o rácio iões cloreto / iões nitrito é inferior a 1,0.

Segundo Ann e Song (2007), os inibidores de corrosão com base de nitrito de cálcio têm sido utilizados com sucesso nas estruturas de betão armado, obtendo-se uma maior resistência à corrosão induzida pelos cloretos. O nitrito de cálcio, em geral, aumenta o teor crítico de cloretos para o início da fendilhação aumentando, desta forma, o tempo necessário para que a corrosão ocorra.

Segundo Kepler *et al.* (2000), dado que o nitrito de cálcio proporciona um aumento do valor limiar de cloretos para início da corrosão, não tendo qualquer capacidade de bloquear a entrada dos cloretos no betão, é fundamental que se utilize betão de boa qualidade para dificultar o acesso dos cloretos às armaduras. Os autores referem que a eficácia deste composto depende da razão água / cimento, sendo que esta deve manter-se abaixo de 0,45.

Na Figura 4.16, são apresentadas as diferentes fases do processo de aplicação do inibidor de corrosão a uma superfície de um tabuleiro. O processo inicia-se com a limpeza do tabuleiro (a); aplica-se depois o inibidor de corrosão (b); o inibidor é distribuído informalmente pelo tabuleiro (c); mantém-se a superfície húmida através da pulverização de água sobre a mesma (d); após um segundo ciclo do tratamento, utiliza-se água para limpar a superfície tratada (e); e em (f) é apresentado o aspeto final da superfície do tabuleiro após a conclusão do tratamento.

A utilização de inibidores de corrosão para proteção de estruturas existentes garante ganhos de vária ordem, no que concerne à reparação de estruturas, relativamente a outros métodos. Segundo COST 521 (2003), este método pode ser aplicado como:

- proteção adicional nos casos em que não se prevê que se atinja a durabilidade pretendida (devido a erros de projeto, composição, colocação e cura do betão);
- proteção adicional quando a avaliação do estado da estrutura demonstrar que devem ser aplicadas medidas para a reposição de níveis de durabilidade pretendidos;
- medida de reparação quando já se tiver iniciado a corrosão das armaduras sem que seja necessário proceder a um reforço estrutural;
- aditivo em reparações tradicionais (nas operações de substituição do revestimento degradado de estruturas).

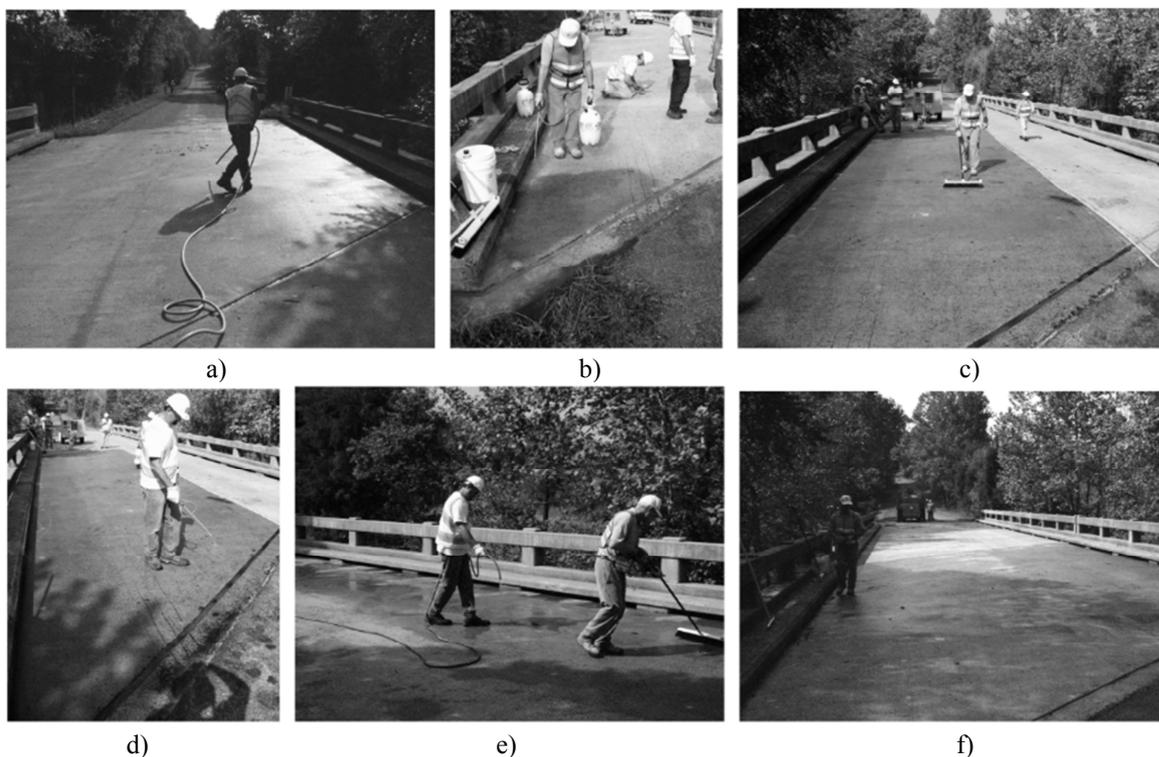


Figura 4.16 – Fases do processo de aplicação do inibidor de corrosão em estruturas existentes (Sharp, 2004)

4.3.1 Custo

Berke *et al.* (1988) verificaram que a inclusão de inibidores de corrosão no betão provoca um incremento médio do custo total de construção do tabuleiro de cerca de 2%.

Atualizando os valores apresentados em Kepler *et al.* (2000), verifica-se que o custo por litro é cerca de 1,8 €. Como referido, a dosagem recomendada, por metro cúbico de betão, varia entre 10 e 30 litros, o que resulta num custo de 18 a 54 €/m³.

Yunovich *et al.* (2001) referem que a introdução de nitrato de cálcio incrementa o custo de construção em cerca de 47%.

No estudo apresentado em COST 521 (2003), refere-se que a utilização de inibidores de corrosão à base de nitritos aumenta em cerca de 40% o custo relativamente à utilização do aço convencional sem qualquer tipo de proteção.

Tendo como referência o ano de 2009, e com base na realidade Alemã, o custo da utilização do inibidor de nitrito de cálcio é cerca de 42% superior ao custo do aço corrente (fib, 2009).

4.3.2 Vida útil

A eficácia de longo prazo dos inibidores de corrosão depende muito da sua estabilidade ao longo do tempo. Estes devem ser quimicamente estáveis sendo que não deverão evaporar nem escorrer da mistura do betão.

Segundo Miller e Darwin (2000), para estruturas onde se utilizam 10 l/m³ de nitrito de cálcio, é expectável que a primeira intervenção de reparação ocorra 40 anos após a sua construção.

Kepler *et al.* (2000) afirmam que a utilização dos inibidores de corrosão provoca um aumento de cerca de 30 anos na vida útil das estruturas de betão armadas com aço corrente.

Yunovich *et al.* (2001) consideram que a utilização de nitrito de cálcio em estruturas de betão armado proporciona um prolongamento de 20 anos na vida útil da estrutura.

4.3.3 Vantagens

A introdução dos adjuvantes no betão, para além de aumentar o tempo para o início da corrosão, faz com que a evolução da taxa de corrosão seja inferior à do betão corrente (Yunovich *et al.*, 2001).

Estes produtos são facilmente introduzidos aquando da amassadura dos betões, pelo que podem ser aplicados, com muita facilidade, em estruturas novas (COST 521, 2003). Segundo os autores, a aplicação de inibidores em betão endurecido não produz qualquer tipo de alteração às suas propriedades mecânicas.

Segundo o grupo de trabalho AFGC / CEFRACOR (2003), as vantagens da aplicação dos inibidores de corrosão são:

- facilidade de penetração no betão;
- redução da velocidade de corrosão das armaduras sem que afete as suas propriedades mecânicas;
- não ser tóxico.

Uma vantagem mencionada em Perkins (1997) é a sua compatibilidade com todos os tipos de cimento.

Segundo De Schutter e Luo (2004), os inibidores de corrosão à base de nitrito de cálcio aumentam numa fase inicial a resistência à compressão, o teor de ar e a trabalhabilidade do betão fresco.

Elsener (2001) refere que uma das principais vantagens da utilização dos inibidores de corrosão é o seu baixo custo e facilidade de aplicação relativamente aos restantes métodos de reabilitação.

Nmai *et al.* (1992) referem que não existe qualquer redução da aderência entre as armaduras e betões com inibidores de corrosão.

Em NCHRP (2006), são realçadas algumas vantagens resultantes da utilização de nitrito de cálcio como inibidor de corrosão:

- quando é aplicado em estruturas novas, ou seja, aquando da amassadura, fornece uma proteção efetiva independentemente da localização das armaduras, garantindo uma proteção eficaz e duradoura;
- é compatível com o cimento Portland, podendo ser adicionado na amassadura quer em central quer em obra;
- não necessita de manutenção após a aplicação;
- pode ser aplicado em obra sem grandes cuidados na preparação da superfície.

Segundo NCHRP (2006), a utilização de inibidores orgânicos possui as seguintes vantagens:

- podem ser aplicados quer na amassadura, quer na superfície da estrutura a proteger;
- relativamente a outros meios de proteção, para além de serem mais económicos, são fáceis de aplicar;
- quando são utilizados na amassadura, não produzem alterações no tempo de presa, nem na trabalhabilidade do betão;
- tem base aquosa, são de fácil utilização e não são nocivos para o meio ambiente.

4.3.4 Desvantagens

A concentração de iões nitrito do betão facilita o ingresso dos cloretos atmosféricos. Segundo Ann e Song (2007), este fenómeno afeta a eficácia do inibidor reduzindo o tempo para que ocorra a corrosão.

Em COST 521 (2003), são apresentadas as seguintes desvantagens resultantes da aplicação dos inibidores de corrosão:

- a natureza destes produtos leva a que a aplicação em estruturas existentes, onde já se desenvolve corrosão, seja pouco eficaz;
- a eficácia da aplicação de nitrito de cálcio é maior para valores relativamente baixos do teor de cloretos presentes no betão, assim como para elementos com uma reduzida taxa inicial de corrosão;
- a aplicação do produto é relativamente recente, não existindo ainda uma experiência consolidada sobre o seu comportamento de longo prazo;

- a penetração do produto no betão endurecido ocorre por sucção capilar, ou por difusão, podendo ocorrer uma evaporação significativa do agente;
- dificuldade no transporte do agente para o interior do betão, a qual depende muito da qualidade do betão.

Trabanelli *et al.* (2005), referem que a escorrência, ou evaporação, do inibidor de corrosão quando aplicado a estruturas existentes leva a que este método de proteção perca gradualmente a sua eficácia.

Os inibidores constituídos por aminas e esteres provocam a diminuição da resistência à compressão em cerca de 10 a 20% (De Schutter e Luo, 2004).

Segundo Bertolini *et al.* (2004), o efeito da aplicação de inibidores de corrosão em estruturas onde já se deu o início da corrosão das armaduras é muito reduzido.

Em RILEM (1994) constata-se a utilização de inibidores de corrosão aumenta a suscetibilidade de reações adversas tais como álcalis-agregado e gelo-degelo.

Segundo Broomfield (1997), os inibidores de corrosão possuem a limitação de apenas serem eficazes na corrosão iniciada por cloretos, sendo inócua quando a corrosão é iniciada por outros agentes.

Em NCHRP (2006), são descritas algumas desvantagens resultantes da utilização de nitrato de cálcio como inibidor de corrosão:

- dado que o composto tem propriedades de acelerador de presa, este poderá, em certos casos, criar dificuldades na colocação, acabamento e cura do betão em obra (por exemplo, em ambientes muito quentes e nos betões com baixo teor de C_3A);
- pode provocar um aumento do abaixamento do betão fresco;
- como a quantidade de nitrato de cálcio a utilizar depende do teor de cloretos presentes na estrutura a proteger, a sua quantificação deve ser muito cuidada;
- quando se utiliza, como método de proteção, a solução de nitrato de cálcio, a sua eficácia é prejudicada quando o recobrimento das armaduras é superior a 1,3 cm (o que ocorre na grande maioria das ocasiões).

Em NCHRP (2006), são indicadas as seguintes desvantagens resultantes da utilização de inibidores orgânicos:

- devido a possuírem uma estrutura porosa compacta, a eficácia dos inibidores orgânicos é menor quando aplicados em betões com baixas relações água / cimento;
- produzem uma ligeira diminuição da resistência à compressão dos betões;
- a sua aplicação deve ser realizada em superfícies secas;
- não podem ser aplicados com temperaturas inferiores a 2 °C ou quando seja expectável que a temperatura desça abaixo daquele valor nas 12 horas subsequentes à sua aplicação.

4.4 Proteção / prevenção catódica

Pode-se definir a proteção catódica como uma técnica que reduz ou impede o aparecimento da corrosão em elementos metálicos através da transformação da sua superfície de ânodo em cátodo da célula eletroquímica (NCHRP, 2009). A proteção catódica é a única tecnologia que permite de uma forma direta suspender o processo de corrosão em estruturas de betão armado e pré-esforçado.

Refira-se que este método, efetivamente comprovado na prevenção / controlo da corrosão em betões em meios contaminados por cloretos, não restitui o material perdido devido à corrosão nem possui a capacidade de repor nos aços as suas características iniciais (NACE SP0290, 2007).

Devido aos produtos da corrosão interferirem na sua eficiência, segundo Redaelli e Bertolini (2011), a eficácia do método da proteção catódica numa determinada estrutura é tanto maior quanto mais cedo for aplicada.

Verifica-se que, para pequenas intensidades de corrente, se produz a paragem do processo corrosivo, levando mesmo à alteração do meio envolvente restabelecendo a passividade ao nível das armaduras (Glass *et al.*, 2001). Segundo os autores, constata-se que pequenas intensidades de corrente da ordem de 6 mA/m^2 podem ser suficientes para impedir o desenvolvimento do processo corrosivo com uma taxa de corrosão de 60 mA/m^2 .

A proteção catódica é um método com cada vez maior implantação a nível mundial. O princípio da proteção catódica já é conhecido desde 1824, quando foi pela primeira vez aplicado, no Reino Unido, por Humphry Davy, na prevenção da corrosão em navios (Davy, 1824).

As primeiras aplicações desta tecnologia em betão ocorreram anteriormente a 1955. Foi aplicada a condutas de água realizadas em betão pré-esforçado (SHRP, 1998). No início da década de 70 do século XX, verificou-se que o betão era um material condutor o qual tinha capacidade de transportar pequenos fluxos de eletricidade. O início da aplicação deste método a estruturas de betão armado ocorreu há cerca de 40 anos nos E.U.A.. Constatou-se que a introdução de uma pequena corrente elétrica no betão permitia alterar o estado de polarização das armaduras mitigando, desta forma, a corrosão através de uma proteção catódica.

A primeira utilização deste método remonta, em estruturas de betão armado, a 1973. Foi aplicado, pelo departamento de transportes da Califórnia dos E.U.A., a parte um tabuleiro da ponte *Sly Park Road Bridge* localizada na Califórnia (Stratfull, 1974). Dos diversos países onde esta técnica é utilizada, a Itália é, atualmente, um dos países em que a aplicação da proteção catódica está mais desenvolvida.

A evolução da técnica desde os tempos iniciais tem sido notória, sendo uma técnica em constante evolução. Existem países em que esta técnica é já utilizada de um modo relativamente generalizado, fazendo com que possuam uma experiência significativa. Deste grupo de países, destacam-se na Europa como referido a Itália, mas também o Reino Unido e a Noruega.

Em 2000, a área protegida em todo o mundo, em estruturas de betão armado e pré-esforçado, pela técnica da proteção catódica superava largamente os dois milhões de m^2 (DfT, 2002).

Em 2004, a Itália possuía já mais de 130000 m² de área de betão protegida pelo método da proteção catódica (Nerland e Mork, 2004).

No estudo elaborado por Nerland *et al.* (2007), verifica-se que, na Noruega e no período de 1989 a 2006, foram realizadas 175 instalações de proteção catódica, das quais em 2007 funcionavam ainda 163. O mesmo estudo indica que neste país a proteção catódica de pontes representa cerca de 16% do total de estruturas protegidas.

Segundo NCHRP (2009), em 2009, existiam na América do Norte cerca de 600 pontes protegidas por proteção / prevenção catódica, estando previstas mais 159 intervenções até 2014.

A análise dos dados relativamente ao emprego da proteção catódica como método de proteção indica que a utilização da técnica se encontra em declínio, na América do Norte, pois no período de 1970 a 1989 esta foi aplicada a aproximadamente a 275 pontes e nos 20 anos subsequentes foi aplicada apenas a 240 pontes. No entanto, as previsões relativas aos próximos 5 anos indicam que esta tendência irá alterar-se prevendo-se um crescimento significativo (NCHRP, 2009). Consta-se, no entanto, que nos E.U.A. apenas 3 estados (Florida, Missouri e Oregon), dos 50 estados que o constituem, utilizam esta técnica ativamente e no Canadá, das 10 províncias que o constituem, apenas 3 (Alberta, New Brunswick e Ontário) a utilizam.

No estudo realizado por NCHRP (2009), verifica-se que um dos principais fatores para que a técnica da proteção catódica seja disseminada é a realização de estudos comparativos entre esta técnica e os restantes possíveis tratamentos. Estes estudos devem envolver a determinação de custos iniciais e de ciclo de vida. Um fator importante para a sua disseminação é também o desenvolvimento de novos ânodos, principalmente para os sistemas de proteção galvânicos, pois esta técnica de proteção catódica requer menos custos de manutenção e de monitorização do que a técnica de proteção catódica por corrente impressa.

Embora a eficácia deste método esteja largamente comprovada, existem casos que não decorreram da forma desejada. Da experiência Norueguesa, verifica-se que os principais motivos do mau funcionamento de um sistema de proteção catódica podem-se organizar em quatro grupos (Nerland *et al.*, 2007):

- dimensionamento: o sistema projetado não foi o adequado ao ambiente onde está inserido e para a utilização prevista;
- mão-de-obra: não foram tomadas as devidas precauções com os pormenores, tendo falhado o controlo de qualidade do produto final; foram detetados problemas com a continuidade elétrica do sistema levando a trabalhos adicionais em algumas instalações de proteção catódica;
- materiais: algumas instalações foram realizadas com novos sistemas de ânodos que ainda não estavam adequadamente ensaiados;
- monitorização / inspeção: a falta de sistemas de monitorização, em alguns sistemas, impediu que os problemas com a instalação fossem atempadamente detetados e resolvidos numa fase inicial.

A aplicação da técnica da proteção catódica tem demonstrado globalmente que é um método eficaz no controlo da corrosão nas estruturas de betão armado contaminadas pelos cloretos (DfT, 2002). O documento refere que, pelos dados conhecidos, se constata que este método é mais económico do que a extensa remoção de betão contaminado pelos cloretos, podendo-se obter reparações com uma redução até 80% dos custos.

O principal objetivo deste método é impedir o desenvolvimento da corrosão, evitando a delaminação do betão, e não restaurar a capacidade resistente das estruturas. A utilização desta técnica, dado que não restitui a capacidade resistente da estrutura, deve ser realizada em estruturas em que se garanta a capacidade resistente às ações aplicadas.

Este método, utilizado para prevenção da corrosão, quando aplicado a novas estruturas, durante a sua construção, denomina-se por prevenção catódica. É um método utilizado para evitar a deterioração prematura do betão, impedindo a corrosão das suas armaduras. Da análise da bibliografia, verifica-se que este começa a ter alguma aplicação em estruturas expostas a ambientes bastante agressivos.

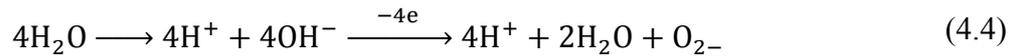
O processo de aplicação da prevenção catódica (materiais e equipamentos) é em tudo semelhante ao utilizado aquando da instalação da proteção catódica (ânodos, sensores, fontes de alimentação, sistema de controlo e monitorização). A principal diferenciação resulta dos métodos de instalação. A instalação da prevenção catódica durante a construção das estruturas, devido a todas as armaduras estarem acessíveis, é significativamente mais simples do que a instalação de proteção catódica como técnica de reabilitação numa estrutura já deteriorada, pois é necessário a realização de todo um trabalho prévio de preparação da estrutura (Lourenço, 2007).

Segundo Chess (1998), a proteção catódica é o método mais adequado para a reabilitação de estruturas afetadas pelos cloretos. O efeito dos cloretos nas estruturas de betão diminui a sua resistividade reduzindo as necessidades de corrente para que se proporcione uma adequada proteção catódica às suas armaduras. A carbonatação produz o aumento da resistividade do betão obrigando a um aumento da corrente imposta para que a proteção catódica das armaduras seja adequada. Este facto, segundo o mesmo autor, não impede que se aplique o método da proteção catódica a estruturas afetadas pela carbonatação do seu betão, mas, nesses casos, deve-se ter cuidados adicionais no seu controlo.

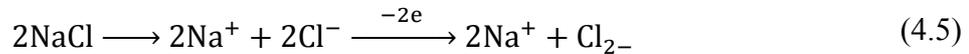
Segundo NCHRP (2006), a proteção catódica é a única técnica de reabilitação de tabuleiros de pontes que, independentemente do teor de cloretos existente, permite parar a evolução da corrosão devido aos sais.

O princípio de funcionamento da proteção catódica baseia-se na imposição de uma corrente elétrica de baixa intensidade, através de um eletrólito que é o betão, de um ânodo exterior até às armaduras, tornando o potencial do aço mais negativo, isto é, convertendo-o num cátodo. A colocação de um ânodo faz com que, na interface betão / ânodo, ocorra a reação de oxidação da água a qual forma oxigénio. Durante o processo de proteção catódica, verifica-se que as reações predominantes que ocorrem em torno do ânodo são a libertação de oxigénio e a evolução do cloro (Chess, 1998).

Na equação (4.4), são apresentadas as reações da evolução do oxigénio no ânodo. Verifica-se também nesta mesma reação que se libertam catiões hidrogénio H^+ .



Na equação (4.5), são apresentadas as reações dos iões cloro no ânodo.



O custo final dos sistemas de proteção catódica por corrente impressa é variável e depende fortemente dos custos de operação e do grau de monitorização adotado. Por esse facto, a escolha do ânodo é realizada atendendo não só às especificações técnicas mas também aos aspetos económicos (Chess, 1998).

Independentemente do método de proteção catódica adotado, de corrente impressa ou galvânico, a escolha do ânodo mais adequado é um aspeto crítico. Este deve garantir não só que a corrente elétrica, ou diferença de potencial, imposta é suficiente para transformar as armaduras num cátodo, mas também que a sua distribuição pela estrutura é uniforme.

Verifica-se, da análise do diagrama de Pourbaix (Figura 4.17), o qual apresenta uma relação entre o potencial elétrico e o pH, que o aço para valores de potenciais elétricos negativos é imune à corrosão, independentemente do valor do pH do meio envolvente.

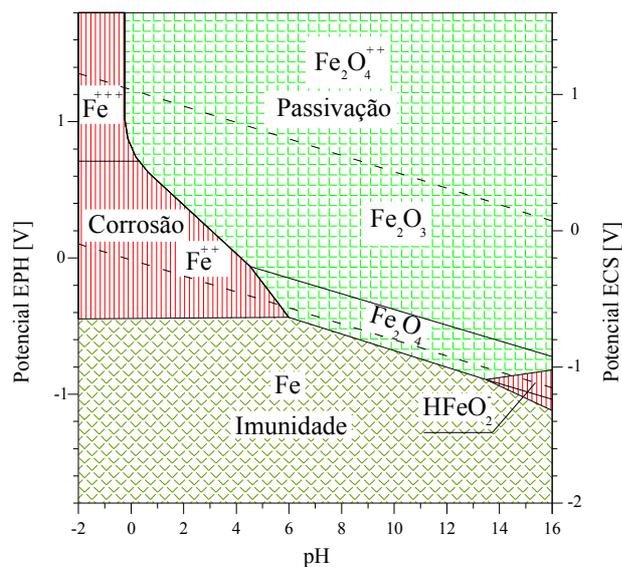


Figura 4.17 – Diagrama de Pourbaix

Um outro efeito da proteção catódica resulta no facto de o potencial do aço se tornar negativo o que faz com que os iões cloreto, também eles negativos, sejam repelidos para o exterior do betão aumentando desta forma a sua alcalinidade e, portanto, implementando a passividade das armaduras. Este facto é o princípio de atuação da remoção eletroquímica de cloretos do betão. Pode-se constatar que a aplicação da proteção catódica, para além de impedir que a corrosão ocorra, faz com que se aumente a alcalinidade do betão e se elimine o agente agressor quando o ataque do betão se deve à presença de cloretos (Lourenço, 2007). Este mecanismo está representado de forma esquemática na Figura 4.18.

Foi referido que a passividade das armaduras embebidas em betão cessa quando o teor de cloretos ultrapassa um determinado valor limiar. O teor de cloretos afeta também a gama de

potenciais onde o aço está num estado passivo. O limite superior desta gama denomina-se de potencial de corrosão (E_{pit}).

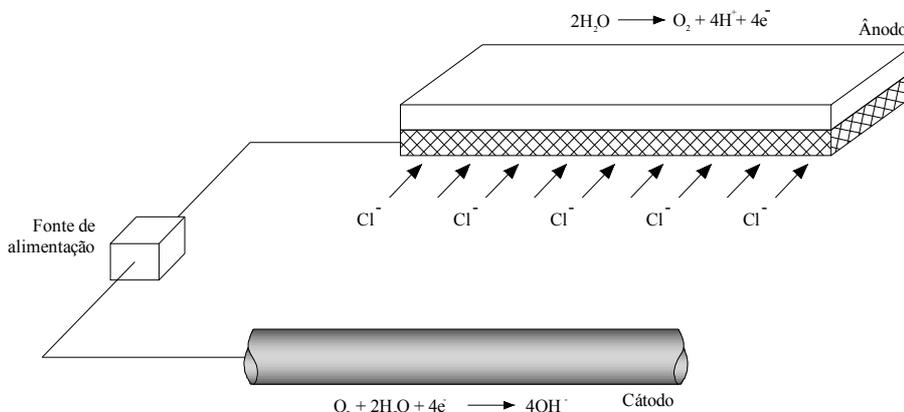


Figura 4.18 – Mecanismo de proteção catódica (Lourenço, 2007)

Na Figura 4.19, é apresentada a variação da taxa de corrosão com a diminuição do potencial elétrico, considerando diferentes valores do teor de cloretos no betão. O valor do potencial de corrosão varia tipicamente entre +500 mV, para o betão são, e -400 mV, para o betão altamente contaminado por cloretos. O potencial de corrosão caracteriza-se por ter uma grande variabilidade, a qual depende de fatores como o teor de cloretos, o pH da superfície do aço, a temperatura, o tipo e dosagem de cimento, entre outros. Na bibliografia, verificou-se que o teor de cloretos crítico, isto é, a quantidade de cloretos necessária para que existam condições para a ocorrência de corrosão numa estrutura exposta à atmosfera (com uma variação de potencial de 0 V relativamente ao eléctrodo de calomelano saturado – SCE), varia entre 0,4 e 1,0% do peso de cimento.

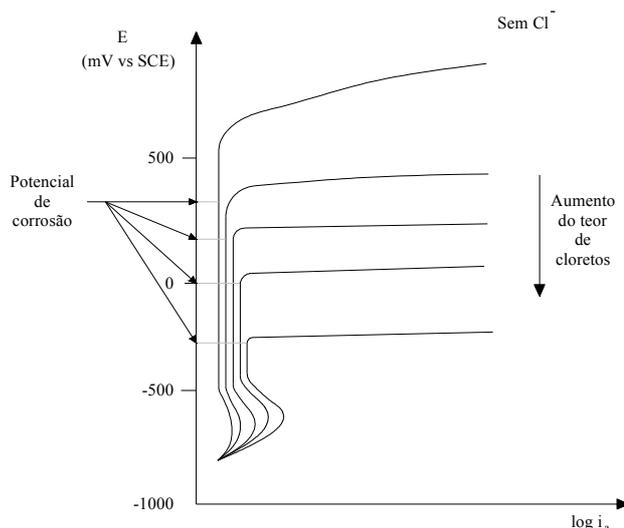


Figura 4.19 – Mecanismo de proteção catódica (Bertolini *et al.*, 1998)

Como referido, o comportamento da corrosão do aço no betão depende do teor de cloretos bem como do potencial elétrico a que este está submetido. Na Figura 4.20, é apresentado um

gráfico onde estão definidas as cinco diferentes zonas de comportamento da corrosão em função destes parâmetros.

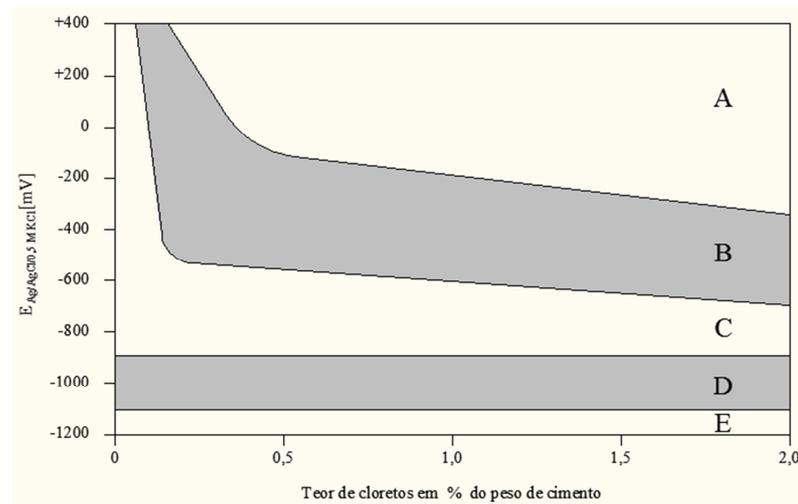


Figura 4.20 – Definição das zonas de proteção das armaduras em função do potencial elétrico e do teor de cloretos (Pedefferri, 1996)

Segundo Pedefferri (1996), a zona A é a região onde estão estabelecidas as condições para que ocorra a corrosão. Verifica-se que, quando o teor de cloretos é superior a 0,4% do peso de cimento a corrosão ocorre para valores positivos do potencial elétrico das armaduras. Constata-se também que, para valores do teor de cloretos inferiores a cerca de 0,1%, a corrosão não tem condições para ocorrer, independentemente do potencial das armaduras.

A zona B é uma região na qual existe a proteção das armaduras. No entanto, esta proteção é imperfeita, isto é, nesta região a corrosão não se inicia, mas existe a possibilidade de se propagar lentamente. Para as regiões inferiores à da zona B, existem condições para impedir o aparecimento e o desenvolvimento da corrosão.

A zona C é denominada como zona de proteção perfeita, pois nesta região não existe possibilidade de início nem de propagação da corrosão das armaduras, garantindo, simultaneamente, um funcionamento correto da estrutura e dos seus componentes.

A zona D define uma região em que a corrosão não pode ocorrer, nem se desenvolver. No entanto, potenciais por volta de -1000 mV podem levar à deterioração dos aços de pré-esforço através da libertação do hidrogénio. Este nível de proteção apenas pode ser utilizado quando na estrutura existirem exclusivamente armaduras ordinárias.

Na zona E, com potenciais inferiores a -1100 mV, pode ocorrer o destacamento do betão, pelo que não devem aplicados potenciais elétricos inferiores a este valor em estruturas de betão armado.

Na Figura 4.21, é apresentada a evolução dos potenciais elétricos nos processos de prevenção e proteção catódica. No caso da prevenção catódica, o percurso potencial / teor de cloretos é definido pelo caminho 1-2-3. Deste modo, impõe-se que o estado esteja na região B, onde não se inicia a corrosão. Embora esta seja uma zona onde a corrosão se pode desenvolver, não tem condições para iniciar. Deste modo, fica estabelecida a proteção das armaduras relativamente à corrosão.

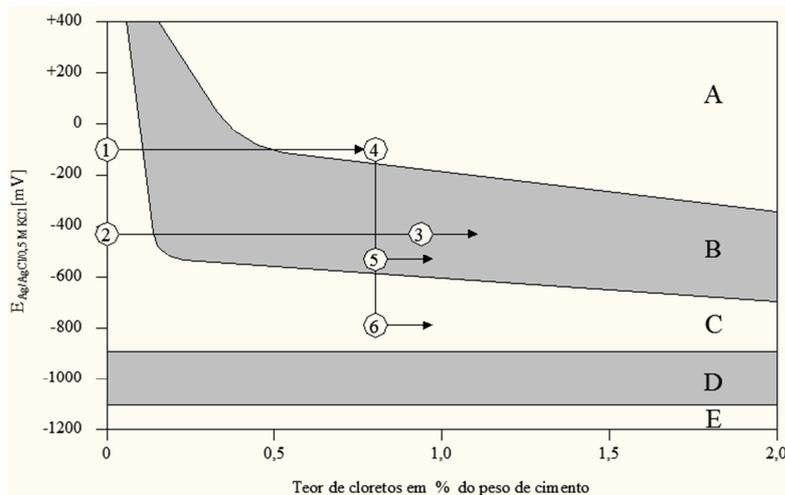


Figura 4.21 – Efeito da proteção catódica em função do potencial elétrico e do teor de cloretos (Pedferri, 1996)

No caso da proteção catódica, podem ocorrer duas situações: reposição da passividade ou redução da taxa de deterioração. O cenário da reposição da passividade começa na posição 4, pois, nesta região, existem condições para o desenvolvimento da corrosão.

Ao aplicar a proteção catódica, torna-se o potencial das armaduras mais negativo, levando o estado para a posição 5. Esta redução, restaurando a passividade, leva a que as condições do meio estejam muito próximas da zona C (proteção perfeita).

Quando o objetivo é impedir qualquer taxa de deterioração, deve-se impor nas armaduras um potencial ainda mais negativo, levando a que as condições de corrosão em que se encontram as armaduras (4) deixem de existir passando para uma região de proteção perfeita (6).

O processo de polarização das armaduras depende de vários fatores, de entre os quais se destacam: profundidade das armaduras, resistividade do betão, nível de corrosão e intensidade de corrente. Quanto maior for a distância das armaduras ao ânodo maior terá de ser a diferença de potencial entre essas armaduras e o próprio ânodo. No processo de polarização a grande profundidade, deve-se ter o cuidado de controlar o nível de polarização das armaduras mais próximas do ânodo, pois o excesso de polarização destas armaduras poderá conduzi-las para as regiões D ou E, o que pode mesmo provocar danos estruturais significativos.

Segundo Daily (2003), os fatores que uma estrutura deve possuir de modo a que esteja habilitada a ser protegida pela técnica da proteção catódica são:

- vida útil remanescente da estrutura superior a 10 anos;
- área de betão delaminado, ou descascado, inferior a 50% da área total;
- teor de cloretos superior a 0,026% do peso do betão;
- potencial elétrico inferior a -200 mV (valor indicativo da rotura do filme passivante);
- a obra de arte a proteger deverá ser estruturalmente sã;
- continuidade elétrica entre a maioria das armaduras;

- disponibilidade de energia elétrica.

Atualmente, existem duas possibilidades de aplicação do método da proteção catódica em estruturas: por corrente impressa ou galvânica (ACI, 1996a). A principal diferença entre estes dois métodos resulta no modo como é criado o circuito elétrico. Nos sistemas de corrente impressa, a circulação dos eletrões, e a correspondente polarização das armaduras, é materializada com o auxílio de uma fonte exterior de corrente contínua. Nos sistemas galvânicos, a circulação dos eletrões resulta da diferença de potencial entre as armaduras e os ânodos utilizados.

Os sistemas de proteção catódica por corrente impressa possuem os seguintes componentes:

- fonte de corrente contínua;
- malha metálica onde se aplica a corrente (ânodo);
- eletrólito (betão);
- armaduras (cátodo);
- circuito elétrico;
- equipamento de medição e controlo.

Na Figura 4.22, é apresentado um esquema onde se ilustra a interação entre os diferentes componentes do processo de proteção catódica por corrente impressa. Constata-se que a corrente elétrica é fornecida em corrente contínua. Este facto obriga a que, nos casos em que o fornecimento é realizado diretamente da rede pública, a qual fornece energia em corrente alternada, seja necessário colocar um transformador / retificador para a transformar essa energia em corrente contínua.

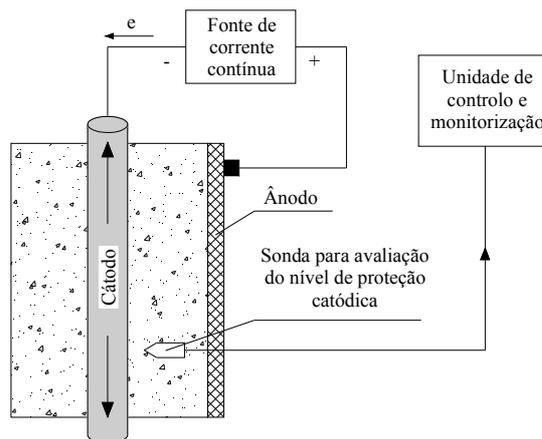


Figura 4.22 – Representação esquemática do processo de proteção catódica por corrente impressa
(Chess, 1998)

Verifica-se também que o polo negativo está ligado ao cátodo, que nestes casos serão sempre as armaduras, e o polo positivo ligado ao ânodo. O controlo do funcionamento do sistema deve ser realizado de modo a se poder determinar se o nível de polarização realizada é o

adequado. Este controlo é realizado através da colocação de sondas no betão as quais estão conectadas a uma unidade de controlo e de monitorização.

Segundo a norma americana NACE SP0290 (2007), os tipos de ânodos disponíveis para a utilização em sistemas de corrente impressa são: revestimentos condutores (materiais condutores que são adicionados ao ligante o qual é aplicado na superfície do betão); revestimentos condutores de carbono; malhas metálicas pulverizadas termicamente; materiais condutores que são fixos mecanicamente à superfície de betão os quais são depois protegidos por um revestimento cimentício.

No estudo apresentado em FHWA (1996), identificam-se os métodos de ensaio, quer laboratoriais quer de campo, mais apropriados para a avaliação e a monitorização de sistemas de proteção catódica. Para os sistemas de proteção catódica, por corrente impressa, os ensaios para o controlo do desempenho do sistema deverão focar essencialmente os seguintes aspetos:

- inspeção visual e deteção das zonas de betão delaminado;
- controlo da informação do transformador / retificador;
- teste de desenvolvimento e queda da polarização;
- medição da resistência do circuito;
- leitura e registo da voltagem do sistema quando está desligado;
- ensaios de continuidade elétrica.

Como se constata, os sistemas de proteção catódica podem ser materializados utilizando diversos tipos de ânodos. Seguidamente, é apresentada a descrição dos tipos mais comumente utilizados.

4.4.1 Sistemas de proteção catódica por corrente impressa

Seguidamente, são apresentados os ânodos mais comumente utilizados em sistemas de proteção catódica por corrente impressa descritos com detalhe em Clemeña e Jackson (2000).

Ânodos com revestimento pulverizado de zinco – estes ânodos, quando aplicados com uma espessura de 0,50 mm e fornecendo uma corrente de 10,75 mA/m² a um nível de eficiência de 70%, teoricamente têm uma vida útil de 22 anos. O funcionamento destes sistemas pode aumentar a resistência do circuito, devido aos produtos da corrosão resultante do consumo do zinco, pondo em causa a eficácia do sistema em realizar uma proteção eficaz. A rotura deste sistema pode também ocorrer devido à redução da aderência entre os ânodos e o betão como consequência do consumo do ânodo de zinco. Tendo em consideração estes fenómenos, verifica-se que a vida útil destes sistemas deve variar entre 10 e 15 anos.

Ânodos de titânio – os ânodos em malha de titânio ativado revestidos com óxidos de metais nobres (Ti / MMO) aplicados em revestimento cimentício são usualmente compatíveis com os processos construtivos utilizados na reabilitação de pontes com problemas de corrosão das armaduras devido à deterioração do betão. Estes ânodos são elementos que têm uma longa duração e teoricamente estima-se que possuam uma vida útil de 50 anos. Da informação

resultante dos ensaios realizados, verifica-se que a vida útil expectável destes ânodos deve ser considerada como 25 anos.

Ânodos de titânio com revestimento pulverizado a titânio – a vida útil teórica deste tipo de ânodo é de cerca de 20 anos. Da análise resultante dos sistemas já instalados, verifica-se que a vida útil é consideravelmente inferior (cerca de 5 a 10 anos). Este tipo de pintura deteriora-se rapidamente em meios com água pois esta é um dos seus constituintes.

Ânodos de polímero condutor – este tipo de ânodos tem uma durabilidade limitada exibindo potenciais elétricos muito altos quando exposto a pequenas densidades de corrente, resultando na libertação de gás cloro. Com o passar do tempo, o gás cloro transforma-se num ácido o qual ataca o betão nas proximidades do ânodo. O ânodo de polímero vai perdendo a sua elasticidade com o tempo tornando-se frágil, o que por vezes poderá levar à sua rotura quando inserido em rasgos realizados no betão, podendo levar à perda de aderência entre este e o betão. A vida útil expectável para estes ânodos é de 5 a 10 anos.

Ânodos com revestimento de zinco pulverizado – os ânodos revestidos a zinco pulverizados com uma espessura de 0,25 mm e fornecendo uma corrente de 4,0 mA/m² a um nível de eficiência de 70% teoricamente têm uma vida útil de 30 anos. No entanto, existem vários fatores que levam a que este material tenha uma durabilidade tão elevada, de entre os quais se destacam a passivação do zinco ao longo do tempo, deixando de contribuir para a proteção catódica do sistema e, quando aplicados em ambientes marítimos, a humedificação dos ânodos reduz também significativamente a sua vida útil. A vida útil expectável destes ânodos, resultante da análise do seu desempenho em obra, é de cerca de 7 a 10 anos.

Ânodos revestidos com adesivo de folha de zinco – dada a natureza da sua aplicação, a durabilidade destes ânodos pode ser afetada sempre que ocorrer o ingresso de humidade em quantidades significativas no adesivo. O efeito da existência de humidade no adesivo leva à dissolução do mesmo, retirando a sua capacidade de aderência. A vida útil estimada para este tipo de ânodos é de 7 a 10 anos.

Ânodo com corpo e malha exterior de zinco distendido – a vida útil dos ânodos com corpo e malha exterior de zinco distendido pode ser reduzida devido à passivação da malha de zinco, quando esta não está suficientemente em contacto com água contaminada por cloretos. A vida útil expectável destes elementos é de 15 a 20 anos.

De modo a se poder controlar o desempenho da proteção catódica, dever-se-á instalar na estrutura um sistema de monitorização. Usualmente, a monitorização do desempenho é materializada com o recurso ao controlo do potencial eléctrico entre o betão e o aço através de eléctrodos de referência. Devido ao ambiente onde estão instalados todos os sensores, tal como os cabos utilizados, deverão ser robustos de modo a poderem funcionar em ambientes permanentemente alcalinos (EN 12696, 2000).

A avaliação, e o controlo da eficácia, dos sistemas de proteção catódica são usualmente realizados com o recurso à medição dos potenciais eléctricos. Nos sistemas de proteção catódica por corrente impressa, são utilizados eléctrodos de referência os quais estão embebidos no betão, podendo também ser aplicados à superfície. No entanto, a concentração iónica entre o betão e os eléctrodos de referência poderá ser distinta. Cumulativamente, as propriedades do betão como os gradientes internos de pH ou o teor de cloretos poderão levar à criação de uma membrana de potenciais. Este fenómeno que não é usualmente tido em

consideração poderá, segundo Angst *et al.* (2009), levar à adulteração das leituras dos potenciais.

Segundo a EN 12696 (2000), os tipos de sensores utilizados deverão ser:

- elétrodos de referência portáteis;
- sondas para avaliação da diminuição de potencial;
- sondas de macrocélulas e cupões;
- sondas Luggin.

Segundo Montemor *et al.* (2007), a monitorização de cloretos, em estruturas de betão armado, pode ser realizada recorrendo utilizando sensores com elétrodos de Ag / AgCl. A vida útil expectável destes elementos é de cerca de 10 a 20 anos. Segundo DfT (2002), os elétrodos de referência poderão ser constituídos por:

- prata / cloreto de prata / elétrodo de gel com 0,5 M de cloreto de potássio – (Ag / AgCl / 0,5M KCl);
- manganésio / dióxido de manganésio / elétrodo com 0,5 M hidróxido de potássio – (Mn / MnO₂ / 0,5M KOH).

Os elétrodos de referência, segundo Bennett *et al.* (1993a), devem possuir as seguintes propriedades:

- o seu potencial deve ser conhecido, não devendo alterar-se significativamente com a concentração de contaminantes, variações de temperatura ou quaisquer outras condições ambientais;
- o seu potencial deve ser estável ao longo de grandes períodos de tempo;
- não devem ser polarizáveis com a passagem de pequenas correntes, quer anódicas quer catódicas;
- não devem sofrer de efeitos histeréticos, isto é, devem retornar sempre ao mesmo potencial após polarização;
- devem possuir pequena resistência interna;
- o seu comportamento e estado não se devem alterar ou contaminar no betão;
- deverão ser robustos de modo a serem aplicáveis em obra.

Na Tabela 4.12, é apresentada uma relação entre o potencial elétrico das armaduras relativamente ao elétrodo de referência cobre / sulfato de cobre e a probabilidade de existência de corrosão ativa nas mesmas (BS 7361, 1999).

A medição, e o controlo dos efeitos, da proteção catódica devem realizar-se utilizando procedimentos normalizados. O controlo pode, por exemplo, ser efetuado através dos procedimentos previstos na BS EN 13509 (2003).

Tabela 4.12 – Potencial das armaduras vs. probabilidade de corrosão
(BS 7361, 1999)

Potencial superficial relativamente ao eletrodo de referência cobre / sulfato de cobre [mV]	Probabilidade de existência de corrosão ativa [%]
> -200	5
-200 a -350	50
< -350	95

A distribuição de corrente, num sistema de proteção catódica, depende de múltiplos fatores entre os quais se destacam: humidade, composição, resistividade, delaminação e estado do betão, profundidade e densidade de armaduras e o tipo de ânodo utilizado.

A densidade de corrente a introduzir, num determinado sistema de proteção catódica, apenas pode ser estabelecido após a realização de ensaios da estrutura que se pretende proteger (SHRP, 1993). Segundo o mesmo documento, pode-se utilizar como princípio de base a regra de 16 mA/m², para estruturas em que a distância da armadura ao ânodo seja inferior a 20 cm. No caso dos tabuleiros de pontes de betão armado, as necessidades de energia variam usualmente entre 16 e 20 mA/m².

A resistividade do betão varia com a composição e o estado do betão. Verifica-se que a resistividade do betão diminui para altos teores de sal e de humidade. Segundo a EN 12696 (2000), deve-se ter em consideração os efeitos nos diferentes sistemas de proteção catódica das possíveis variações de resistividade do betão. Todos os materiais, resultantes de aplicações prévias, que possuem uma resistividade que não se enquadre no intervalo de 50 a 200% da resistividade nominal do betão a aplicar, deverão ser removidos de modo a se obter uma superfície limpa.

A profundidade das armaduras é um fator que faz com que estas recebam menos energia relativamente às que estão mais à superfície, podendo ocorrer dois fenómenos indesejáveis: as armaduras superficiais podem ficar com um nível de corrente superior ao desejável; e as armaduras inferiores podem não ser suficientemente polarizadas. A distribuição de corrente deverá levar também em consideração a densidade de armaduras, pois maiores densidades de armadura obrigam a maiores necessidades de corrente.

Na Figura 4.23, é apresentado um esquema que ilustra a distribuição da corrente em diferentes níveis de proximidade das armaduras. Verifica-se que, ao nível das armaduras superiores, para além de a intensidade de corrente ser superior, é também menos uniforme relativamente às armaduras inferiores.

A delaminação do betão é um fator que influencia a distribuição de corrente, pois existe uma quebra de continuidade do betão. De modo a que a aplicação da proteção catódica seja eficaz, deverá proceder-se à remoção de todos os elementos delaminados do betão, garantindo uma distribuição uniforme de energia.

Na Tabela 4.13, é apresentada uma estimativa das necessidades de corrente para a proteção de estruturas de betão armado utilizando o método da proteção catódica (Chess, 1998).

De modo a otimizar o dimensionamento, a proteção catódica deve realizar-se por setores garantindo o mínimo de perdas de tensão entre os elementos e, portanto, uma proteção relativamente uniforme. Chess (1998) recomenda que as zonas a proteger tenham uma área entre 50 e 100 m², embora o limite possa variar dependendo de múltiplas condicionantes como o tipo de ânodo utilizado, estado e forma da estrutura e do ambiente onde a mesma está inserida.

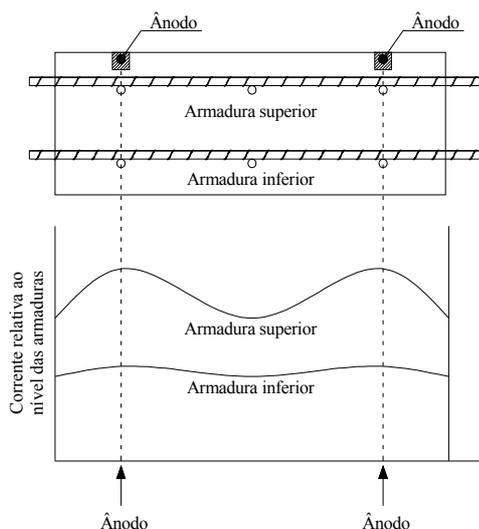


Figura 4.23 – Distribuição de corrente relativa ao nível das armaduras em função da proximidade dos ânodos (SHRP, 1993)

Tabela 4.13 – Necessidade de corrente num sistema de proteção catódica em função do estado do betão e do aço (Chess, 1998)

Meio ambiente envolvente das armaduras	Densidade de corrente [mA/m ²]
Alcalino, corrosão inexistente e baixa disponibilidade de oxigénio	0,1
Alcalino, corrosão inexistente e estrutura exposta	1 – 3
Alcalino, existência de cloretos, seco, betão de boa qualidade, recobrimento elevado e ligeira corrosão das armaduras	3 – 7
Presença de cloretos, molhado, betão de baixa qualidade, recobrimento médio / baixo e corrosão generalizada	8 – 20
Alto teor de cloretos, ambiente alternando entre húmido e seco, quente, recobrimento baixo e grave corrosão das armaduras	30 – 50

4.4.2 Sistemas galvânicos

Nos sistemas galvânicos, a polarização das armaduras é conseguida através da colocação na estrutura de ânodos, ligados às armaduras existentes, com potenciais de oxidação distintos. A inserção de ânodos com potenciais de elétricos inferiores aos do aço leva a que se crie um campo elétrico, à custa da deterioração (consumo) do material com menor potencial (ânodo).

Os metais, devido à sua constituição, possuem diferentes potenciais eletroquímicos. A utilização de um sistema galvânico é tanto mais eficaz quanto maior for a diferença de potencial entre material do ânodo e o aço a proteger.

Na Tabela 4.14, é apresentado o potencial eletroquímico de alguns metais. Estes elementos estão ordenados desde o elemento mais reativo ao menos reativo ou mais estável que é o ouro.

Estes sistemas devem ser dimensionados de modo que a sua distribuição seja capaz de fornecer a energia de forma eficiente e a poderem atingir a vida útil projetada, mesmo que seja necessária a substituição dos ânodos ou de partes do sistema de acordo com o projetado (EN 12696, 2000).

Tabela 4.14 – Potencial eletroquímico de alguns metais (Friedrich e Mordike, 2006)

Elemento	Potencial [V]	Atividade relativa
Lítio	-3,04	Mais ativo
Magnésio	-2,38	
Alumínio	-1,66	
Manganésio	-1,03	
Zinco	-0,76	
Aço	-0,44	
Cádmio	-0,42	
Níquel	-0,23	
Estanho	-0,14	
Hidrogénio	-0,0	
Cobre	0,34	
Prata	0,80	Inerte
Ouro	1,42	

Segundo Virmani (1998), a escolha do sistema dos ânodos é, de entre os diversos componentes, a mais crítica. Para os tabuleiros de pontes de betão armado, devem possuir as seguintes características:

- capacidade de suportar as ações devidas ao tráfego e suportar as condições ambientais;
- suficiente durabilidade de modo a possuir uma vida útil igual ou superior ao material de revestimento;
- possuir uma superfície condutora que minimize, ou previna completamente, a deterioração prematura do betão envolvente;
- economia.

A proteção catódica pode ser realizada recorrendo a vários sistemas. Segundo o ACI (1996a), podem ser aplicados:

- ânodos superficiais monitorizados sem camada de revestimento – estes ânodos são montados sobre a estrutura e não requerem qualquer tipo de revestimento cimentício; este sistema de ânodo usualmente não é aplicado em situações de grande desgaste;
- sistema com pinturas condutoras – este sistema consiste num revestimento condutor aplicado sobre o betão que possui ânodos embebidos no mesmo;
- sistema tipo chapa – este método consiste em ânodos que são fabricados com a forma de chapas as quais são coladas à superfície de betão;
- sistema com ânodos montados à superfície sob camada de revestimento – este sistema é usualmente aplicado em elementos horizontais e requer que a espessura do revestimento de natureza cimentícia seja superior a 13 mm;
- sistema com ânodos de metais nobres em malha – este sistema é realizado com uma malha que é fixada pontualmente à estrutura com pinos e a qual é depois revestida com material cimentício;
- sistema com tiras de material polimérico condutor – este sistema é materializado com a colocação sobre a superfície de betão de tiras de betão modificado com polímeros, o

qual possui ânodos de metais nobres no seu interior sendo posteriormente revestido com argamassa;

- sistema com ânodos embebidos – neste sistema, os ânodos ficam embebidos na superfície do betão ou ao nível das armaduras quando se tratar de estruturas novas;
- sistema com ânodos colocados em rasgos – neste sistema, os ânodos são colocados em rasgos realizados com disco de diamante; os rasgos são preenchidos com ânodos de metais nobres embebidos em material polimérico;
- sistema para estruturas novas – os ânodos ficam ao nível das armaduras devendo no entanto haver o cuidado de se evitar o contacto entre os ânodos e as armaduras.

Os sistemas anódicos podem ser materializados com o recurso a uma extensa variedade de ânodos e de sistemas de aplicação. Seguidamente, é apresentada a descrição de alguns dos ânodos e sistemas mais utilizados.

Revestimento condutor – este tipo de revestimento usualmente funciona como ânodo secundário, o qual permite que a distribuição de corrente, de ânodos primários que são constituídos por ânodos isolados, seja mais uniforme. O revestimento é realizado em asfalto em que os agregados tradicionais são substituídos por coque metalúrgico. A vantagem da utilização do coque metalúrgico, relativamente aos agregados tradicionais, resulta do alto teor de carbono que estes possuem (cerca de 80% da sua constituição) melhorando deste modo a condutibilidade do revestimento, mas a resistência mecânica é inferior.

Este sistema, de custos mais reduzidos, foi aplicado com sucesso nos E.U.A. e no Canadá; no entanto, relativamente a outros sistemas, apresenta algumas desvantagens:

- acréscimo das ações permanentes na estrutura;
- requer modificações, entre outros aspetos, nas juntas de dilatação e sistema de drenagem, de modo a poder acomodar a camada de revestimento;
- aumento da incerteza na durabilidade do sistema de revestimento;
- o risco de reter humidade, entre a camada de revestimento e a estrutura, pode levar à sua deterioração devido à ação de gelo-degelo.

Na Figura 4.24, ilustra-se a compactação do revestimento asfáltico condutor recorrendo a um cilindro compactador de rolos.



Figura 4.24 – Aplicação do revestimento condutor
(Scannell e Sohahngpurwala, 1993)

Ânodos colocados em rasgos realizados na estrutura – este sistema coloca os ânodos, primário e secundário, dentro de rasgos realizados na estrutura de betão armado. Estes rasgos têm aproximadamente 13 mm de largura e 19 mm de profundidade. Os rasgos são depois selados com um *grout* condutor. Este sistema é razoavelmente eficaz mas tem alguns inconvenientes:

- custos de realização dos rasgos com 19 mm de profundidade pois pode afetar algumas armaduras;
- possível destacamento do *grout* devido ao ataque pelos ácidos.

Na Figura 4.25, observa-se a aplicação desta técnica num tabuleiro de uma ponte. A aplicação deste sistema, ao invés do anterior, não necessita da colocação de uma camada de revestimento adicional com propriedades anódicas.



Figura 4.25 – Realização de rasgos em laje
(Fonte:www.corrosionservice.com)

Ânodos em faixas – este sistema de proteção é semelhante ao anterior, mas neste não são realizados rasgos na laje e os ânodos, em filamentos, são aplicados sobre a superfície da mesma. Os filamentos de Pt-Nb-Cu (platina, nióbio e cobre) são aplicados em conjunto com filamentos de carbono, que posteriormente são cobertos por um betão polimérico condutor com uma espessura suficiente para cobrir os ânodos. O conjunto tem 33 mm de espessura e 12,5 mm de altura. Na Figura 4.26, é apresentada uma ilustração do aspeto dos ânodos cobertos pelo betão polimérico.



Figura 4.26 – Aplicação das faixas de ânodo
(Scannell e Sohangpurwala, 1993)

O procedimento completa-se com a colocação de um revestimento de betão. Este sistema possui a vantagem de ser de mais fácil aplicação do que o sistema de ânodos colocados em rasgos, pois relativamente ao processo corrente de construção de uma laje de betão armado apenas requer pequenos procedimentos adicionais. A desvantagem deste sistema reside na

possibilidade de fendilhação do betão polimérico protetor, pois este sistema está muito próximo da superfície onde são aplicadas as ações do tráfego.

Revestimento polimérico condutor – este sistema permite a aplicação direta sobre o betão do tabuleiro sem que seja necessário escarificar o betão. As primeiras camadas aplicadas sobre o tabuleiro são compostas por betão que é tornado condutor elétrico através da escolha de agregados adequados aplicados conjuntamente com resina. A camada superior, devido à necessidade de grande resistência à abrasão, é realizada com betão convencional.

Grelha de ânodo de cobre revestido por polímero condutor – este sistema recorre a ânodos de cobre em fio revestidos com um polímero com os quais depois se entrelaçam formando um painel bidimensional maleável.

A aplicação em obra é realizada através da colocação da malha sobre o betão escarificado. A fixação à laje é realizada com o recurso a dispositivos plásticos que são aparafusados à mesma, os quais são posteriormente cobertos com um revestimento cimentício.

Malha de titânio ativado – estas malhas, com forma similar à malha de metal distendido, são atualmente as mais utilizadas. São usualmente denominadas de malha de titânio ativado revestida com óxidos de metais nobres (Ti / MMO), as quais posteriormente são revestidas por um material cimentício. Esta malha é aplicada sobre a superfície de betão previamente escarificada a qual é fixa à estrutura através de parafusos plásticos chumbados ao tabuleiro. O circuito elétrico é completado ligando estas malhas a uma fita de titânio, com o recurso a soldadura por pontos. As fitas de titânio são depois ligadas ao transformador / retificador. O acabamento final resulta da aplicação de um revestimento de betão convencional ou de betão modificado com látex.

Na Figura 4.27, pode-se observar a forma de aplicação, no tabuleiro de uma ponte, dos rolos de malha de titânio ativado revestidas com óxidos de metais nobres.



Figura 4.27 – Operação de colocação da malha de titânio ativado num tabuleiro (Clemeña e Jackson, 2000)

As malhas, após serem colocadas sobre a laje, são depois ligadas de modo a se garantir a continuidade elétrica entre elas. Esta operação é realizada recorrendo à soldadura das tiras de titânio ativado (Figura 4.28).

Este tipo de malha apresenta como vantagem, relativamente às restantes malhas, uma distribuição mais uniforme de corrente na estrutura, pois devido à sua forma verifica-se que o rácio ânodo / betão é mais elevado.



Figura 4.28 – Ligação de duas malhas recorrendo à soldadura de uma tira de titânio ativado (Clemeña e Jackson, 2000)

Como se pode verificar na Figura 4.29, estas malhas são fixas à estrutura recorrendo a fixadores plásticos.



Figura 4.29 – Fixação das malhas de titânio ativado à laje de betão recorrendo a fixadores plásticos (Clemeña e Jackson, 2000)

Revestimentos orgânicos – estes sistemas incluem um revestimento condutor orgânico (com base em solventes ou solúveis em água contendo o condutor de carbono) e ânodos primários. Estes são fixos na superfície de betão, ou integrados nos revestimentos, de modo a que se possa garantir uma distribuição de energia uniforme. Os materiais condutores deverão ser constituídos por materiais que sejam capazes de resistir a reações anódicas. Como exemplo de materiais que cumpram estas especificações, podem-se referir: ânodos de platina, ânodos de platina revestidos a titânio ou nióbio, que poderão possuir o interior em cobre ou óxidos de metais nobres revestidos a titânio (EN 12696, 2000).

A eficácia da aplicação conjunta de revestimentos anódicos e ânodos primários deve ser demonstrada por intermédio de ensaios ou com a comprovação de projetos anteriores. O espaçamento dos ânodos primários no revestimento condutor deverá ser tal que poderá ser demonstrado, ou calculado, que a variação da corrente anódica atribuível à resistência, no interior do revestimento, entre ânodos primários não excede 10% da corrente média (EN 12696, 2000).

Ânodos de titânio ativado – este sistema contém um substrato de titânio e um revestimento eletrocatalítico que contém óxidos do grupo da platina tais como: platina (Pt), irídio (Ir) e ruténio (Ru), conjuntamente com titânio (Ti), zircónio (Zr) e tântalo (Ta) com uma rede de cabos e um revestimento cimentício (EN 12696, 2000).

O titânio ativado deverá ter a forma de uma rede ou malha distribuída, de acordo com o

projetado, na superfície de betão. Os conectores de titânio deverão ser colocados através de soldadura à malha ou rede de modo a distribuir corrente a todos os componentes do ânodo e de modo a facilitar a ligações elétricas com o ânodo. Quando a malha de titânio ativado estiver embebida no revestimento cimentício, esta deverá ser instalada de modo a que possa ser demonstrado, por ensaios ou por projetos já executados, que o nível de desempenho desejado possa ser atingido (EN 12696, 2000).

As operações de fixação da malha à superfície do betão, ou junto das armaduras, deverão ser executadas com fixadores não metálicos, por exemplo plásticos, para que se possa garantir que o objetivo de manter a malha em posição é cumprido impedindo a formação de curto-circuitos entre o ânodo e as armaduras (cátodo).

Sempre que o processo de execução se concretizar, de modo a inserir os ânodos em rasgos efetuados no betão, dever-se-á realizar utilizando tiras, ou redes, de titânio revestidas com material eletrocatalítico, de modo a que este possa ser colocado nos rasgos, abertos no betão, ou serem de tiras de redes de titânio ativado, aplicadas com fixadores não metálicos, nos casos em que as armaduras estão expostas (EN 12696, 2000).

A colocação de ânodos de titânio ativado, no interior das estruturas de betão, pode ser materializada utilizando uma das seguintes técnicas (EN 12696, 2000):

- tiras, redes, grelhas ou tubos de titânio ativado revestidos com materiais eletrocatalíticos colocados no betão em furos previamente realizados;
- ânodos de formas semelhantes ou barras de platina revestidas em titânio deverão ser utilizadas combinadas com uma base de grafite condutora;
- ânodos de formas semelhantes poderão ser previamente colocadas no interior das novas estruturas de betão, no caso da prevenção catódica, ou no interior de estruturas a reabilitar, no caso da proteção catódica.

Na Figura 4.30, é apresentada uma distribuição em área protegida [m²] do tipo de ânodos utilizados na proteção catódica de pontes na Noruega. Pode-se observar que o ânodo com mais utilização é a pintura condutora representando cerca de 57% do total da área protegida.

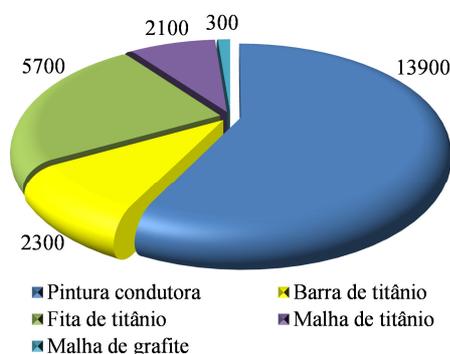


Figura 4.30 – Distribuição do tipo de ânodos utilizados na proteção catódica de pontes na Noruega (Nerland *et al.*, 2007)

A aplicação dos ânodos nos sistemas galvânicos é realizada de modo a que estes fiquem próximos das armaduras a proteger, mas evitando que haja contacto e curto-circuito entre os

elementos e os ânodos. Na Figura 4.31, é feita uma representação esquemática da localização de ânodos em lajes.

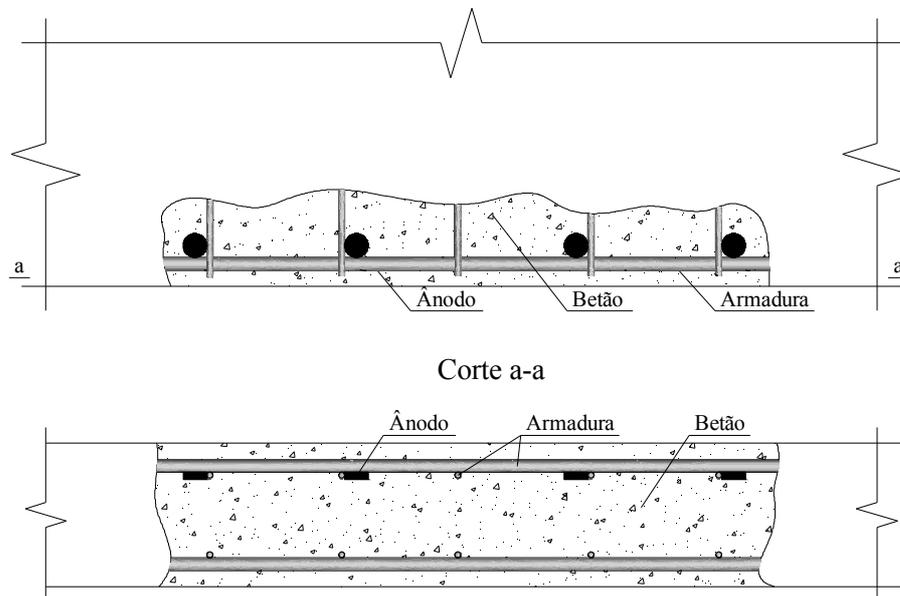


Figura 4.31 – Pormenorização da disposição de ânodos em lajes nos sistemas galvânicos (www.nysdot.gov)

O funcionamento deste sistema depende da ligação dos diferentes elementos (ânodos e armaduras) criando-se um campo elétrico. Os ânodos utilizados nos sistemas galvânicos podem ter vários formatos e utilizar diferentes tipos de materiais. Na Figura 4.32, é apresentado um pormenor da amarração dos ânodos dos sistemas galvânicos às armaduras.

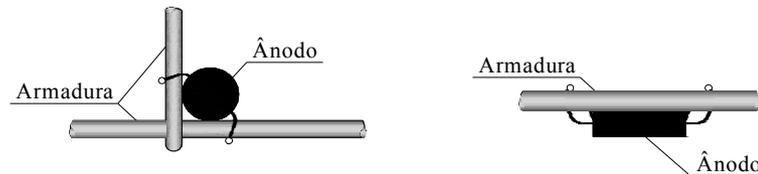


Figura 4.32 – Pormenorização da amarração de ânodos nos sistemas galvânicos (www.nysdot.gov)

Na Figura 4.33, é apresentada uma imagem de obra da localização dos ânodos sacrificiais, numa laje, nos sistemas galvânicos, bem como um pormenor da sua amarração.



Figura 4.33 – Colocação de ânodos sacrificiais em reparação localizada (Ball e Whitmore, 2009)

Na Figura 4.34, é apresentado um pormenor da aplicação de fitas em ânodos de malha. Pode-se constatar que esta aplicação evita a formação de curto-circuitos, entre os ânodos e as armaduras, através da utilização de peças plásticas para a fixação dos ânodos às armaduras.

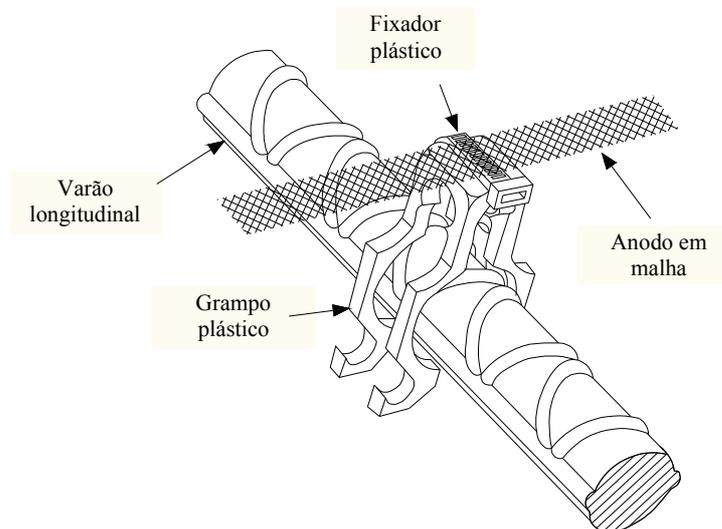


Figura 4.34 – Colocação de um ânodo em banda de malha de titânio ativado (Clemeña *et al.*, 2003)

A Figura 4.35 é uma representação esquemática do sistema de proteção catódica onde se observa a interação entre todos os elementos envolvidos. Verifica-se que os ânodos são colocados sobre as armaduras, com o recurso a grampas plásticas, sendo depois atravessados por uma barra através da qual se faz a distribuição dos elétrons necessários para materializar a proteção.

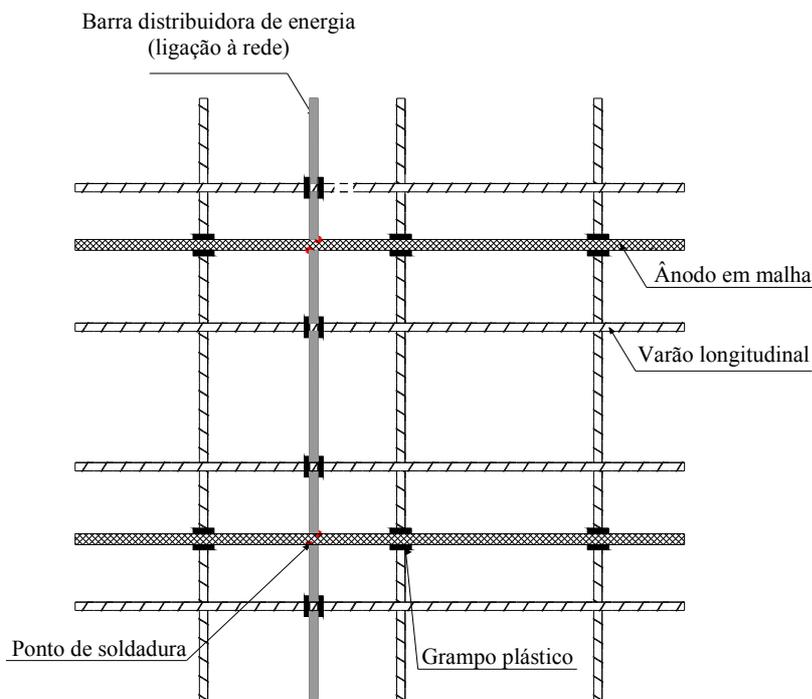


Figura 4.35 – Representação esquemática de um sistema de proteção catódica por corrente impressa (Clemeña *et al.*, 2003)

Na Figura 4.36, é apresentada uma imagem de obra da colocação dos ânodos em fita de malha com as respectivas fixações às armaduras e as ligações à fonte de energia.



Figura 4.36 – Pormenor de um sistema de proteção catódica por corrente impressa (Clemeña *et al.*, 2003)

Na Figura 4.37, é apresentada uma vista geral da aplicação numa laje do sistema de proteção catódica.



Figura 4.37 – Colocação do ânodo distribuído em laje (Ball e Whitmore, 2009)

Na Figura 4.38, vê-se a operação de betonagem de uma laje protegida através da proteção catódica. Esta operação é em tudo semelhante ao que se realiza para lajes sem qualquer tipo de proteção.



Figura 4.38 – Colocação do betão sobre as armaduras e sistema de proteção catódica (Clemeña *et al.*, 2003)

Na Figura 4.39, é apresentada uma imagem de obra da colocação do sistema de proteção catódica num encontro de uma ponte.



Figura 4.39 – Ânodo distribuído em encontro
(Ball e Whitmore, 2009)

A existência de humidade na interface betão – ânodo é um fator fundamental, o qual condiciona o funcionamento do sistema. Segundo Holcomb *et al.* (2002), um sistema em que se garanta que o ânodo é constantemente humedecido poderá atingir uma vida útil de 25 anos. Verifica-se que, caso não haja disponibilidade de água no ânodo, poderá ficar nos 5 anos.

Os sistemas em que os ânodos estão humedecidos requerem quantidades menores de energia para um determinado nível de proteção pretendido. Tendo em consideração que o betão em zonas protegidas tem um teor de humidade inferior relativamente ao betão exposto às intempéries, a aplicação de humidificadores garante um nível uniforme de humidade ao nível do ânodo independentemente da sua disposição.

A existência de humidade ao nível dos ânodos de zinco promove, entre outros fatores, o aumento do fluxo de corrente, reduz a voltagem necessária para um determinado nível de proteção. A aplicação localizada de humidificadores, de brometo de lítio ($LiBr$) ou nitrato de lítio ($LiNO_3$), na superfície leva ao aumento do período de tempo em que ocorre a perda de aderência entre o ânodo e o betão, provocando um aumento da vida útil do ânodo.

O emprego de humidificadores é realizado de forma localizada, podendo, por exemplo, ser aplicado por trincha ou por pulverização. Na Figura 4.40, é ilustrada a aplicação de humidificadores no pilar de uma ponte por pulverização (Holcomb *et al.*, 2002).

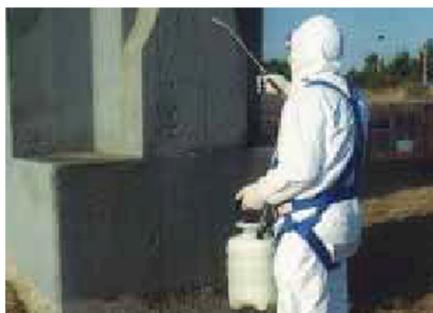


Figura 4.40 – Aplicação de humidificadores por pulverização num pilar de uma ponte
(Holcomb *et al.*, 2002)

Os humidificadores podem ser utilizados nos casos em que os elementos não garantam uma energia suficiente ao sistema, aumentando a eficiência dos ânodos Holcomb *et al.* (2002). No entanto, para se garantir o aumento da vida útil do ânodo, devido à aplicação desta técnica, é necessário fazer, ao longo do tempo, várias aplicações.

Na Tabela 4.15, e de uma forma resumida, é apresentado um estudo comparativo entre as principais características dos sistemas de proteção catódica.

Tabela 4.15 – Comparativo entre as características dos sistemas de proteção (Virmani e Clemeña, 1998)

Sistema de corrente impressa	Sistema galvânico
necessita de uma fonte de energia externa	não necessita de uma fonte de energia externa
consegue-se alterar a voltagem do sistema	não se consegue alterar a voltagem do sistema
a corrente pode ser variável	a corrente é fixa
pode ser concebido, em teoria, independentemente do nível de corrente necessária	utilizado usualmente em meios que necessitam pequenas intensidades de corrente
pode ser utilizado independentemente da resistividade do eletrólito	utilizado usualmente eletrólitos de baixa resistividade

Da análise da Tabela 4.15, constata-se que a proteção de estruturas de betão armado pode ser materializada com o recurso a cada um dos métodos sendo que a aplicabilidade de cada um deles é condicionada pelo meio envolvente.

Na Tabela 4.16, é apresentado um estudo comparativo, apresentado em Daily (2005), entre os sistemas de proteção catódica onde se apresentam as vantagens e desvantagens de cada sistema.

Tabela 4.16 – Análise comparativa entre os sistemas de proteção catódica (Daily, 2005)

	Sistema de corrente impressa	Sistema galvânico
Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> - maior duração dos ânodos - possibilidade de controlo da corrente - registo contínuo de dados 	<ul style="list-style-type: none"> - facilidade de aplicação - não necessita de monitorização - dispensa manutenção - isolamento elétrico desnecessário - risco mínimo de fragilização do hidrogénio nos sistemas para estruturas pré-esforçadas - dispensa a realização de cortes no betão
Desvantagens	<ul style="list-style-type: none"> - necessita de monitorização - requer de manutenção - é necessário estabelecer as ligações do sistema elétrico - nas estruturas pré-esforçadas, exige-se um controlo e monitorização detalhadas 	<ul style="list-style-type: none"> - vida útil dos ânodos inferior - a corrente induzida depende dos materiais dos ânodos bem como das especificidades do meio envolvente - impossibilidade de ajuste de corrente

Na Tabela 4.17, são apresentadas algumas características de sistemas de proteção catódica realizados com diferentes tipos de ânodos (DfT, 2002).

Tabela 4.17 – Características de sistemas de proteção catódica utilizando diferentes tipos de ânodo (DfT, 2002)

Tipo de ânodo	Densidade de corrente a longo prazo por m ² de ânodo	Densidade de corrente a longo prazo por m ² de betão	Aplicável a estruturas com água	Aplicável a superfícies com desgaste	Impacto dimensional e de peso / aplicação
Revestimentos orgânicos condutores	20 mA/m ²	20 mA/m ² (máx.)	não	não	não pintura
Zinco pulverizado	20 mA/m ²	20 mA/m ² (máx.)	possivelmente	não	não pulverização térmica
Malha e rede de titânio ativado revestida com óxidos de metais nobres (Ti / MMO) em revestimento cimentício	110-220 mA/m ²	15-110 mA/m ²	sim	sim	sim em revestimentos de cerca de 25 mm
Ânodos discretos de (Ti / MMO) envolvidos em carbono	800 mA/m ² no revestimento de carbono	10-110 mA/m ²	sim, exceto na zona de quebra-mar	sim	não colocado em furos
Ânodos discretos (Ti / MMO), ou de cerâmica condutora, envolvidos em ambiente cimentício	800 mA/m ²	10-110 mA/m ²	sim	sim	não colocados em furos ou rasgos

4.4.3 Custo

No inquérito realizado pela NCHRP (2009), aos diversos departamentos de transportes dos E.U.A., verifica-se que a maioria das respostas indica que os custos iniciais dos sistemas de proteção catódica são relativamente elevados, existindo mesmo algumas opiniões as quais colocam em causa a relação custo / benefício. Constata-se também a necessidade da confirmação do desempenho de cada sistema de proteção catódica, bem como uma listagem dos custos iniciais e de longo prazo. Os motivos apresentados pelos quais a opção não é uma alternativa atrativa resultam da necessidade de melhoria da qualidade dos produtos, bem como de uma redução dos custos dos sistemas. O estudo aponta também que é necessário que haja mais inovação e competitividade ao nível do mercado.

No mesmo estudo, apontam-se alguns parâmetros que podem tornar o sistema mais atrativo:

- aumento do conhecimento sobre a tecnologia;
- formação de consultores;
- aplicadores e construtores com prática;
- redução de custos;
- disponibilidade de consultores para as operações de monitorização e manutenção;
- desenvolvimento de tecnologia de manutenção e monitorização dos sistemas;
- redução da frequência das operações de manutenção e reparação através da melhoria da qualidade dos componentes do sistema de proteção catódica;
- melhorias ao nível do projeto;
- assistência técnica na escolha o sistema de proteção catódica mais adequado.

No estado do Oregon nos E.U.A., no período de 1988 a 1998, foram protegidos mais de 40000 m² de pontes com um custo atualizado de 168 €/m². Segundo os autores, apenas metade deste custo se deve ao sistema de proteção catódica, devendo-se o restante às restantes obras de reabilitação (Holcomb e Cryer, 1998).

Na Tabela 4.18, estão listados os diferentes itens que consomem recursos monetários relativamente ao processo de reparação tradicional e o sistema de proteção catódica.

Tabela 4.18 – Custos do sistema tradicional vs. proteção catódica
(Chess, 1998)

Custos da reparação tradicional	Custos da proteção catódica
determinação do teor de cloretos no betão	custos iniciais do sistema
remoção do betão contaminado por cloretos	reparação do betão fissurado e delaminado
preparação das armaduras existentes expostas	preparação das armaduras existentes expostas
substituição das armaduras severamente danificadas	substituição das armaduras severamente danificadas
aplicação de betão envolvente	ensaios de continuidade
	ligação elétrica das armaduras
	aplicação do betão envolvente
	instalação de ânodos, do sistema de monitorização e de controlo

Na Tabela 4.19, são apresentados os custos atualizados, obtidos em Virmani e Clemeña (1998), de sistemas de proteção catódica disponíveis no mercado para aplicação em tabuleiros de pontes.

Os valores indicados na Tabela 4.19 podem ser utilizados para a obtenção de uma ordem de grandeza dos custos ($\pm 20\%$).

Tabela 4.19 – Custos atualizados de diferentes sistemas de proteção catódica disponíveis (Virmani e Clemeña, 1998)

Sistema anódico	Custo de construção [€/m ²]
Revestimento de coque asfáltico	71
Grout polimérico aplicado em rasgos no betão	82
Malha polímera entrelaçada com revestimento em betão	82
Malha de titânio ativada revestida a betão	105

Dado que a dimensão da estrutura a proteger é um fator que influencia o custo total, Bennett *et al.* (1993a) aplicam um fator de escala que permite levar em consideração esta realidade. Na Tabela 4.20, são apresentados os valores propostos pelos autores para o fator de escala.

Tabela 4.20 – Fator de escala (Bennett *et al.*, 1993a)

Área total [m ²]	Fator de escala
< 370	2,2
Entre 371 e 925	1,5
Entre 926 e 2775	1,0
> 2775	0,9

Em Kepler *et al.* (2000), refere-se que, no sistema de proteção catódica por corrente impressa, o custo de substituição do sistema de ânodos é aproximadamente o mesmo ao da instalação inicial. No entanto, é expectável que haja uma poupança, pois provavelmente não haverá a necessidade de substituir os retificadores. No estudo elaborado pelos autores, constata-se que, para o estado da Florida, o custo atualizado de operação e manutenção do sistema varia entre 1,36 e 7,21 €/m²/ano (o valor mais elevado corresponde aos sistemas em que a monitorização se faz de modo remoto).

Para sistemas de proteção catódica utilizando ânodos de zinco termicamente pulverizados, o custo atualizado expectável situa-se entre 90 e 113 €/m² (Kepler *et al.*, 2000).

Em COST 521 (2003), refere-se que o custo adicional do recurso a prevenção catódica relativamente aos custos das armaduras convencionais não protegidas é superior em cerca de 950%.

Yunovich *et al.* (2001) apresentam o custo de algumas técnicas de proteção eletroquímicas do betão.

Tabela 4.21 – Custos de algumas técnicas de proteção eletroquímicas (Yunovich *et al.*, 2001)

Técnica	Custo médio [€/m ²]
Proteção catódica por corrente impressa – tabuleiro	119
Proteção catódica por corrente impressa – subestrutura	149
Proteção catódica por com ânodos sacrificiais – subestrutura	123
Remoção eletroquímica de cloretos – tabuleiro	95
Remoção eletroquímica de cloretos – subestrutura	168

Na Tabela 4.22, são apresentados os custos dos sistemas de proteção catódica realizados com diferentes tipos de ânodo referidos em DfT (2002).

Tabela 4.22 – Custo de sistemas de proteção catódica (DfT, 2002)

Tipo de ânodo	Custos de aplicação (incluindo preparação da superfície) [€/m ²]
Revestimentos orgânicos condutores	26 – 52
Zinco pulverizado	78 – 130
Malha e rede de titânio ativado revestida com óxidos de metais nobres (Ti / MMO) em revestimento cimentício	68 – 130 com revestimento incluído
Ânodos discretos de (Ti / MMO) envolvidos em carbono	68 – 130
Ânodos discretos (Ti / MMO), ou de cerâmica condutora, envolvidos em ambiente cimentício	52 – 130

Tendo como referência o ano de 2009, e com base na realidade Alemã, o custo da utilização da proteção catódica é cerca de 950% superior ao custo do aço corrente (fib, 2009).

Relativamente aos custos de intervenção relativos à reparação de estruturas protegidas por proteção catódica, Kepler *et al.* (2000) indicam que estes são cerca de 110% dos custos de aplicação do betão armado com armaduras convencionais. Deve no entanto referir-se que estes custos se referem à substituição do revestimento e substituição dos ânodos, pois as armaduras, enquanto estiverem polarizadas, não sofrerão corrosão.

4.4.4 Vida útil

A vida útil depende muito da forma como é materializado o próprio sistema. Na Tabela 4.23, são apresentados alguns valores, propostos por Virmani e Clemeña (1998), relativos à vida útil expectável de alguns dos tipos de ânodos utilizados em sistemas de proteção catódica.

Tabela 4.23 – Vida útil de sistemas de proteção catódica em função do ânodo utilizado (Virmani e Clemeña, 1998)

Sistema anódico	Vida útil [anos]
Revestimento de coque asfáltico	20
Grout polimérico aplicado em rasgos no betão	15
Malha polímera entrelaçada com revestimento em betão	20
Malha de titânio ativada revestida a betão	35

A vida útil das estruturas protegidas por proteção catódica depende do sistema de proteção e ânodos utilizado. Kepler *et al.* (2000) referem que vida útil expectável, para um sistema de proteção catódica utilizando corrente impressa e ânodos de malha de titânio, é no mínimo de 20 anos. No entanto, os autores referem que os fabricantes das malhas garantem 50 anos de vida útil, sendo que a redução considerada se deve à consideração de que o material de recobrimento se vai degradando de forma mais acelerada do que a malha. Enquanto o sistema de proteção catódica estiver ativo, não será necessário realizar qualquer operação de reparação na estrutura.

Para sistemas de proteção catódica utilizando ânodos de zinco termicamente pulverizados, a vida útil expectável é de 7 a 10 anos dependendo da corrente do sistema (Kepler *et al.*, 2000).

Para os sistemas de proteção catódica de corrente impressa com ânodos embebidos utilizando ânodos de titânio, a vida útil expectável é de 20 anos. À semelhança dos outros sistemas, não são expectáveis reparações significativas enquanto o sistema de proteção catódica estiver

ativo. Estima-se que o material de recobrimento deve ser substituído a cada 30 anos (Kepler *et al.*, 2000).

Yunovich *et al.* (2001) apresentam a durabilidade de algumas técnicas de proteção / reparação por meios eletroquímicos. A vida útil destas técnicas de proteção é apresentada na Tabela 4.24.

Tabela 4.24 – Vida útil de algumas técnicas de proteção eletroquímicas (Yunovich *et al.*, 2001)

Técnica	Vida útil expectável [anos]
Proteção catódica por corrente impressa – tabuleiro	35
Proteção catódica por corrente impressa – subestrutura	20
Proteção catódica por com ânodos sacrificiais – subestrutura	15
Remoção eletroquímica de cloretos – tabuleiro	15
Remoção eletroquímica de cloretos – subestrutura	15

A duração dos sistemas de proteção catódica depende de vários fatores. Segundo DfT (2002), espera-se um desempenho satisfatório se o sistema não necessitar de manutenção num intervalo de 10 a 40 anos, dependendo do tipo de ânodo utilizado. Os materiais dos ânodos podem ter uma vida útil expectável de 120 anos, enquanto o equipamento que fornece a energia e o de monitorização deverão ser expetavelmente substituídos entre 20 e 40 anos de vida (DfT, 2002).

Na Tabela 4.25, são apresentados alguns valores usuais de vida útil estimada referida pelos fabricantes (DfT, 2002).

Tabela 4.25 – Vida útil de sistemas de proteção catódica (DfT, 2002)

Tipo de ânodo	Vida útil estimada (Valor típico de fabricantes) [anos]
Revestimentos orgânicos condutores	≤ 15
Zinco pulverizado	≤ 25
Malha e rede de titânio ativado revestida com óxidos de metais nobres (Ti / MMO) em revestimento cimentício	≤ 120
Ânodos discretos de (Ti / MMO) envolvidos em carbono	≤ 50
Ânodos discretos (Ti / MMO), ou de cerâmica condutora, envolvidos em ambiente cimentício	≤ 50

Daily (2005) refere que a vida útil de um sistema de proteção catódica, em ambiente marítimo, em que o ânodo é constituído por um revestimento condutor, pode ser inferior a 10 anos. No entanto, se o ânodo for constituído por uma malha de titânio ativado facilmente, pode ultrapassar 75 anos.

4.4.5 Vantagens

A principal vantagem da aplicação do método da proteção catódica, relativamente aos outros métodos de reparação, reside no facto de apenas ser necessário aplicar a técnica nas áreas em que o betão se encontra deteriorado (Chess, 1998).

Segundo Christodoulou *et al.* (2010), verifica-se que a proteção das estruturas, em que se atingiu um estado de passivação das armaduras, continua mesmo após a interrupção do fornecimento de energia ao sistema de proteção catódica. Os ensaios realizados demonstram que, mesmo nas estruturas em que o teor de cloretos é superior a 1% do peso de cimento, as armaduras continuam em estado passivo 24 meses após se ter desligado a corrente ao sistema.

Este facto revela-se fundamental na definição das operações de substituição dos ânodos, pois permite que o período de influência seja alargado, aumentando a eficácia ao nível económico dos sistemas de proteção catódica. Segundo os autores, os ensaios evidenciam que as estruturas de betão armado quando submetidas a pequenas densidades de corrente conseguem proteger as armaduras. Deste modo, é possível implementar com sucesso sistemas de proteção com valores da intensidade de corrente inferiores aos previstos nas normas.

Segundo o ACI (1996a), os sistemas proteção catódica, utilizando sistemas galvânicos, possuem as seguintes vantagens:

- possibilidade de distribuir os ânodos proporcionalmente à densidade de armaduras, podendo impor densidades de corrente distintas em diferentes zonas das estruturas;
- podem ser utilizados em elementos com pequenos recobrimentos de armaduras.

O ACI (1996a) refere que os sistemas de proteção catódica, utilizando sistemas de corrente impressa, permitem a possibilidade de imposição de uma corrente uniforme por cada sector criado para proteção.

Lourenço (2007) menciona que este método de proteção apresenta consideráveis vantagens, dependendo das características específicas de cada projeto, relativamente aos métodos de reparação denominados de tradicionais. As principais vantagens apontadas são:

- maior eficácia na prevenção à corrosão;
- maior tempo de vida útil expectável;
- redução de custos de ciclo de vida, embora tenha custos imediatos mais elevados;
- redução do tempo de execução;
- menor interferência com o uso da estrutura;
- menor enfraquecimento estrutural.

As principais vantagens do método de proteção catódica, relativamente a outros métodos de proteção contra a corrosão, residem na facilidade de aplicação do método, a instalação de um circuito em corrente contínua e a possibilidade do seu desempenho poder ser monitorizado continuamente. Este método pode ser genericamente aplicado a qualquer metal em contacto com um eletrólito incluindo as estruturas de betão armado (Kean e Davies, 2003).

Segundo COST 521 (2003), a proteção das armaduras contra a corrosão, utilizando a técnica da proteção catódica, tem provado que possui algumas vantagens relativamente às técnicas tradicionais:

- melhoria da fiabilidade na proteção contra a corrosão;
- redução de ruído, poeiras e perturbação na utilização durante a execução dos trabalhos;
- tempo de execução dos trabalhos mais curto;
- custo de ciclo de vida inferior.

4.4.6 Desvantagens

Segundo Bertolini *et al.* (2007), a presença de correntes vagabundas pode induzir a corrosão das armaduras, quer localizada quer generalizada, em estruturas de betão armado. O início da corrosão, devido a correntes vagabundas, não é imediato, ocorrendo apenas após algum tempo de exposição. Verifica-se que a corrente necessária para que ocorra a corrosão devido às correntes vagabundas aumenta com: a redução da quantidade de cloretos; a redução da densidade de corrente; e a interrupção ou variabilidade no sentido da corrente.

Segundo González *et al.* (1996), verifica-se que a passivação das armaduras previamente oxidadas não é atingida apenas com a alcalinidade do betão, constatando-se também que a presença dos iões nitrito não é suficiente.

Segundo Bartholomew *et al.* (1993), a utilização de sistemas de proteção catódica, mesmo utilizando fluxos de corrente baixos, pode agravar as reações álcalis-sílica, principalmente quando se utilizam agregados reativos em meios contaminados pelos cloretos. Segundo os autores, existem provas do agravamento das reações, sendo no entanto mínimas. No caso de se realizar a proteção catódica recorrendo às metodologias preconizadas na norma EN 12696 (2000), este efeito pode ser desprezado.

Os sistemas de proteção galvânicos, que funcionam através da diferença de potencial entre o aço e o ânodo, são usualmente materializados com ânodos de zinco. O produto da reação dos ânodos de zinco acumula-se na interface do ânodo e do betão provocando, entre outros efeitos, a perda de aderência entre o betão e o ânodo, aumentando a voltagem necessária para produzir um determinado nível de proteção. Verifica-se também que diminui a permeabilidade da interface ânodo / betão (Covino *et al.*, 2002).

Nos locais afastados dos centros urbanos onde, pela sua localização, a disponibilidade de energia elétrica é escassa, a materialização de sistemas de proteção catódica por corrente impressa é muito dispendioso, sendo os sistemas de proteção catódica galvânicos uma boa alternativa (Wenzlick, 2010).

A aplicação de sistemas de proteção catódica em pontes nos E.U.A. é realizada na maioria dos estados e departamentos de transporte. No entanto, verifica-se que os motivos pelos quais não se tem aplicado esta técnica, de uma forma generalizada, vão desde: elevado custo inicial; recursos desadequados e insuficientes e para a realização das operações de manutenção e monitorização; falta de conhecimento sobre a tecnologia; pouca inovação; e falta de um mercado concorrencial (NCHRP, 2009).

Uma desvantagem dos sistemas galvânicos, apontada em U.S. Army (2004), reside na impossibilidade de se alterar a voltagem da corrente debitada, impedindo o sistema de acompanhar alterações sazonais da resistividade.

Nos casos em que a resistência do circuito (razão entre V – diferença de potencial e I – intensidade) é superior a 100 Ohm, existe dificuldade em polarizar as armaduras, deixando o sistema de funcionar corretamente (Broomfield e Tinnea, 1992).

Segundo Virmani e Clemeña (1996), Hartt *et al.*, (1996), Bennett e Shue (1997), Teng (2001) e Chagnon e Lounis (2006), os elementos pré-esforçados quando submetidos a correntes elétricas devidas à proteção catódica podem sofrer alguns danos como a fragilização do aço e a perda de aderência.

O sistema de proteção catódica pode ser utilizado na grande maioria das estruturas de betão armado; no entanto, segundo o ACI (1996a), este método tem algumas limitações:

- a proteção catódica não substitui, nem repõe a secção das armaduras já previamente corroídas;
- atualmente, este método não é recomendado para uma utilização generalizada em estruturas de betão pré-esforçadas pois, com este tipo de armadura, pode ocorrer a libertação do hidrogénio e a consequente fragilização das armaduras;
- as estruturas pós-tensionadas podem ser protegidas através de proteção catódica, após se fazer uma verificação da adequabilidade de aplicação do método, bem como se verificar a continuidade das armaduras;
- o sistema apenas funciona se existir um circuito contínuo formado pelas armaduras; no caso das armaduras estarem protegidas, por exemplo com revestimentos epóxicos, é necessário realizar um teste de continuidade elétrica.

Segundo o ACI (1996a), os sistemas proteção catódica utilizando sistemas galvânicos possuem as seguintes desvantagens:

- dificuldade em garantir uma distribuição uniforme de corrente, podendo no entanto minimizar-se este efeito através da colocação de uma malha de ânodos mais apertada;
- possibilidade de curto-circuitos aquando da execução da furação para colocação dos ânodos.

Chang (2002) verificou que a aderência, entre o betão e as armaduras em estruturas de betão armado com proteção catódica, depende da composição do betão e muito especialmente da razão água / cimento. Constatou que a percentagem de degradação da aderência em betões com maior razão água / cimento é maior do que nos betões com razões água / cimento inferiores.

Mehta (1999) refere que a técnica da proteção catódica possui a desvantagem de não ser amiga do ambiente.

Segundo o ACI (1996a), os sistemas proteção catódica, utilizando sistemas de corrente impressa, implicam, quando são impostas grandes diferenças de potencial e devido à possibilidade de libertação de gases, a necessidade de ventilação da estrutura.

Kean e Davies (2003) indicam que o método da proteção catódica possui as seguintes limitações:

- a fragilização do hidrogénio no caso dos aços de alta resistência pode levar a roturas catastróficas;
- pode levar ao destacamento de revestimentos, levando a que estes atuem como agentes isoladores de corrente elétrica;
- nos sistemas de corrente impressa, pode levar à criação de correntes vagabundas em estruturas vizinhas, acelerando o processo de corrosão; para minimizar este efeito,

deve-se projetar o sistema de modo a que este funcione com a menor intensidade possível de corrente.

Este fenómeno não ocorre no sistema galvânico pois a corrente desenvolvida é muito baixa. O facto de o sistema galvânico não produzir correntes vagabundas significativas leva a que estes sejam preferencialmente utilizados em locais com grande densidade de armaduras e em locais onde existam estruturas secundárias (Kean e Davies, 2003).

Segundo COST 521 (2003), o principal problema da proteção catódica relaciona-se com a falta de experiência de utilização / aplicação dos concessionários. Esta falta de experiência faz com que, em muitos casos, a proteção catódica nem sequer seja considerada como uma alternativa nos diferentes projetos.

4.5 Resumo das opções de construção / reparação

De modo a facilitar a tomada de decisão relativamente ao custo e vida útil de cada um dos métodos descritos, é apresentado na Tabela 4.26 e na Tabela 4.27 um resumo relativo aos custos e vida útil de cada um dos métodos encontrados na bibliografia. Para a realização da comparação entre a vida útil das armaduras correntes e das soluções alternativas, considerou-se 30 anos como referência da vida útil da solução convencional.

Tabela 4.26 – Resumo dos custos e vida útil para as diferentes opções (I)

Material / medida	[Custo] ou acréscimo de custo relativamente ao aço corrente (fonte)	[Vida útil] ou acréscimo de vida útil relativamente à construção do tabuleiro com armaduras correntes (fonte)
Aço corrente	[0,78 €/kg] (vários armazenistas)	[10 a 15 anos] (McCrum e Arnold, 1993) [20 anos] (Bentur <i>et al.</i> , 1997) [20 a 25 anos] (Yunovich <i>et al.</i> , 2001) [35 anos] (Boatman, 2010)
Armaduras revestidas com resina epóxida	40% (McDonald <i>et al.</i> , 1995) 40% (Virmani e Clemeña, 1998) 50% (CRSI, 1998) 12% (Kepler <i>et al.</i> , 2000) 90% (COST 521, 2003) 102% (Hartt <i>et al.</i> , 2006) 25% (Wenzlick, 2007) 0% (Sharp e Moruza, 2009) 92% (fib, 2009)	3 a 6 anos Clear (1994) 12 anos (Bentur <i>et al.</i> , 1997) 15 a 25 anos (CRSI, 1998) 20 anos (Kepler <i>et al.</i> , 2000) 30 anos (Yunovich <i>et al.</i> , 2001) 35 anos (Boatman 2010)
Armaduras de aço galvanizadas	65% (McCrum e Arnold, 1993) 25% (Kepler <i>et al.</i> , 2000) 22% (COST 521, 2003) 50% (Yeomans, 2004) 100 a 150% (Bertolini <i>et al.</i> , 2004) 125% (fib, 2009)	5 anos (McCrum e Arnold, 1993) 5 anos (Virmani e Clemeña, 1998) 5 anos (Kepler <i>et al.</i> , 2000) 90 anos (ASM, 2003) 70 anos (Bertolini <i>et al.</i> , 2004)
Armaduras de aço inoxidável	500% (McDonald <i>et al.</i> , 1995) 500% (Virmani e Clemeña, 1998) 510% (Smith e Tullmin, 1999) 300% (Kepler <i>et al.</i> , 2000) 780% (Yunovich <i>et al.</i> , 2001) 550% (COST 521, 2003) 500 a 700% (Bertolini <i>et al.</i> , 2004) 800 a 900% (Bertolini <i>et al.</i> , 2004) 490% a 544% (Hartt <i>et al.</i> , 2006) 600 a 1000% (Markeset <i>et al.</i> , 2006) 705% (Scully e Hurley, 2007) 300% (Wenzlick, 2007) 550% (fib, 2009)	70 anos (Virmani e Clemeña, 1998) 45 a 70 anos (McDonald <i>et al.</i> , 1998) 90 anos (Smith e Tullmin, 1999) 65 a 90 anos (Kepler <i>et al.</i> , 2000) 65 a 110 anos (Yunovich <i>et al.</i> , 2001) 90 anos (Cramer <i>et al.</i> , 2002) 70 anos (Scully e Hurley, 2007)
Armaduras revestidas a aço inoxidável	115% (Virmani e Clemeña, 1998) 36% (Kepler <i>et al.</i> , 2000) 150% (Yunovich <i>et al.</i> , 2001) 370% (Hartt <i>et al.</i> , 2006) 240% (Scully e Hurley, 2007)	20 anos (Virmani e Clemeña, 1998) 65 anos (Kepler <i>et al.</i> , 2000) 40 anos (Yunovich <i>et al.</i> , 2001) 45 anos (Cross <i>et al.</i> , 2001) 70 anos (Hartt <i>et al.</i> , 2004) 45 anos Darwin <i>et al.</i> (2007)

Tabela 4.27 – Resumo dos custos e vida útil para as diferentes opções (II)

Material / medida	[Custo] ou acréscimo de custo relativamente ao aço corrente (fonte)	[Vida útil] ou acréscimo de vida útil relativamente à construção do tabuleiro com armaduras correntes (fonte)
Adjuvantes inibidores de corrosão	42% (Kepler et al., 2000) 18 a 54 €/m ³ (Kepler et al., 2000) 47% (Yunovich et al., 2001) 40% (COST 521, 2003) 42% (fib, 2009)	30 anos (Kepler et al., 2000) 10 anos (Miller e Darwin, 2000) 20 anos (Yunovich et al., 2001)
Proteção / prevenção catódica	Revestimento de coque asfáltico [71 €/m ²] (Virmani e Clemeña, 1998) Grout polimérico aplicado em rasgos no betão [82 €/m ²] (Virmani e Clemeña, 1998) Malha de polímero entrelaçada [82€/m ²] (Virmani e Clemeña, 1998) Malha de titânio ativada [105 €/m ²] (Virmani e Clemeña, 1998) [71 €/m ²] (Kepler et al., 2000) Zinco termicamente pulverizado [90 e 113 €/m ²] (Kepler et al., 2000) 950% (fib, 2009). 950% (COST 521, 2003) Platina [112 €/m ²] (Wenzlick, 2007) Proteção catódica do tabuleiro por corrente impressa [119 €/m ²] (Yunovich et al., 2001) Monitorização e manutenção dos sistemas de corrente impressa [1,40 a 7,20 €/m ² /ano] (Kepler et al., 2000)	Revestimento de coque asfáltico 20 anos (Virmani e Clemeña, 1998) < 10 anos (Daily, 2005) < 15 anos (DfT, 2002) Grout polimérico aplicado em rasgos no betão 20 anos (Virmani e Clemeña, 1998) Malha de polímero entrelaçada 20 anos (Virmani e Clemeña, 1998) Malha de titânio ativada 20 anos (Virmani e Clemeña, 1998) > 75 anos (Daily, 2005) < 120 anos (DfT, 2002) Zinco termicamente pulverizado 7 a 10 anos (Kepler et al., 2000) < 15 anos (DfT, 2002) Platina 20 anos (Wenzlick, 2007) Proteção catódica do tabuleiro por corrente impressa 35 anos (Yunovich et al., 2001)

4.6 Processo de decisão utilizado

Como exposto, o teor de cloretos necessário para que se dê início à corrosão depende do tipo de proteção utilizada. É apresentada, na Figura 4.41, uma representação esquemática comparativa do teor de cloretos máximo para dar início à corrosão para as técnicas de proteção apresentadas. É também apresentado o valor do teor de cloretos para as armaduras correntes.

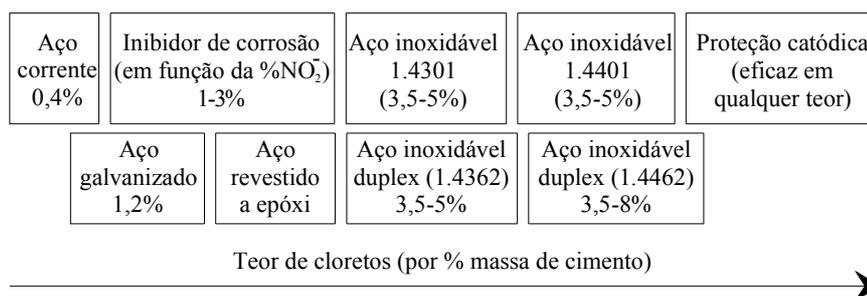


Figura 4.41 – Valores indicativos máximos para o teor de cloretos para várias técnicas de proteção (Bertolini et al., 2004)

Da análise bibliográfica realizada, pode-se constatar que a determinação do método de intervenção mais adequado é uma das principais dificuldades num sistema de gestão de pontes. No entanto, na bibliografia pode-se encontrar alguns métodos mais ou menos complexos. Por exemplo em Chess (1998), é apresentado um método gráfico o qual permite fazer a opção entre diferentes técnicas de reparação. Na Figura 4.42, é apresentado, de uma forma simplificada e expedita, em função da percentagem de betão delaminado e da

percentagem de contaminação por cloretos, o método mais económico de escolha entre a reparação do betão e a proteção catódica.

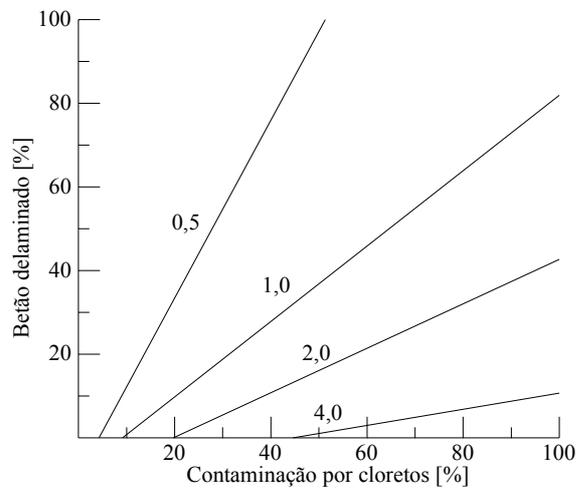


Figura 4.42 – Razão entre o custo da reparação do betão e o custo da utilização do sistema de proteção catódica (Chess, 1998)

Este método, embora tenha uma abordagem muito superficial, permite ao decisor escolher entre os dois métodos referidos.

A definição do tipo de intervenção a realizar para reabilitar componentes de pontes deteriorados depende de muitas variáveis. Por exemplo, Yunovich *et al.* (2001) referem que o departamento de transportes da Califórnia (*Caltrans*) possui o seguinte processo de decisão de reparação e substituição de tabuleiro deteriorados:

- se o tabuleiro apresenta sinais superficiais de destacamento, realizam-se prospeções destas zonas através do arrastamento de correntes e determina-se a existência de cloretos através da retirada de carotes;
- quando a concentração de cloretos for superior a $1,8 \text{ kg/m}^3$, remove-se o betão até profundidades onde a concentração seja inferior a $1,2 \text{ kg/m}^3$;
- quando a concentração de cloretos desejada estiver a menos de 75 mm da superfície, substitui-se o betão removido por uma nova camada de betão;
- quando a concentração de cloretos desejada estiver a mais de 75 mm de profundidade, todo o tabuleiro é substituído;
- a utilização de proteção catódica está limitada aos casos em que o destacamento do betão é muito limitado.

Em NCHRP (2006), é apresentado um método para a definição do tipo de intervenção a realizar em função do índice de suscetibilidade. Este índice representa a suscetibilidade de um determinado elemento de betão armado sofrer de corrosão. Este valor pode ser determinado recorrendo à equação (4.6). O índice de suscetibilidade pode ser determinado através de um modelo de elementos finitos ou através do registo do teor de cloretos na estrutura.

$$SI = \frac{\sum_1^n (Cl_{th} - X_i)}{n \times Cl_{th}} \times 10 \tag{4.6}$$

Cl_{th} – limiar do teor de concentração de cloretos;

X_i – teor de concentração de cloretos no i -ésimo elemento ou local;

n – número de elementos finitos utilizados no modelo ou locais onde os registos foram realizados.

Na Figura 4.43, são apresentadas as opções de reparação em função do valor do índice de suscetibilidade obtido.

SI ≤ 0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
										Não atuar
										Selantes
										Membranas
										Revestimentos. Revestimentos e membranas
										Inibidores de corrosão
										Proteção catódica. Extração eletroquímica

Figura 4.43 – Opções de reparação em função do índice de suscetibilidade (NCHRP, 2006)

Deve referir-se que, na bibliografia consultada, se verificam ligeiras diferenças na vida útil de algumas soluções de reparação relativamente ao período de tempo necessário para realizar a primeira intervenção. Como as diferenças encontradas são globalmente pouco significativas, adotar-se neste estudo que a vida útil após intervenção de reparação será a mesma da construção nova com esse material.

Na presente Tese, e com base nos valores atualizados retirados da bibliografia internacional, definiu-se um custo e um período de vida útil para cada material. Os valores, quer do custo quer da vida útil, são definidos em função da opção base de construção que é a realização de tabuleiros de betão armado com armaduras convencionais não protegidas. Na Tabela 4.28, são apresentados os valores adotados.

Tabela 4.28 – Custo de construção e vida útil para as várias opções – valores adotados

Material / medida	[Custo] ou acréscimo de custo relativamente ao aço corrente	[Vida útil] ou acréscimo de vida útil relativamente à construção do tabuleiro com armaduras correntes
Aço corrente	[0,78 €/kg]	[Determinado recorrendo ao modelo de deterioração]
Armaduras revestidas com resina epóxida	50%	20 anos
Armaduras de aço galvanizadas	70%	5 anos
Armaduras de aço inoxidável	580%	80 anos
Armaduras revestidas a aço inoxidável	180%	50 anos
Adjuvantes inibidores de corrosão	45%	20 anos
Proteção / prevenção catódica	[110 €/m ³] monitorização e manutenção dos sistemas de corrente impressa [4,30 €/m ² /ano]	35 anos

Na Tabela 4.29, são apresentados os custos de reparação e vida útil de cada solução adotada na presente Tese.

Tabela 4.29 – Custo de reparação e vida útil para as diferentes opções – valores adotados

Material / medida	Custo (comparativamente ao custo de construção da aplicação de betão armado com armaduras convencionais)	[Vida útil] ou acréscimo de vida útil relativamente à construção do tabuleiro com armaduras correntes
Aço corrente	106%	[Determinado recorrendo ao modelo de deterioração]
Armaduras revestidas com resina epóxida	106%	20 anos
Armaduras de aço galvanizadas	106%	5 anos
Armaduras de aço inoxidável	–	–
Armaduras revestidas a aço inoxidável	–	–
Adjuvantes inibidores de corrosão	106%	20 anos
Proteção / prevenção catódica	110%	35 anos

4.7 Considerações finais

Neste capítulo, foram descritos diversos tipos de materiais que podem ser aplicados na construção / reparação de tabuleiros de betão armado.

Para além de se apresentar as vantagens e desvantagens que resultam da aplicação dos diferentes materiais, foram definidos os custos de intervenção, para as diferentes alternativas, tendo por base de comparação a utilização de armaduras correntes.

Para cada alternativa, foram definidos os acréscimos, em função dos tempos de substituição das armaduras correntes, dos períodos de intervenção resultantes da aplicação dos diferentes materiais.

Para os diferentes materiais descritos, pode-se concluir que a solução mais económica, considerando apenas os custos imediatos, é a utilização de armaduras correntes. No entanto, esta alternativa é também aquela que proporciona uma menor vida útil. Verifica-se que a vida útil do tabuleiro, dependendo do betão, classe de exposição e recobrimento adotado, é de cerca de 30 anos.

A alternativa que possui uma vida útil superior resulta da aplicação de armaduras de aço inoxidável as quais têm um custo imediato mais elevado, apresentando por sua vez uma vida útil superior em cerca de 80 anos relativamente às armaduras correntes.

Das alternativas apresentadas, apenas a aplicação de prevenção / proteção catódica é que possui, para além dos custos imediatos resultantes dos materiais e aplicação, custos de manutenção.

No Capítulo 6, é apresentado um caso de estudo onde se determinam os custos diretos resultantes da aplicação das diversas alternativas de intervenção. Para cada alternativa, são também determinados os custos dos utentes que resultam da interrupção / condicionamento da utilização da estrutura.

Referências bibliográficas do Capítulo 4

- ACI “*Concrete repair guide*”, ACI 546R-96, American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 1996a.
- ACI “*Guide to durable concrete*”, ACI 201.2R-01, American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 2001.
- ACI “*Mass concrete*”, ACI 207.1R-96, American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 1996b.
- ACI “*Report on roller-compacted concrete pavements*”, ACI 325.10R-95, American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 1995.
- ACI “*Protection of metals in concrete against corrosion*”, ACI 222R-01, American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 2001.
- AFGC / CEFRACOR “*Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion*”, Documents scientifiques et techniques, Groupe de travail AFGC/CEFRACOR, 2003. Disponível em <http://www.concretecorrosion.net/docs/Rehabilitation-du-beton-arme.pdf> (acedido a 15 de agosto de 2012).
- Angst, U., Vennesland, Ø. e Myrdal, R. “*Diffusion potentials as source of error in electrochemical measurements in concrete*”, *Materials and Structures*, 42(3), 2009, pp. 365-375.
- Ann, K.Y. e Song, H.-W. “*Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete*”, *Corrosion Science*, 49(11), 2007, pp. 4113-4133.
- Arup “*Stainless steel reinforcement. The use of predictive models in specifying selective use of stainless steel reinforcement*”, Arup Materials Consulting, Ove Arup & Partners Ltd., London, U.K., 2009.
- ASM “*Metals handbook – Corrosion: fundamentals, testing, and protection*”, ASM International, Vol. 13A, Ohio, U.S.A., 2003.
- ASTM A767 / A767M “*Standard specification for zinc-coated (galvanized) steel bars for concrete reinforcement*”, Vol. 01.04, ASTM Standards, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, U.S.A., 2009.
- ASTM A955 / A955M “*Standard specification for deformed and plain stainless-steel bars for concrete reinforcement*”, Vol. 01.04, ASTM Standards, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, U.S.A., 2011.
- Baddoo, N.R. “*Stainless steel in construction: a review of research, applications, challenges and opportunities*”, *Journal of Constructional Steel Research*, 64(11), 2008, pp. 1199-1206.
- Ball, J.C. e Whitmore, D.W. “*Galvanic protection for reinforced concrete structures: case studies and performance assessment*”, Atas do 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, 2009.
- Bamforth, P. “*Admitting that chlorides are admitted*”, *Concrete Magazine*, 1994, pp. 18-20.
- Bartholomew, J., Bennett, J., Turk, T., Hartt, W.H., Lankard, D.R., Sagües, A.A. e Savinell, R. “*Control criteria and materials performance studies for cathodic protection of reinforced concrete*”, SHRP-S-670, Strategic Highway Research Program, Washington, D.C., U.S.A., 1993.

- Bautista, A. e González, J.A. “*Analysis of the protective efficiency of galvanizing against corrosion of reinforcements embedded in chloride contaminated concrete*”, *Cement and Concrete Research*, 26(2), 1996, pp. 215-224.
- Bennett, J.E., Bartholomew, J.J., Bushman, J.B., Clear, K.C., Kamp, R.N. e Swiat, W.J. “*Cathodic protection of concrete bridges: A manual of practice*”, SHRP-S-372, Strategic Highway Research Program, Washington, D.C., U.S.A., 1993a.
- Bennett, J.E. e Shue, T.J. “*Cathodic protection field trials on prestressed concrete components*”, Report n.º FHWA-RD-97-153, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 1997.
- Bentur, A., Diamond, S. e Berke, N. “*Steel corrosion in concrete*”, E&FN Spon, London, U.K., 1997.
- Berke, N.S. “*The use of anodic polarization to determine the effectiveness of calcium nitrite as an anodic inhibitor. Corrosion effect of stray currents and the techniques for evaluating corrosion of rebars in concrete*”, ASTM STP 906, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, U.S.A., 1986, pp. 78-91.
- Berke, N.S. “*Long-term corrosion performance of epoxy-coated steel and calcium nitrite*”, *Corrosion*, Paper n.º 652, National Association of Corrosion Engineers, California, U.S.A., 1998.
- Berke, N.S. e Rosenberg, M. “*Calcium nitrite corrosion inhibitor in concrete*”, *Admixtures for concrete – Improvement of properties*, International RILEM Symposium, 1990, pp. 251-268.
- Berke, N.S., Pfeifer, D.W. e Weil, T.G. “*Protection against chloride induced corrosion*”, *Concrete International*, 10(12), 1988, pp. 44-55.
- Bertolini, L., Bolzoni, F., Pedferri, P., Lazzari, L. e Pastore, T. “*Cathodic protection and cathodic prevention in concrete: principles and applications*”, *Journal of Applied Electrochemistry*, 28(12), 1998, pp. 1321-1331.
- Bertolini, L., Carsana, M. e Pedferri, P. “*Corrosion behaviour of steel in concrete in the presence of stray current*”, *Corrosion Science*, 49(3), 2007, pp. 1056-1068.
- Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P. e Polder, R.P. “*Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis and repair*”, WILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2004, Weinheim, Germany.
- Boatman, B. “*Epoxy coated rebar bridge decks: expected service life*”, Michigan Department of Transportation Bridge Operations Unit, Michigan, U.S.A., 2010.
- Brito, J. de “*Os custos de rotura funcional nas análises LCC de pontes rodoviárias*”, 2º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes, Coimbra, 2011, pp. 259-273.
- Broomfield, J.P. “*Corrosion of steel in concrete. Understanding, investigation and repair*”, E&FN Spon, New York, U.S.A., 1997.
- Broomfield, J.P. e Tinnea, J.S. “*Cathodic protection of reinforced. Concrete bridge components*”, SHRP-C/UWP-92-618, Strategic Highway Research Program, Washington, D.C., U.S.A., 1992.
- BS 5400 “*Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for design of concrete bridges*”, BS 5400-4:1990, British Standards Institution, 1990.

BS 7361 “*Cathodic protection. Part 1: Code of practice for land and marine applications*”, British Standards Institution, 1999.

BS 8110 “*Structural use of concrete. Code of practice for design and construction*”, British Standards Institution, 1997.

BS EN 13509 “*Cathodic protection measurement techniques*”, British Standards Institution, 2003.

BSSA “*Stainless steel reinforcement for concrete. The use of stainless steel reinforcement in bridges*”, British Stainless Steel Association, Sheffield, U.K., 2003.

Chagnon, N. e Lounis, Z. “*Field performance of prestressed concrete bridge girders protected by cathodic protection and concrete surface treatment*”, 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Montreal, Canada, 2006, pp. 1-10.

Chang, J.J. “*Study of the bond degradation of rebar due to cathodic protection current*”, Cement and Concrete Research, 32(4), 2002, pp. 657-663.

Chen, G., Volz, J., Brow, R., Yan, D., Reis, S., Wu, C., Tang, F., Werner, C., e Tao, X. “*Coated steel rebar for enhanced concrete-steel bond strength and corrosion resistance*”, Report n.º OR 11 – 004, Missouri Department of Transportation, Missouri, U.S.A., 2010.

Chess, P.M. “*Cathodic protection of steel in concrete*”, E&FN Spon, London, U.K., 1998.

Christodoulou, C., Glass, G., Webb, J., Austin, S. e Goodier, C. “*Assessing the long term benefits of impressed current cathodic protection*”, Corrosion Science, 52(8), 2010, pp. 2671-2679.

Chung, D.D.L. “*Corrosion control of steel-reinforced concrete*”, Journal of Materials Engineering and Performance, 9(5), 2000, pp. 585-588.

Clear, K.C. “*Effectiveness of epoxy-coated reinforcing steel – Final report*”, Canadian Strategic Highway Research Program, Ottawa, Canada, 1994.

Clemeña, G.G. “*Testing of selected metallic reinforcing bars for extending the service life of future concrete bridges: summary of conclusions and recommendations*”, Final report VTRC 03-R7, Virginia Transportation Research Council, Virginia, U.S.A., 2002.

Clemeña, G.G. e Jackson, D.R. “*Cathodic protection of concrete bridge decks using titanium-mesh anodes*”, Virginia Department of Transportation, Virginia, U.S.A., 2000.

Clemeña, G.G., Pritchett, M.B. e Napier, C.S. “*Application of cathodic prevention in a new concrete bridge deck in Virginia*”, Report VTRC 03-R11, Virginia Transportation Research Council, Virginia, U.S.A., 2003.

Clifton, J.R., Beeghly, H.F. e Mathey, R.G. “*Nonmetallic coatings for concrete reinforcing bars*”, Report n.º FHWA-RD-74-18, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 1974.

COST 521 “*Corrosion of steel in reinforced concrete structures*”, Final report, Ed. Cigna, R., Andrade, C., Nürnberger, U., Polder, R., Weydert, R. e Seitz, E., European Communities, Luxembourg, 2003.

Covino, B.S.J., Cramer, S.D., Bullard, S.J., Holcomb, G.R., Russell, J.H., Collins, W.K., Laylor, H.M. e Cryer, C.B. “*Performance of zinc anodes for cathodic protection of reinforced concrete bridges*”, Report n.º FHWA-OR-RD-02-10, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 2002.

C-SHRP “*Epoxy-coated reinforcement*”, Canadian Strategic Highway Research Program, Technical Brief # 12, 1996. Disponível em www.cshrp.org/products/csbf-e12.pdf (acedido a 14 de agosto de 2012).

Cramer, S.D., Covino Jr., B.S., Bullard, S.J., Holcomb, G.R., Russell, J.H., Nelson, F.J., Laylor, H.M. e Soltesz, S.M. “*Corrosion prevention and remediation strategies for reinforced concrete coastal bridges*”, *Cement and Concrete Composites*, 24(1), 2002, pp. 101-117.

Cross, W.M., Duke, E.F., Kellar, J.J., Han, K.N. e Johnston, D. “*Stainless steel clad rebar in bridge decks*”, Report n.º SD2000-04-F, South Dakota Department of Transportation Office of Research, 2001, South Dakota, U.S.A., 2001.

CRSI “*Epoxy-coated rebar delivers cost-effective value for parking garages*”, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, Illinois, U.S.A., 1998.

CRSI “*Summary of the impact of concrete cracking on bridge decks constructed with epoxy-coated reinforcing bars*”, Concrete Reinforcing Steel Institute, Research series, 10, 2003.

Cunat, P.J. “*Corrosion resistance of stainless steels in soils and in concrete*”, 2001. Disponível em <http://www.euro-inox.org> (acedido a 20 de agosto de 2012).

Daily, S.F. “*Using cathodic protection to control corrosion of reinforced concrete structures in marine environments*”, Corrpro Companies, Inc. 2005. Disponível em <http://www.epicuro.co.uk/uploads/cp1-4.pdf> (acedido a 2 de junho de 2011).

Daily, S.F. “*Understanding corrosion and cathodic protection of reinforced concrete structures*”, Corrpro Companies, Inc., 2003. Disponível em <http://www.corrpro.com/pdf/CP-48.pdf> (acedido a 1 de maio de 2011).

Darwin, D., Browning, J., Locke, C.E.J. e Nguyen, T.V. “*Multiple corrosion protection systems for reinforced concrete bridge components*”, Report n.º FHWA-HRT-07-043, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 2007.

Davy, H. “*On the corrosion of copper sheeting by sea water, and on methods of preventing this effect; and on their application to ships of war and other ships*”, *Philosophical Transactions*, 114, Royal Society of London, 1824, pp. 151-158.

De Schutter, G. e Luo, L. “*Effect of corrosion inhibiting admixtures on concrete properties*”, *Construction and Building Materials*, 18(7), 2004, pp. 483-489.

DfT “*Design manual for roads and bridges; Volume 3 – Highway structures: inspection and maintenance; Section 3 – Repair; part 3 – Cathodic protection for use in reinforced concrete highway structures*”, Department for Transport, London, U.K., 2002.

Dillard, J.G., Glanville, J.O., Collins, W.D., Weyers, R.E., e Al-Qadi, I.L. “*Concrete bridge protection and rehabilitation: chemical and physical techniques. Feasibility studies of new rehabilitation techniques*”, Report n.º SHRP-S-665, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C., 1993.

Dong, S.G., Zhao, B., Lin, C.J., Dua, R.G., Hua, R.G. e Zhang, G.X. “*Corrosion behavior of epoxy/zinc duplex coated rebar embedded in concrete in ocean environment*”, *Construction and Building Materials*, 28(1), 2012, pp. 72-78.

DSA “*Repair of concrete structures to EN 1504. A guide for renovation of concrete structures – repair materials and systems according to the EN 1504 series*”, Elsevier Butterworth-Heinemann, Danish Standards Association, 2004.

DURATINET “*Stainless steel rebars*”, Technical Report 6.3, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. Disponível em http://durati.lnec.pt/pdf/TR/TR6.3_SS_final_pat.pdf (acedido a 30 de agosto de 2012).

Elsener, B. “*Inhibitors for corrosion of steel in concrete – state of the art report*”, EFC Publication n.º 35, Maney Publishing, London, U.K., 2001.

EN 12696 “*Cathodic protection of steel in concrete*”, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2000.

EN 10088-1 “*Stainless steels. Part 1 – List of stainless steels*”, ”, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2005.

EN 10088-3 “*Stainless steels. Semi-finished products, bars, rods, sections for general purposes*”, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2005.

Fanous, F., Wu, H., e Pape, J. “*Impact of deck cracking on durability*”, CTRE Management Project 97-05, Iowa DOT project TR-405, Iowa, U.S.A., 2000.

FHWA “*Long-term effectiveness of cathodic protection systems on highway structures*”, Report n.º FHWA-RD-01-096, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 1996.

fib “*Corrosion protection of reinforcing steels*”, Technical report, Bulletin n.º 49, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Switzerland, 2009.

Friedrich, H.E. e Mordike, B.L. “*Magnesium technology: metallurgy, design data, applications*”, Ed. Springer-Verlag, Berlin, Germany, 2006.

García-Alonso, M.C., González, J.A., Miranda, J., Escudero, M.L., Correia, M.J., Salta, M., e Bennani, A. “*Corrosion behaviour of innovative stainless steels in mortar*”, Cement and Concrete Research, 37(11), 2007a, pp. 1562-1569.

García-Alonso, M.C., Escudero, M.L., Miranda, J.M., Veja, M.I., Capilla, F., Correia, M.J., Salta, M., Bennani, A. e González, J.A. “*Corrosion behaviour of new stainless steels reinforcing bars embedded in concrete*”, Cement and Concrete Research, 37(10), 2007b, pp. 1463-1471.

Glass, G.K., Hassanein, A.M. e Buenfeld, N.R. “*Cathodic protection afforded by an intermittent current applied to reinforced concrete*”, Corrosion Science, 43(6), 2001, pp. 1111-1131.

González, J.A., Ramirez, E., Bautista, A. e Feliu, S. “*The behaviour of pre-rusted steel in concrete*”, Cement and Concrete Research, 26(3), 1996, pp. 501-511.

Hartt, W.H., Joubert, E. e Kliszowski, S. “*Long term effects of cathodic protection on prestressed bridge components*”, Report n.º FHWA-RD-96-029, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 1996.

Hartt, W.H., Powers, R.G., Leroux, V. e Lysogorski, D.K. “*Critical literature review of high-performance corrosion reinforcements in concrete bridge applications*”, Report n.º FHWA-HRT-04-093, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 2004.

Hartt, W.H., Powers, R.G., Lysogorski, D.K., Paredes, M. e Virmani, Y.P. “*Job site evaluation of corrosion-resistant alloys for use as reinforcement in concrete*”, Report n.º FHWA-HRT-06-078, Virginia, U.S.A., 2006.

Holcomb, G.R., Covino, B.S.J., Cramer, S.D., Russell, J.H., Bullard, S.J., Collins, W.K., Bennett, J.E., Soltesz, S.M. e Laylor, H.M. “*Humectants to augment current from metalized*

zinc cathodic protection systems on concrete”, Report n.º FHWA-OR-RD-03-08, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 2002.

Holcomb, G.R. e Cryer, C.B. “*Cost of impressed current cathodic protection for coastal Oregon bridges*”, *Materials Performance*, 37(7), 1998, pp. 22-31.

IMO “*Practical guidelines for the fabrication of duplex stainless steel*”, International Molybdenum Association, London, U.K., 2009.

Kahrs, J.T., Darwin, D. e Locke, J.C.E. “*Evaluation of corrosion resistance of type 304 stainless steel clad reinforcing bars*”, SM report n.º 65, Structural Engineering and Engineering Materials, University of Kansas, Kansas, U.S.A., 2001.

Kean, R.L. e Davies, K.G. “*Cathodic protection*”, National Physical Laboratory, Hampshire, U.K., 2003. Disponível em www.npl.co.uk/upload/pdf/cathodic_protection.pdf (acedido a 4 de junho de 2011).

Kepler, J.L., Darwin, D., e Locke, C.E. “*Evaluation of corrosion protection methods for reinforced concrete highway structures*”, SM report n.º 58, University of Kansas Center for Research, INC., Kansas, U.S.A., 2000.

Kilareski, W.P. “*Epoxy coatings for corrosion protection of reinforcement steel*”, Chloride Corrosion of Steel in Concrete, STP 629, American Society of Testing and Materials, Philadelphia, U.S.A., 1977, pp. 82-88.

Lau, K., Sagüés, A.A. e Powers, R.G. “*Long-term corrosion behavior of epoxy coated rebar in Florida bridges*”, Paper n.º 07306, Corrosion, NACE International, 2007.

Lo, K.H., Shek, C.H. e Lai, J.K.L. “*Recent developments in stainless steels*”, *Materials Science and Engineering: R: Reports*, 65(4-6), 2009, pp. 39-104.

Lourenço, Z. “*Proteção catódica de estruturas de betão armado*”, *Corrosão e Proteção de Materiais*, 26(3), 2007, pp. 79-85.

Malasheskie, G.J., Maurer, D.A., Mellott, D.B. e Avellano, J.L. “*Bridge deck protective systems*”, Report n.º FHWA-PA-88-001, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 1988.

Markeset, G. “*Stainless steel reinforcement in concrete structures – State of the art*”, Project report n.º 4, Consortium Concrete Innovation Centre, Oslo, Norway, 2008.

Markeset, G., Rostam, S. e Klinghoffer, O. “*Guide for the use of stainless steel reinforcement in concrete structures*”, Project report n.º 405, Norwegian Building Research Institute, Oslo, Norway, 2006.

McCarthy, M.J., Giannakou, A. e Jones, M.R. “*Comparative performance of chloride attenuating and corrosion inhibiting systems for reinforced concrete*”, *Matériaux et Constructions*, 37(10), 2004, pp. 671-679.

McCrum, L. e Arnold, C.J. “*Evaluation of simulated bridge deck slabs using uncoated, galvanized, and epoxy coated reinforcing steel*”, Research report n.º R-1320, Michigan Department of Transportation, Michigan, U.S.A., 1993.

McDonald, D.B., Sherman, M.R., Pfeifer, D.W. e Virmani, Y.P. “*Stainless steel reinforcing as corrosion protection*”, *Concrete International*, 17(5), 1995, pp. 65-70.

McDonald, D.B., Pfeifer, D.W. e Blake, G.T. “*The corrosion performance of inorganic, ceramic, and metallic-clad reinforcing bars and solid metallic reinforcing bars in accelerated*

screening tests”, Report n.º FHWA-RD-96-085, Federal Highway Administration, Virginia, U.S.A., 1996.

McDonald, D.B., Pfeifer, D.W. e Sherman, M.R. “Corrosion evaluation of epoxy coated metallic-clad and solid metallic reinforcing bars in concrete”, Report n.º FHWA-RD-98-153, Federal Highway Administration, Virginia, U.S.A., 1998.

Mehta, P.K. “Advancements in concrete technology”, Concrete International, 21(6), 1999, pp. 69-76.

Miller, G.G. e Darwin, D. “Performance and constructability of silica fume bridge deck overlays”, SM report n.º 57, University of Kansas Center for Research, Kansas, U.S.A., 2000.

Montemor, M.F., Alves, J.H., Simões, A.M., Fernandes, J.C.S., Lourenço, Z., Costa, A.J.S., Appleton, A.J. e Ferreira, M.G.S. “Sensor de cloretos para monitorização *in-situ* de estruturas de betão armado”, Corrosão e Proteção de Materiais, 26(3), 2007, pp. 74-78.

Munjal, S.K. “Evaluation of epoxy-coated reinforcing steel in bridge decks”, Interim report n.º FHWA-MD-82/03, Maryland State Highway Administration, Maryland, U.S.A., 1981.

NACE SP0290 “Impressed current cathodic protection of reinforcing steel in atmospherically exposed concrete structures”, National Association of Corrosion Engineers, Houston, U.S.A., 2007.

Nagi, M. e Whiting, D. “Resistivity of concrete: state of the art”, Corrosion, Paper n.º 04326, NACE International, 2004.

NCHRP “Manual on service life of corrosion-damaged reinforced concrete bridge superstructure elements”, Report n.º 558, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A., 2006.

NCHRP “Cathodic protection for life extension of existing reinforced concrete bridge elements – A synthesis of highway practice”, NCHRP Synthesis 398, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., U.S.A., 2009.

Nerland, O.C. e Mork, J.H. “Cathodic prevention of reinforced concrete structures”, 4th International conference on concrete under severe conditions, CONSEC’04, Seoul, Coreia do Sul, 2004. Disponível em http://www.carbocath.com/media/67/technical_information/publications/Consec2004Paper.pdf (acedido a 21 de maio de 2011).

Nerland, C., Eri, J., Grefstad, K.A. e Vennesland, Ø. “18 years of cathodic protection of reinforced concrete structures in Norway – facts and figures from 162 installations”, Eurocorr 2007, The European Corrosion Conference, Freiburg, Germany, 2007. Disponível em http://www.tekna.no/ikbViewer/Content/783360/18_ye-ar_of_CP_in_Norway_2007-%20.pdf (acedido a 5 de Junho de 2011).

Nmai, C.K., Farrington, S.A. e Bobrowski, G.S. “Organic-based corrosion inhibiting admixture for reinforced concrete”, Concrete International, 14(4), 1992, pp. 45-51.

NP EN 1504-2 “Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade. Parte 2: Sistemas de proteção superficial do betão”, Instituto Português da Qualidade, 2006.

NP EN 934-2 “Adjuvantes para betão, argamassa e caldas de injeção. Parte 2: Adjuvantes para betão. Definições, requisitos, conformidade, marcação e etiquetagem”, Instituto Português da Qualidade, 2009.

- Nygaard, P.V., Geiker, M.R. e Elsener, B. “*Corrosion rate of steel in concrete: evaluation of confinement techniques for on-site corrosion rate measurements*”, *Materials and Structures* 42(8), 2009, pp. 1059-1076.
- NYSDOT “*Cathodic protection systems. Use of sacrificial or galvanic anodes on in-service bridges*”. Disponível em <https://www.nysdot.gov/divisions/operating/oom/transportation-maintenance/repository/CathodicProtectionSystems.pdf> (acedido a 9 de Abril de 2011).
- Ormellese, M., Berra, M., Bolzoni, F. e Pastore, T. “*Corrosion inhibitors for chlorides induced corrosion in reinforced concrete structures*”, *Cement and Concrete Research*, 36(3), 2006, pp. 536-547.
- Ormellese, M., Lazzari, L., Goidanich, S., Fumagalli, G. e Brenna, A. “*A study of organic substances as inhibitors for chloride-induced corrosion in concrete*”, *Corrosion Science*, 51(11), 2009, pp. 2959-2968.
- Page, C.L. “*Cathodic protection of reinforced concrete principles and applications*”, *International Conference on Repair of Concrete Structures*, Svolve, Norway, 1997, pp. 123-132.
- Pedefferri, P. “*Cathodic protection and cathodic prevention*”, *Construction and Materials*, 10(5), 1996, pp. 391-402.
- Pérez-Quiroz, J.T., Terán, J., Herrera, M.J., Martínez, M. e Genescá, J. “*Assessment of stainless steel reinforcement for concrete structures rehabilitation*”, *Journal of Constructional Steel Research*, 64(11), 2008, pp.1317-1324.
- Perkins, P.H. “*Repair, protection and waterproofing of concrete structures*”, E&FN Spon, London, U.K., 1997.
- Pincheira, J.A., Aramayo, A.A., Kim, K.S. e Fratta, D. “*Corrosion protection performance of epoxy-coated reinforcing bars*”, Report n.º MN/RC 2008-47, Minnesota Department of Transportation, Minnesota, U.S.A., 2008.
- Polder, R., Andrade, C., Elsener, B., Vennesland, O., Gulikers, J., Weidert, R. e Raupach, M. “*Test methods for on-site measurement of resistivity of concrete*”, RILEM TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion, *Matériaux et Constructions*, 33(10), 2000, pp. 603-611.
- Ramírez, E., González, J.A., e Bautista, A. “*The protective efficiency of galvanizing against corrosion of steel in mortar and in Ca(OH)₂ saturated solutions containing chlorides*”, *Cement and Concrete Research*, 26(10), 1996, pp. 1525-1536.
- Read, J.A. “*FBECR. The need for correct specification and quality control*”, *Concrete*, 23(8), London, U.K., 1989, pp. 23-27.
- Redaelli, E. e Bertolini, L. “*Electrochemical repair techniques in carbonated concrete. Part II: cathodic protection*”, *Journal of Applied Electrochemistry*, 41(7), 2011, pp. 817-827.
- RILEM “*Draft recommendation for repair strategies for concrete structures damaged by reinforcement corrosion*”, Technical Committee 124-SRC, *Materials and Structures*, 27(171), International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, France, 1994, pp. 415-436.
- Sagüés, A.A., Chang, C., Pickering, H., Nystron, E., Carpenter, W., Kranc, S.C., Simmons, T., Boucher, B. e Heirholzer, S. “*Corrosion of epoxy-coated rebar on Florida bridges*”, Report WPI n.º 0510603, Florida Department of Transportation, Florida, U.S.A., 1994.

Scannell, W.T. e Sohaghpurwala, A. “*Cathodic protection as a corrosion control alternative*”, Concrete Repair Bulletin, 1993. Disponível em <http://www.concorr.com/PDFfiles-/CathodicProtection.pdf> (acedido a 13 de maio de 2011).

Scully, J.R. e Hurley, M.F. “*Investigation of the corrosion propagation characteristics of new metallic reinforcing bars*”, Report n.º VTRC 07-CR9, Virginia Transportation Research Council, Virginia, U.S.A., 2007.

Sedriks, J.A. “*Corrosion of stainless steels*”, John Wiley & Sons, New York, U.S.A., 1996.

Sharp, S.R. “*Evaluation of two corrosion inhibitors using two surface application methods for reinforced concrete structures*”, Report n.º VTRC 05-R16, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, U.S.A., 2004.

Sharp, S.R. e Moruza, A.K. “*Field comparison of the installation and cost of placement of epoxy-coated and MMFX 2 steel deck reinforcement: establishing a baseline for future deck monitoring*”, Report n.º FHWA/VTRC 09-R9, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, U.S.A., 2009.

SHRP “*Cathodic protection of reinforced concrete bridge elements: A state-of-the-art report*”, SHRP-S-337, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A., 1993.

Smith, F.N. e Tullmin, M. “*Using stainless steel as long-lasting rebar material*”, National Association of Corrosion Engineers, Materials Performance, 38(5), 1999, pp. 72-76.

Smith, J.L. e Virmani, Y.P. “*Performance of epoxy-coated rebars in bridge decks*”, Public roads, Federal Highway Administration, 60(2), Washington, D.C., U.S.A., 1996. Disponível em <http://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/96fall/p96au6.cfm/index.cfm> (acedido a 10 de junho de 2011).

Smith, J.L. e Virmani, Y.P. “*Materials and methods for corrosion control of reinforced and prestressed concrete structures in new construction*”, Report n.º FHWA-RD-00-081, Federal Highway Administration, Virginia, U.S.A., 2000.

Söylev, T.A. e Richardson, M.G. “*Corrosion inhibitors for steel in concrete: State-of-the-art report*”, Construction and Building Materials, 22(4), 2008, pp. 609-622.

Stratfull, R.F. “*Experimental cathodic protection of bridge deck*”, Report n.º FHWA-RD-74-31, Federal Highway Administration, 1974, pp. 1-15.

Teng, T.P. “*Long-term effectiveness of cathodic protection systems on highway structures*”, Report n.º FHWA-RD-01-096, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 2001.

Thompson, N.G., Yunovich, M. e Lankard, D.R. “*Procedures for evaluating corrosion-inhibiting admixtures for structural concrete*”, NCHRP Web Document 29, National Cooperative Highway Research Program, 2000. Disponível em http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_w29.pdf (acedido a 20 de maio de 2011).

Trabanelli, G., Monticelli, C., Grassi, V. e Frignani, A. “*Electrochemical study on inhibitors of rebar corrosion in carbonated concrete*”, Cement and Concrete Research, 35(9), 2005, pp. 1804-1813.

U.S. Army “*Engineering and design. Cathodic protection systems for civil works structures*”, Manual 1110-2-2704, U.S. Army Corps of Engineers, Department of the army, Washington, D.C., U.S.A., 2004.

Virmani, Y.P. e Clemeña, G.G. “*Corrosion protection – concrete bridges*”, Report n.º FHWA-RD-98-088, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 1998.

Wenzlick, J.D. “*Evaluation of stainless steel reinforcement in bridge decks report*”, Report n.º OR08-011, Missouri Department of Transportation, Missouri, U.S.A., 2007.

Wenzlick, J.D. “*Experimental galvanic anode for cathodic protection of bridge A12112*”, Report n.º OR 11-013, Missouri Department of Transportation, Missouri, U.S.A., 2010.

Weyers, R.E. “*A protocol for the evaluation of existing bridges containing epoxy-coated reinforcing steel*”, National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Project 10-37B, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A., 1995, pp. 46-47.

Xi, Y., Abu-Hejleh, N., Asiz, A. e Suwito, A. “*Performance evaluation of various corrosion protection systems of bridges in Colorado*”, Report n.º CDOT-DTD-R-2004-1, Colorado Department of Transportation, Virginia, U.S.A., 2004.

Yeomans S.R. “*Galvanized reinforcing steel in concrete*”, Elsevier, London, U.K., 2004.

Yunovich, M., Thompson, N.G., Balvanyos, T. e Lave, L. “*Corrosion cost and preventive strategies in the United States. Appendix D – Highway bridges*”, Report n.º FHWA-RD-01-156, Federal Highway Administration, Virginia, U.S.A., 2001.

Zemajtis, J., Weyers, R.E., Sprinkel, M.M. e McKeel, J.W.T. “*Epoxy-coated reinforcement – a historical performance review*”, VTRC 97-IR1, Virginia Transportation Research Council, Virginia, U.S.A., 1996.

(Página intencionalmente deixada em branco)

CAPÍTULO 5 - Custos dos utentes

5.1 Introdução

A manutenção de pontes obriga à realização de obras na estrutura que, muitas das vezes, produzem perturbações mais ou menos significativas dependendo do tipo de obras realizadas bem como do seu âmbito.

Estas obras originam custos que resultam não só da construção em si, os denominados custos diretos, mas também de custos para os utentes da estrutura aquando da realização dessas mesmas obras. Frequentemente, a realização de obras leva a que a velocidade de circulação seja afetada provocando deste modo perturbações no fluxo normal de tráfego. Os custos dos utentes podem decorrer do aumento do tempo despendido para atravessar as obras, devido por exemplo à imposição de uma velocidade de circulação inferior, do aumento do tempo despendido em filas de espera, do aumento dos consumos do automóvel, do aumento da distância a percorrer quando o tráfego é desviado, bem como do aumento da taxa de acidentes resultante da introdução das obras (Brito, 1992).

O objetivo deste capítulo é a quantificação dos custos dos utentes, conjuntamente com os custos diretos já referenciados, de modo a minimizar / otimizar os custos de ciclo de vida das operações de manutenção / reparação. A minimização dos custos totais de ciclo de vida resultará da adoção da estratégia de manutenção mais adequada.

Existem várias formas de materializar a intervenção, sendo que a adoção de estratégias que resultem na minimização do tempo da intervenção conduzem muitas vezes a soluções mais económicas. Como exemplo de estratégia que pode ser utilizada, pelo dono de obra e sempre que financeiramente se justifique, será um pagamento adicional ao empreiteiro, sempre que este realize as obras num prazo de tempo inferior ao estabelecido contratualmente. Esta metodologia também poderá ser implementada através de penalizações, em forma de multas, sempre que o empreiteiro ultrapasse o tempo previsto para a realização das obras, tentando minimizar os custos dos utentes, pois, como se irá demonstrar, são na maioria das vezes os custos mais condicionante na análise de custos de ciclo de vida.

A estratégia de incentivo / penalização nem sempre se adequa. Segundo o Departamento de Transportes de Michigan, o método de contratação incentivo / penalização deve ser aplicado sempre que ocorram as seguintes condições (Gillespie, 1998):

- a possibilidade de uma poupança significativa nos custos dos utentes;
- os custos dos utentes sejam superiores a 5% do custo total do projeto, com um mínimo diário de \$5000 para grandes intervenções;
- o resultado da aplicação dos incentivos possa diminuir as restrições ao tráfego no mínimo em 15 dias;
- a capacidade de tráfego seja reduzida para valores de serviço abaixo de um nível considerado como mínimo aceitável e em que não existam vias alternativas;
- as vias alternativas possuam um nível de perda de serviço considerado como inaceitável.

Segundo NJDOT (2001), os custos dos utentes nas zonas de trabalho são todos aqueles que resultam do acréscimo dos custos de operação dos veículos e de tempo devido aos atrasos resultantes das atividades de construção, manutenção ou reabilitação. Podem-se ainda adicionar os custos resultantes do aumento da taxa de acidentes. Os custos dos utentes são função da oportunidade, duração, frequência, âmbito e características da zona de trabalho; do volume e características da operação; e dos custos de operação dos veículos, bem como do custo unitário do tempo dos utentes.

Segundo NJDOT (2001), devem considerar-se em fase de projeto os custos dos utentes, de modo a determinar o faseamento mais adequado da obra. Este estudo deve ser realizado nas fases iniciais de projeto, enquanto ainda existe flexibilidade na conceção. A otimização do projeto passa por minimizar as perturbações nos utentes, mesmo antes de elas ocorrerem. O correto planeamento da construção leva a que não só sejam considerados os custos atuais dos utentes mas também os que resultarem de intervenções futuras. É na fase de projeto que se podem tomar as devidas precauções para minimizar os custos dos utentes fazendo um correto planeamento das intervenções futuras.

A minimização dos custos dos utentes apenas pode ser realizada através do conhecimento dos principais fatores que os influenciam, sendo por isso um dos objetivos do corrente capítulo a determinação dos fatores com maior peso nessa quantificação.

Dado o constante envelhecimento das estruturas, as operações de manutenção e de reabilitação em pontes são cada vez mais frequentes. A realização das operações de manutenção, reabilitação ou mesmo alargamento, devido ao aumento do tráfego a circular numa determinada via, leva invariavelmente a custos adicionais. Existe a possibilidade de ocorrer uma efetiva perturbação no normal funcionamento das vias, conduzindo à perda de tempo adicional, ao maior consumo de combustível, bem como a impactes ambientais significativos, por exemplo resultantes da perda de qualidade do ar e da poluição da água.

Os custos dos utentes resultam do acréscimo de despesas que os mesmos têm de realizar para percorrer uma determinada via, quando decorrem obras de manutenção / reabilitação, relativamente aos valores que teriam de despende para percorrer a mesma via sem qualquer tipo de perturbação. Estes custos devem considerar-se na análise de ciclo de vida das estruturas, pois, na grande maioria das situações, estes valores são de uma ordem de grandeza superior aos custos diretos das obras em si (Brito, 1992).

A quantificação dos custos deve ser realizada contabilizando as despesas resultantes das seguintes fases:

- utilização normal – custos dos utentes que estão associados à utilização da via, durante os períodos em que não existem qualquer tipo de obras a decorrer;
- travessia da zona de trabalhos – os custos resultam do investimento que os utentes têm de realizar para atravessar a via quando decorrem obras, de manutenção ou reabilitação, que criam perturbação ao normal fluxo de tráfego; estes custos dependem diretamente da intensidade das obras, duração e do tipo de restrição causada, isto é: número de faixas encerradas, comprimento da zona de trabalhos, tráfego que utiliza a via, entre outros parâmetros.

Os custos dos utentes no modelo definido resultam de quatro componentes:

- custos de operação dos veículos – incluem todas as despesas que os utentes têm de realizar para percorrer uma determinada distância. Segundo AUSTROADS (2011), os custos de operação dos veículos podem-se dividir essencialmente nos seguintes itens: consumo de combustível; reparações e manutenção; desgaste de pneus; óleo do motor e depreciação do veículo;
- custos devido ao consumo adicional de tempo – estes custos estão relacionados com o dispêndio adicional de tempo dos utentes devido às restrições resultantes das obras. Usualmente, as restrições resultam da redução da velocidade na zona das obras, da redução do número de faixas disponíveis ou do percurso em caminhos alternativos;
- custos de acidente – estes custos estão relacionados com os acidentes que ocorrem nas vias. A existência de obras provoca perturbações ao normal fluxo do tráfego pela redução da velocidade de travessia, por obrigar a manobras para se desviar de obstáculos ou pela utilização de vias com taxas de sinistralidade superiores. Usualmente, estes custos resultam da atribuição de um valor monetário por cada vítima mortal, ferido grave, ferido leve e por cada acidente apenas com danos materiais;
- custos de portagem – estes custos ocorrem sempre que as autoestradas são utilizadas.

No modelo, são definidas diferentes situações de circulação, em que a cada uma correspondem determinados custos associados à operação dos veículos, ao tempo consumido, a acidente e a portagens. A quantificação é feita de nó a nó das vias, permitindo individualizar os custos de atravessar a via em questão ou de utilizar um caminho alternativo.

Os custos referidos são associados a diferentes situações de circulação: circulação na via sem obras, circulação na via com obras e circulação por uma via alternativa. Seguidamente, é apresentada uma caracterização de cada uma das situações de circulação.

Circulação na via sem obras

Neste cenário, denominado de cenário base, são determinados os custos dos utentes considerando que não existe qualquer impedimento resultante da realização de obras. Para cada classe de veículos, são determinados os custos de operação em função da distância percorrida. Consideram-se não só os cenários em que na via não existem congestionamentos, isto é, a via tem capacidade superior à procura, levando a que não exista perda de tempo devido às paragens, mas também os cenários em que existem, mesmo antes de decorrerem as obras na via, congestionamentos. Admite-se que a velocidade de circulação resulta do nível de serviço da via, que por sua vez é função da procura e da capacidade da via.

Os custos relativos ao tempo consumido são quantificados em função da velocidade de circulação e da distância a percorrer, determinando o tempo total consumido, bem como a perda de tempo médio por veículo em fila de espera.

São quantificados os custos de acidente, contabilizando o número de vítimas mortais, o número de feridos graves, o número de feridos leves e do número de acidentes apenas com danos materiais, em função da extensão de cada troço em estudo, do tráfego médio diário anual, do tipo de via e de sua localização. São considerados alguns parâmetros corretivos que resultaram da consulta de bibliografia nacional e internacional e que permitem adequar e determinar o número de acidentes com danos materiais. Estes fatores permitem ainda corrigir

os valores das vítimas mortais, feridos graves, feridos leves e acidentes com apenas danos materiais não declarados.

Circulação e atravessamento da via com obras

Nesta situação de estudo, são determinados os custos de modo semelhante ao cenário da circulação da via sem obras, sendo determinados os custos de operação dos veículos resultantes da travessia da via pela zona de trabalhos. A existência da zona de trabalhos poderá levar a restrições ao normal fluxo de tráfego, que poderão resultar na limitação da velocidade de circulação, redução do número de faixas ou mesmo obrigatoriedade de percorrer caminhos alternativos.

Os custos relativos ao tempo adicional gasto são quantificados, de forma semelhante ao cenário de circulação na via sem obras, que é função da velocidade de circulação e da distância a percorrer, conjuntamente com a perda de tempo médio por veículo em fila de espera, quando estas existem.

Relativamente aos custos de acidente, contabiliza-se o número de: vítimas mortais; feridos graves; feridos leves; e acidentes apenas com danos materiais. Esta previsão é realizada em função da extensão, de cada troço em estudo, do tráfego médio diário anual, do tipo de via e de sua localização. São também considerados alguns parâmetros corretivos que têm em consideração os fatores explicitados.

Circulação por uma via alternativa

O modelo prevê a circulação por via alternativa à via em que se realizam as obras. A utilização destas vias pode resultar de duas opções: o utente é obrigado, pela concessionária, a utilizar o desvio pois todas as vias estão encerradas ou o utente toma esta opção, quando tem informação para tal (por exemplo quando é ultrapassado um determinado número de veículos em fila de espera). São determinados, para cada classe de veículos, os custos de operação em função do percurso.

À semelhança dos cenários anteriores, são também determinados os custos relativos à circulação em condições de fluxo livre e de circulação condicionada quando se aplicar.

Relativamente aos custos de acidente, contabilizam-se o número de vítimas mortais, o de feridos graves, o de feridos leves e o de acidentes apenas com danos materiais, para os diferentes tipos de vias envolvidas. São aplicados também os fatores corretivos referidos.

Poderão também ser determinados os custos de portagem por cada classe de veículo quando a circulação for em autoestrada. Esta opção é apenas considerada em último caso, pois as concessionárias, dependendo do tipo de contrato de concessão que têm com o Estado, evitam este cenário, pois o seu benefício resulta da cobrança de portagens.

Existem também outros custos, denominados de intangíveis, os quais são muito difíceis de quantificar e assumem valores distintos dependendo de cada indivíduo. A magnitude destes custos está diretamente relacionada com a perceção individual dos custos. Segundo AUSTROADS (1994), estes custos resultam de componentes como o conforto, sensação de segurança e privacidade bem como o valor individual atribuído a cada unidade de tempo despendida em cada viagem.

Este estudo não considera, em detalhe, os custos intangíveis pois, como referido, estes variam para cada indivíduo. Considerar-se-ão, no entanto, valores médios para os custos unitários determinados com base na literatura nacional e internacional.

Segundo NJDOT (2001), a utilização de uma determinada via de comunicação resulta da percepção pelo utente de que essa alternativa é a que lhe permite minimizar os seus custos ou tempo de viagem. Esta quantificação tem em consideração não só os custos de operação dos veículos, mas também os relacionados com os atrasos provocados tendo em consideração os requisitos de segurança. Quando os utentes são confrontados com a realização, ou mesmo com o anúncio, das obras, podem tomar diferentes opções. Tal leva a que os utentes possam ser classificados em grupos de comportamento distintos:

- utentes fiéis – este grupo caracteriza-se pelo facto de utilizarem a estrutura como sempre o fizeram; podem ser classificados como utentes primários, pois têm poucas ou nenhuma alternativa; usualmente, possuem as seguintes características: têm de realizar a viagem e a uma determinada hora; não têm, ou não conhecem, qualquer outra alternativa; são estes utentes que suportam a grande maioria dos custos;
- utentes que alteram o período em que realizam a viagem – este grupo caracteriza-se pelo facto de, embora utilizando a mesma via, poderem alterar o horário de travessia evitando assim a hora de maior congestionamento; estes utentes têm pouca influência na quantificação dos custos;
- utentes que utilizam desvios – estes utentes são aqueles que procuram alternativas à via condicionada por sua própria vontade ou por imposição da sinalização; os custos associados a estes utentes são significativos; usualmente, estes utentes alteram a hora da sua viagem de modo a que não haja influência na hora de chegada; a alteração dos hábitos de viagem destes utentes pode, por sua vez, originar custos muito significativos nos utentes usuais das vias alternativas;
- utentes que alteram a sua viagem – estes utentes abandonam, pura e simplesmente, a viagem procurando outros destinos com menor custo; usualmente, estes utentes vão às compras ou fazem uma viagem de índole social ou recreativa; embora estes utentes não tenham um grande impacto nos custos globais, a sua influência faz-se sentir principalmente pelas oportunidades de negócio perdidas dos operadores que se localizam a jusante do troço em obras.

Segundo NJDOT (2001), e tendo em consideração a caracterização dos utentes nos casos mais simples, em que a perturbação introduzida no tráfego é tolerável ou a existência de alternativas é limitada, a alteração da taxa de tráfego médio diária (*TMD*) durante as operações de manutenção não é significativa, sendo que é suficiente fazer a análise apenas para a via afetada.

Nos casos mais complexos, quando as perturbações no tráfego são muito significativas, verifica-se que existe uma alteração na procura da via e na distribuição horária do tráfego. Quando existe uma alteração na procura da via, o cálculo dos custos dos utentes deve transcender o cálculo relativo apenas à via em questão e considerar os custos resultantes das principais vias alternativas. Uma das principais consequências do cálculo dos custos dos utentes é o facto de, quando se constatar que os custos associados às obras são demasiado elevados, deverá forçar-se que estas obras ocorram fora do período de maior procura da via.

Caracterização do tráfego

Como se referiu, os custos dos utentes estão fortemente dependentes do volume de tráfego e do tipo de perturbação introduzida pela realização das obras. O impacto destes custos é significativamente distinto quando se consideram os custos de pequenos trabalhos em vias com pouco volume de tráfego. Quando existem grandes cortes de vias em faixas de rodagem com grandes volumes de tráfego, os custos podem ser muito significativos. Os principais parâmetros necessários para a sua definição são: o tráfego diário e a sua distribuição horária por direção, bem como a sua caracterização.

A realização de registos de tráfego, quando a estrutura está em utilização, possibilita caracterizar o tráfego, imputando desta forma de um modo mais correto os custos aos diferentes dias, períodos horários e tipo de utentes. Usualmente, os utentes das vias são um grupo heterogéneo que inclui desde motociclos a veículos pesados, passando por veículos ligeiros e veículos pesados de transporte de passageiros. A imputação dos custos dos utentes aos diferentes grupos de veículos é fundamental para uma rigorosa quantificação dos custos dos utentes.

Segundo NJDOT (2001), os componentes dos custos dos utentes podem-se subdividir em dez itens relativos a custos devido à existência de trabalhos. Três destes componentes ocorrem no caso de tráfego sem restrições e quatro devem-se ao tráfego forçado, isto é, o que existe pela formação de filas de espera. Aos desvios estão associados dois componentes de custos, existindo ainda um componente relativo aos custos dos acidentes. Seguidamente, vai-se descrever cada um dos custos de forma individual.

Tráfego sem interrupções

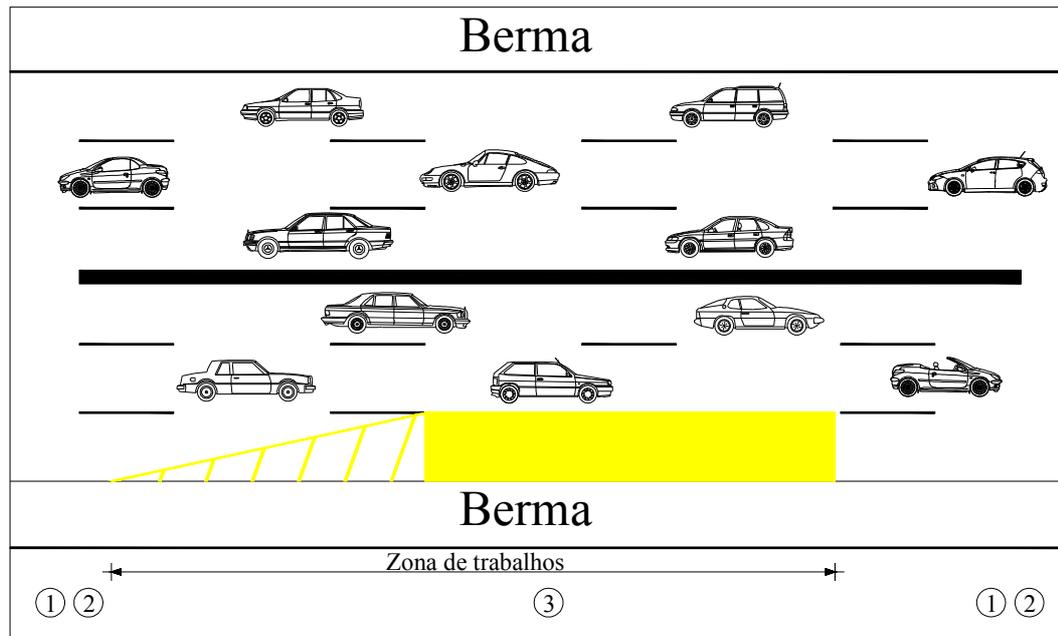
A existência de zonas de trabalhos provoca na grande maioria das vezes perturbações no fluxo normal de veículos, quer pela diminuição da sua capacidade (corte de vias) quer pela imposição de limites de velocidade inferiores. Na melhor das hipóteses, o tráfego que atravessa a zona de trabalhos reduz a sua velocidade normal de tráfego para depois a voltar a retomar. Esta mudança de velocidade leva a que existam três componentes de custos relacionados com a existência de trabalhos. Na Figura 5.1, são apresentados os custos que decorrem da realização de obras com impedimento da via conduzindo à situação em que o fluxo de tráfego não dá origem à formação de filas de espera.

Da Figura 5.1 pode-se constatar que os custos, que existem na situação de fluxo sem formação de filas de espera em zona de trabalhos, são influenciados: pela mudança da velocidade, pelo atraso provocado pela mudança de velocidade e pela perda de tempo devida à travessia da zona de trabalhos.

De seguida é apresentada uma descrição mais pormenorizada dos custos envolvidos na travessia de zonas de trabalho sem que haja origem à formação de filas de espera. Estes custos são:

- custo devido à mudança de velocidade – resulta do acréscimo do consumo do automóvel relativo à desaceleração na zona a montante da zona de trabalhos e à aceleração necessária para retomar a velocidade normal de circulação após a travessia da zona de trabalhos;

- custo devido ao atraso provocado pela mudança de velocidade – tempo adicional consumido na desaceleração na zona montante dos trabalhos e no regresso à velocidade inicial após a travessia da zona de trabalhos;
- perda de tempo resultante da travessia da zona de trabalhos – tempo necessário para se realizar a travessia na zona de trabalhos a velocidade inferior; este parâmetro depende da velocidade normal da via sem trabalhos, da velocidade imposta na zona de trabalhos e também do comprimento total da zona de trabalhos.



- Legenda:
- 1 – custo devido à mudança de velocidade;
 - 2 – custo devido ao atraso provocado pela mudança de velocidade;
 - 3 – custo relativo à perda de tempo resultante da travessia da zona de trabalhos.

Figura 5.1 – Componentes dos custos dos utentes (circulação sem filas de espera)

O documento NJDOT (2001) refere que o componente dos custos relativo à perda de tempo provocada pela travessia da zona de trabalhos corresponde a cerca de 90% dos custos totais do tráfego sem interrupções. Recomenda que a contabilização dos custos se faça recorrendo unicamente a este componente.

Tráfego com restrições

Quando a procura supera a capacidade da zona de trabalhos, existe uma quebra no normal fluxo de tráfego, formando-se filas de espera. Estas formam-se na zona de trabalhos mas estendem-se também para montante. Uma vez formada a fila de espera, os condutores que se aproximam da mesma têm de reduzir a velocidade até à completa imobilização. O aumento do tamanho da fila de espera ocorre sempre que o fluxo de tráfego que chega é superior à capacidade de escoamento na zona de trabalhos. A redução do tamanho da fila de espera ocorre quando a capacidade de escoamento supera o fluxo de chegada. Segundo NJDOT (2001), é expectável que o pico das filas de espera ocorra, no horário da manhã, quando os condutores se dirigem para o trabalho e, no horário da tarde, quando regressam do trabalho.

A situação de tráfego condicionado introduz quatro novos custos relativamente à situação de tráfego sem restrições. Esta situação está representada na Figura 5.2.

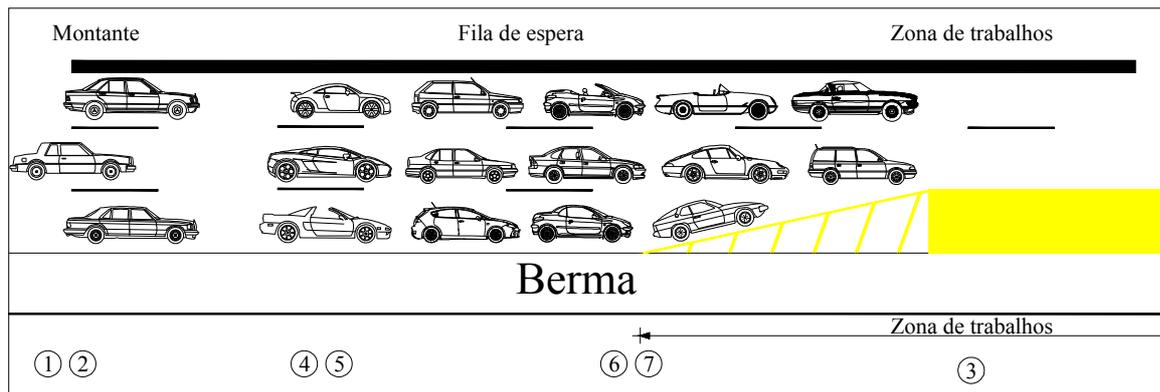


Figura 5.2 – Componentes dos custos dos utentes (circulação com filas de espera)

Os custos 1 a 3 foram já especificados. Os restantes custos envolvidos são:

- custo devido à perda de tempo na fila de espera – representa o custo do tempo consumido durante a travessia da fila de espera;
- custo devido ao para / arranca na fila de espera – quantifica os gastos adicionais com as operações de para / arranca resultantes da condução em filas de espera; estes custos englobam combustível, óleo do motor, manutenção e depreciação;
- custo devido ao facto de parar e retomar a velocidade na zona de trabalhos – resulta dos consumos adicionais do veículo associados ao facto de parar e retomar a velocidade nas zonas de trabalhos;
- custo devido ao tempo perdido nas paragens – reflete o valor do tempo consumido no ciclo de paragem completa e retoma da velocidade de tráfego na zona de trabalhos.

Na Figura 5.3, estão exemplificadas as cinco principais áreas que ocorrem na travessia de uma zona de trabalhos corrente. As suas dimensões dependem do tipo de via bem como do tipo de trabalhos que decorrem na mesma.

De modo a minimizar o risco de acidentes, os utentes deparam-se inicialmente com uma zona de aviso onde lhe devem ser fornecidas as informações sobre o tipo de trabalhos e restrições que se lhe avizinham. A segunda área é a uma de transição que obriga a que os condutores se desloquem da via encerrada para as vias disponíveis. No final da área de transição, e imediatamente antes da zona de trabalhos, deve ser materializada uma zona de segurança longitudinal que permita a proteção efetiva de equipamentos e principalmente de trabalhadores. Por fim, surge a zona de transição onde os veículos, após a passagem da zona de trabalhos, retomam a circulação na via desimpedida.

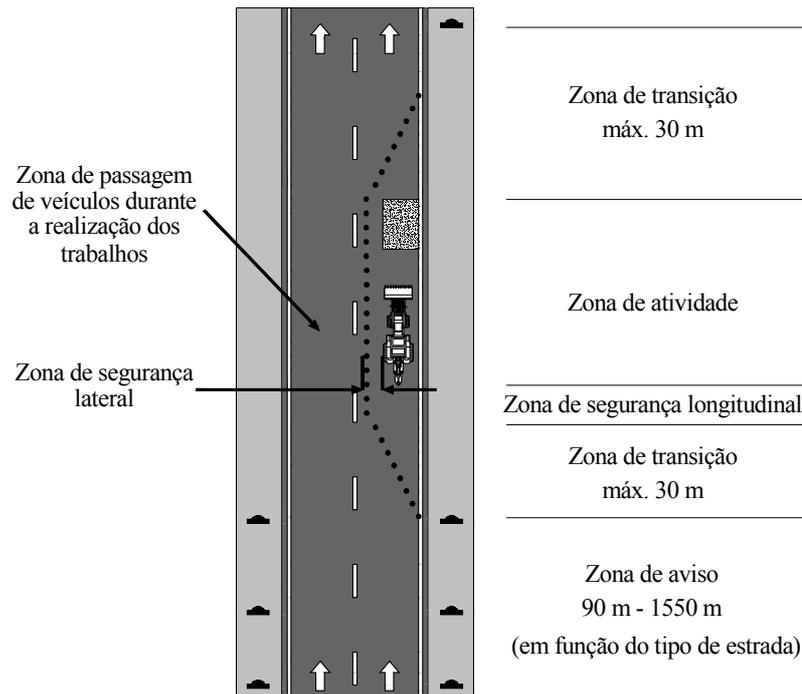


Figura 5.3 – Áreas principais de uma zona de trabalhos comum (MUTCD, 2009)

Tráfego por via alternativa

Estes custos resultam do percurso realizado num desvio, podendo ser por opção dos condutores, para evitar os trabalhos decorrentes das obras, ou por falta de alternativa devido a encerramento completo da via. Esta realidade introduz dois custos adicionais que resultam diretamente da opção considerada. Estes podem ser adicionados, ou substituídos, os custos resultantes do tráfego livre ou com restrições referidos (NJDOT, 2001). Os custos resultantes podem ser subdivididos em dois grupos adicionais, pois dependem também da capacidade de escoamento da via alternativa. À semelhança do que ocorre na via em obras, dependendo do fluxo de tráfego de chegada e da capacidade da via, poderão ou não existir condicionamentos à livre circulação dos veículos. Os custos diretos subdividem-se em:

- custos relativos ao veículo devido ao desvio – resultam dos valores gastos no consumo direto do automóvel devido ao caminho adicional a percorrer (combustível, óleo do motor, pneus, manutenção e depreciação);
- custos relativos ao tempo adicional consumido no desvio – resultam do comprimento adicional do percurso e do tempo adicional necessário para o percorrer.

De modo a se poder quantificar e comparar os diferentes valores que ocorrem em espaços temporais distintos, todos os valores apresentados são atualizados ao primeiro dia do ano de um ano j . A atualização dos valores monetários, de um determinado ano a para janeiro do ano de 2012 é, realizada através do produto representado na equação (5.1).

$$C_j = C_a \cdot \prod_{i=a}^{2011} (1 + inf_i) \quad (5.1)$$

Em que,

C_j – custo atualizado a janeiro do ano j ;

C_a – custo no ano a ;

inf – taxa de inflação.

5.2 Tipos de itinerários e velocidades médias de circulação

Para o modelo proposto, foram considerados 4 tipos de itinerários e correspondentes velocidades médias de circulação por classe de veículo. Os tipos de itinerários correspondem à seguinte classificação das vias: Estradas Nacionais e Regionais (*EN, ER*), Itinerários Complementares (*IC*), Itinerários Principais (*IP*) e Autoestradas (*A*); coincidindo com a classificação da rede rodoviária nacional definida no Plano Rodoviário Nacional 2000 (Decreto-Lei n.º 222/98, de 17 de julho).

5.3 Classificação dos veículos

Para a quantificação dos custos dos utentes, é fundamental que se faça uma classificação dos veículos que circulam nas vias, pois os seus custos de funcionamento são consideravelmente distintos. Como referido, e dado que serão contabilizados os custos de portagem, de seguida é apresentada a classificação utilizada a nível nacional para a cobrança de portagens.

Segundo o Decreto-lei n.º 39/2005, de 17 de fevereiro, as tarifas de portagem são determinadas com base na classificação dos veículos em quatro classes distintas, resultante da aplicação de, entre outros, o critério da altura, medida na vertical do primeiro eixo do veículo.

Na Tabela 5.1, apresentam-se as quatro classes em que são agrupados os veículos para efeitos de cobrança de portagem.

Tabela 5.1 – Classificação dos veículos em classes para cobrança de portagem

Classe	Designação
1	motociclos e veículos com uma altura, medida à vertical do primeiro eixo, inferior a 1,1 m
2	veículos com dois eixos e uma altura, medida à vertical do primeiro eixo, igual ou superior a 1,1 m
3	veículos com três eixos e uma altura, medida à vertical do primeiro eixo, igual ou superior a 1,1 m
4	veículos com mais de três eixos e uma altura, medida à vertical do primeiro eixo, igual ou superior a 1,1 m

O Decreto-lei n.º 39/2005, de 17 de fevereiro, veio estabelecer que os veículos ligeiros de passageiros e mistos, tal como definidos no Código da Estrada, com dois eixos, peso bruto superior a 2300 kg e inferior ou igual a 3500 kg, com lotação igual ou superior a cinco lugares e uma altura, medida à vertical do primeiro eixo do veículo, igual ou superior a 1,1 m e inferior a 1,3 m, desde que não apresentem tração às quatro rodas permanente ou inserível, pagam a tarifa de portagem relativa à classe 1 quando utilizem o sistema de pagamento automático. Esta alteração leva a que parte dos veículos, que estão inseridos na classe 2 devido ao seu eixo ser superior a 1,1 m, sejam enquadrados na classe 1. Nesta classe, engloba-se a grande maioria dos veículos classificados como monovolumes.

De modo a se ter uma mais fácil perceção das classes de veículos, na Figura 5.4 é apresentada a relação entre as diferentes classes relativamente à altura vertical do primeiro eixo e o número total de eixos. São apresentados também alguns veículos que se enquadram em cada uma das classes.

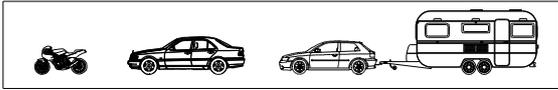
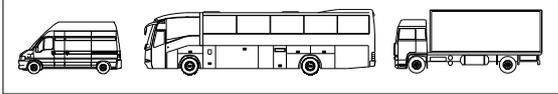
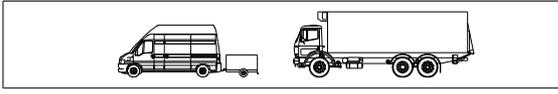
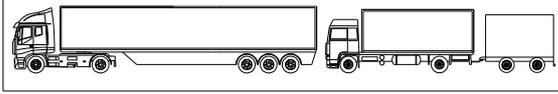
Classe	Altura vertical do 1º eixo	N.º de eixos	Tipo de veículo
1	< 1,10	≥ 2	
2	≥ 1,10	2	
3	≥ 1,10	3	
4	≥ 1,10	≥ 4	

Figura 5.4 – Definição das classes de veículos

Os veículos das Classes 2, 3 e 4, afetos ao transporte rodoviário de mercadorias por conta de outrem ou público, regulado pelo Decreto-lei n.º 257/2007, de 16 de junho, que aprova o regime jurídico da atividade de transporte de mercadorias, alterado pelo Decreto-lei n.º 137/2008, de 21 de julho, e pelo Decreto-lei n.º 136/2009, de 5 de junho, independentemente da nacionalidade, país ou local de estabelecimento do transportador e da origem ou destino da operação de transporte, que cumpram os limites de emissão definidos no n.º 3 do anexo I do Decreto-lei n.º 60/2010, de 8 de Junho, têm direito ao seguinte sistema de descontos:

- nos dias úteis, entre as 7 horas e as 20 horas e 59 minutos (período diurno), 10% sobre o valor das taxas de portagem;
- nos dias úteis, entre as 21 horas e as 6 horas e 59 minutos (período noturno), 25% sobre o valor das taxas de portagem;
- aos sábados, domingos e feriados nacionais, 25% sobre o valor das taxas de portagem.

Nas vias anteriormente denominadas sem custos para os utentes, existia também uma discriminação positiva com carácter provisório que se cingia a todos os utentes locais.

A área de influência de cada autoestrada encontra-se descrita no anexo do Decreto-lei n.º 111/2011 de 28 de novembro, e corresponde à área dos concelhos inseridos numa nomenclatura das unidades territoriais estatísticas de nível 3 (*NUTS III*), nos termos definidos no Decreto-lei n.º 68/2008, de 14 de abril, alterado pelo Decreto-lei n.º 85/2009, de 3 de abril, e pela Lei n.º 21/2010, de 23 de agosto, em que qualquer parte do território dessa *NUTS* ficasse a menos de 20 km dos lanços e sublanços da autoestrada.

Por exemplo, para as vias A22, A23, A24 e A25, segundo o Decreto-lei n.º 111/2011 de 28 de novembro, podiam obter isenções e descontos, na cobrança de taxas de portagem, as pessoas singulares e as pessoas coletivas que tivessem residência ou sede na área de influência das autoestradas referidas.

Os benefícios resultantes eram:

- isenção do pagamento de taxas de portagem, que efetuassem na respetiva autoestrada, nas primeiras 10 transações mensais;
- um desconto de 15% no valor da taxa de portagem, aplicável a cada transação que não beneficiasse da isenção prevista na alínea anterior.

Os utentes, para beneficiarem do regime de discriminação positiva suprarreferido, no momento da aquisição do dispositivo eletrónico associado à matrícula, ou da conversão de um dispositivo de uma entidade de cobrança de portagens em dispositivo eletrónico associado à matrícula, deviam comprovar a morada da sua residência ou da sua sede, mediante a apresentação do título de registo de propriedade ou do certificado de matrícula, ou, no caso de veículos em regime de locação financeira ou similar, de documento do locador que identificasse o nome e a morada da residência ou da sede do locatário.

Dado que o regime de isenções foi criado com carácter provisório, neste modelo não foi contabilizado, pois é muito improvável a sua existência a curto / médio prazo.

Dado que a classificação dos veículos pode ser realizada utilizando equipamento eletrónico, apresentam-se na Tabela 5.2 as classes dos veículos, conjuntamente com a sua designação, características dos veículos, bem como com as características físicas que as individualizam e tornam possível uma classificação efetuada por equipamentos definidas no Decreto-lei n.º 44-D/2010, de 5 de maio.

Tabela 5.2 – Classificação dos veículos

Classe	Designação	Características	Características físicas que individualizem cada classe e tornem possível uma classificação efetuada por equipamentos
A	motociclos	motociclos, com ou sem <i>sidecar</i> , incluindo ciclomotores triciclos e quadriciclos a motor, com e sem reboque	veículos com comprimento $\leq 2,5$ m
B	ligeiros de passageiros e de mercadorias	automóveis ligeiros de passageiros e de mercadorias, com não mais de 9 lugares incluindo o condutor e com peso máximo permitido inferior ou igual a 3,5 toneladas. Inclui os veículos ligeiros de passageiros e de mercadorias, com ou sem reboque	veículos com comprimento $> 2,5$ m e $\leq 7,0$ m (este comprimento refere-se exclusivamente ao veículo e não ao conjunto veículo + reboque)
C	pesados de mercadorias	automóveis de mercadorias com um peso mínimo superior a 3,5 toneladas, sem atrelado ou com um ou mais atrelados, veículos tratores, veículos tratores com um ou mais atrelados e veículos especiais (tratores agrícolas, <i>bulldozers</i> e todos os outros veículos motorizados que utilizem a estrada e que não sejam integrados noutra classe)	veículos com comprimento $> 7,0$ m, sem reboque, com ou sem reboque e todos os demais veículos não classificados nas demais classes
D	pesados de passageiros	autocarros	veículos com comprimento $> 7,0$ m, com ou sem reboque

5.3.1 Classificação adotada no modelo

As classes de veículos consideradas no estudo foram definidas em função das dimensões e número de eixos dos veículos. Dado que a natureza dos veículos existentes é muito diversa, faz-se uma aglomeração das diversas categorias em quatro classes de veículos. A justificação desta opção decorre não só da necessidade de enquadrar os veículos nas classes de portagem existentes mas também da maior facilidade de coligir dados sobre as diferentes classes, tanto a nível nacional como internacional.

Para o estudo, foram considerados os seguintes grupos de veículos:

- veículos ligeiros de passageiros (VLP): automóveis ligeiros com um máximo de 9 lugares, incluindo o condutor, e com peso máximo permitido inferior ou igual a 3,5 toneladas, com ou sem reboque;
- veículos comerciais ligeiros (VCL): automóveis de mercadorias, com peso máximo permitido inferior ou igual a 3,5 toneladas, com ou sem reboque;
- veículos pesados de mercadorias (VPM): automóveis de mercadorias com um peso mínimo superior a 3,5 toneladas, sem atrelado, ou com um ou mais atrelados; veículos tratores, veículos sem atrelado, ou com um ou mais atrelados; e veículos especiais (tratores agrícolas, *bulldozers* e todos os outros veículos motorizados que utilizem a estrada os quais não estão integrados em qualquer outra classe);
- veículos pesados de passageiros (VPP): autocarros.

5.4 Quantificação dos custos dos utentes

Os custos relativos aos utentes podem ser determinados através da quantificação dos custos de operação dos veículos, dos acidentes, do tempo e, quando aplicável, das portagens. Esta quantificação é realizada de acordo com a equação (5.2).

$$C = COV + CA + CT + CP \quad (5.2)$$

Em que,

- C – custo do utente;
- COV – custo de operação do veículo;
- CA – custo de acidentes;
- CT – custo do tempo;
- CP – custo de portagem (quando aplicável).

Seguidamente, é apresentada uma descrição da forma como estes custos são determinados, a nível nacional e internacional, expondo-se, também, o modo como são considerados no modelo definido.

5.4.1 Custo de operação dos veículos (COV)

Os custos de operação dos veículos podem-se definir como aqueles que estão associados à compra, utilização e manutenção dos veículos.

Embora os custos dos utentes sejam, de certo modo, consensuais, na bibliografia, são classificados de várias formas. Por exemplo, em AUSTROADS (1994), classificam-se em:

- custos fixos (F) – não têm grande variação com a distância percorrida (ex. seguro);
- custos variáveis (V) – variam diretamente com a distância percorrida (ex. combustível);

- correlacionados (C) – valores pagos diretamente pelo proprietário / condutor e que estão diretamente correlacionados com o comportamento do condutor (ex. maior ou menor consumo resultante pelo tipo de condução);
- não correlacionados (NC) – valores pagos, total ou parcialmente, pelo proprietário / condutor os quais não estão necessariamente correlacionados com o comportamento do condutor (ex. o valor do seguro resulta do comportamento do condutor e do conjuntos de todos os condutores);
- perceptíveis (P) – valores que são perceptíveis, pelo menos em parte, pelo condutor como sendo um custo por viagem, ou por quilómetro (ex. combustível);
- não perceptíveis (NP) – valores que não são usualmente perceptíveis pelo condutor como sendo um custo por viagem, ou por quilómetro (ex. manutenção do veículo).

Na Tabela 5.3, é apresentada uma listagem de custos bem como o seu enquadramento na classificação proposta pela AUSTROADS (1994).

Tabela 5.3 – Classificação dos custos por tipo

Custo	Tipo
Portagem	V, C, P
Combustível	V, C, P
Lubrificantes	V, C, NP
Pneus	V, C, NP
Manutenção e reparação	V, C, NP
Estacionamento privado	F, C, NP
Estacionamento público	V, C, NP
Custos de aquisição	F, C, NP
Seguro	F, NC, NP
Reparação devido a acidentes	V, C, NP
Registo	F, NC, NP
Cotas de clube automóvel	F, NC, NP
Carta de condução	F, NC, NP
Multas	V, NC, NP

Aos custos mencionados podem-se ainda adicionar outros que usualmente ocorrem, dependendo de cada país, como, por exemplo, os de inspeção e o imposto automóvel.

Estes custos, entre múltiplos fatores, dependem muito da rugosidade da via (WSDOT). Na Figura 5.5, é apresentada a evolução dos custos de operação dos veículos com o aumento da rugosidade do pavimento. Pode-se constatar, pela análise da Figura 5.5, que o custo de operação dos veículos pode aumentar até cerca de 30% nos veículos pesados quando o IRI (índice de rugosidade internacional) evolui de 1 para 7. Contata-se também que este parâmetros não é tão influente quando se trata de veículos ligeiros.

Segundo Archondo-Callao e Faiz (1994), o custo de operação dos veículos pode ser determinado através do somatório dos seguintes consumos: pneus, combustível, lubrificantes, peças de manutenção, mão-de-obra de manutenção, juros (quando aplicável) e depreciação do veículo.

Seguidamente, é apresentada uma descrição dos fatores que influenciam os custos dos utentes. De modo a se ilustrar quais os parâmetros envolvidos e qual a sua interação, é exposta a formulação proposta por alguns sistemas de gestão internacionais bem como por alguns estudos realizados a nível nacional.

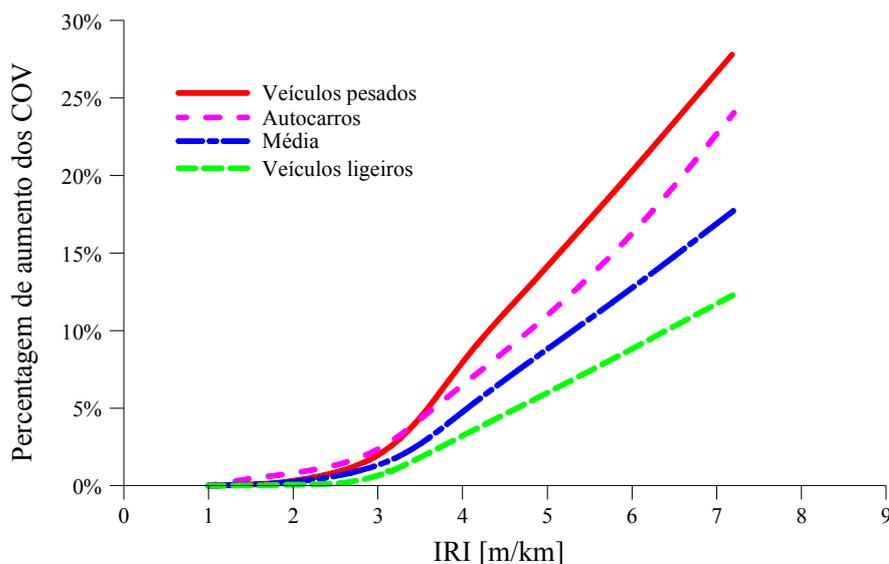


Figura 5.5 – Variação dos custos de operação dos veículos com a rugosidade do pavimento (WSDOT)

5.4.1.1 Modelos para a determinação do consumo de combustível

O consumo de combustível é um componente muito significativo dos custos de operação dos veículos. Este valor depende diretamente do modo de operação dos veículos bem como das condições da via. A existência de tráfego congestionado, o estado da via e o seu alinhamento tanto em altimetria como em planimetria são fatores fundamentais.

A incerteza nas previsões a longo prazo é grande, pois o tipo e consumo dos veículos têm-se alterado significativamente ao longo dos tempos. No estudo elaborado pelo *National Research Council* (NRC, 1992), pode-se constatar que, relativamente ao consumo, tendo por base os veículos automóveis dos E.U.A. para o período de 1975 a 1991, se registou uma redução de cerca de 80%. Segundo os autores, este facto deve-se essencialmente aos seguintes fatores:

- redução do peso dos veículos;
- passagem de veículos de propulsão para veículos de tração;
- redução nas dimensões exteriores dos veículos;
- utilização crescente de ligas leves de alumínio e plásticos;
- veículos mais aerodinâmicos;
- sistemas de transmissão com maior eficiência;
- redução da resistência dos componentes internos do veículo e ao rolamento.

De seguida, são apresentados alguns modelos de custo de combustível, existentes na literatura. Na bibliografia consultada, podem-se encontrar essencialmente dois tipos de modelo: o empírico e o mecanicista.

Como exemplo de modelo empírico, para estimativa do consumo de combustível, na equação (5.3) é apresentada a formulação proposta por Chesher e Harrison (1987).

$$FC = a_0 + \frac{a_1}{S} + a_2 \cdot S^2 + a_3 \cdot RISE + a_4 \cdot FALL + a_5 \cdot IRI \quad (5.3)$$

Em que,

FC – consumo de combustível [l/1000 km];

S – velocidade do veículo [km/h];

RISE – inclinação ascendente [m/km];

FALL – inclinação descendente [m/km];

IRI – índice de rugosidade internacional [m/km];

a_0 ; a_1 ; a_2 ; a_3 ; a_4 e a_5 – constantes do modelo.

Atualmente, a abordagem mais utilizada para quantificar os custos do combustível tem como base os modelos mecanicistas. Segundo NDLI (1995), os modelos determinísticos, estabelecem que o consumo é proporcional às forças que atuam sobre o veículo. Segundo os autores, os modelos mecanicistas resultam de uma melhoria realizada sobre os modelos empíricos, pois estes permitem quantificar o efeito da alteração das características dos veículos, sendo por isso mais flexíveis na sua aplicação.

Como exemplo de modelo mecanicista, pode-se indicar o *Australian Fuel Consumption Model* (ARFCOM). Este determina o consumo de combustível em função da quantidade de energia que o motor tem de produzir para percorrer um determinado percurso. O modelo considera as seguintes forças: atrito interno do motor, atrito devido ao rolamento, resistência do ar, inércia e perda de potência devido aos acessórios (Lewis, 1999). Biggs (1988) modela o consumo de combustível através da equação (5.4).

$$IFC = f(P_{tr}, P_{accs} + P_{eng}) \quad (5.4)$$

Onde,

IFC – consumo de combustível instantâneo [ml/s];

P_{tr} – potência necessária para superar as forças de tração [kW];

P_{accs} – potência necessária para o funcionamento dos acessórios do motor [kW];

P_{eng} – potência necessária para suplantar o atrito interno do motor [kW].

5.4.1.2 Modelos para a determinação do consumo de óleo

O consumo de óleo pelos veículos é um componente que introduz custos, pois, para além do consumo do óleo pelo motor, este também perde as suas características tendo de ser substituído periodicamente. Segundo Bennett (1995), este custo é, no entanto, o componente com menor relevância nos custos de operação dos veículos.

No modelo adotado em HDM-4, define-se uma relação entre os diferentes componentes que influenciam o custo do óleo: consumo, operação e contaminação. Estabelece que as perdas são função do consumo de óleo. A contaminação é função do espaço de tempo entre mudanças de óleo e a quantidade de óleo necessária. A formulação para a quantificação das necessidades de óleo é apresentada na equação (5.5).

$$OIL = OILCONT + OIOPER \cdot SFC \quad (5.5)$$

Em que,

OIL – consumo de óleo [l/1000 km];

OILCONT – perda de óleo devido à contaminação [l/1000 km];

OIOPER – perda de óleo devido ao funcionamento do motor [l/1000 km];

SFC – consumo de combustível [l/1000 km].

A perda de óleo devido à contaminação é determinada utilizando a equação (5.6).

$$OILCONT = \frac{OILCAP}{DISTCHNG} \quad (5.6)$$

Onde,

OILCAP – capacidade do motor [l];

DISTCHNG – distância percorrida entre as mudanças de óleo [1000 km].

5.4.1.3 Modelos para a determinação do consumo de pneus

Segundo Santos (2007), o desgaste dos pneus é contínuo e deve-se principalmente a duas causas: desgaste do piso e desgaste da carcaça. Segundo o autor, o desgaste deve-se principalmente aos seguintes fatores: estado do pavimento, traçado da estrada, condições do tráfego, carga do veículo e clima.

Na equação (5.7), é apresentada a formulação utilizada em HDM-4, para a determinação dos custos relativos ao consumo de pneus (Carpenter e Cenek, 1999).

$$TWT = FLV \cdot \left(C_{otc} + \frac{C_{tcte} \cdot FNC \cdot CFT^2}{NFT} + \frac{C_{tcte} \cdot FNL \cdot LFT^2}{NFT} \right) \quad (5.7)$$

Onde,

TWT – desgaste total do piso [dm³/1000 km];

FLV – fator corretivo devido aos efeitos locais;

C_{otc} – taxa de desgaste do piso [dm³/1000km];

C_{tcte} – desgaste do piso em função das condições de operação do veículo [dm³/MNm];

FNC – parâmetro que reproduz o efeito da variação das forças circunferenciais;

CFT – força radial aplicada ao pneu [N];

NFT – força normal aplicada no pneu [N];

FNL – parâmetro que reproduz o efeito da variação das forças laterais;

LFT – força normal aplicada no pneu [N].

5.4.1.4 Modelos para a determinação do custo de manutenção e reparação

Os custos de manutenção e reparação associados ao desgaste dos componentes devido à utilização dois veículos resultam de dois componentes distintos: o custo das peças em si e o custo de mão-de-obra associado. Segundo Santos (2007), estes são, de entre todos os componentes dos custos de operação dos veículos, aqueles que patenteiam uma maior dificuldade de quantificação, bem como de previsão. Segundo o autor, as dificuldades advêm de:

- crescimento frequente, ao longo do ciclo de vida do veículo, dos custos dos componentes, principalmente no que concerne aos componentes de maior dimensão;
- impacte significativo no custo das práticas de manutenção dos proprietários / operadores dos veículos;
- custo significativamente díspar para veículos do mesmo segmento, mas de fabricantes distintos;
- custos condicionados fortemente pela robustez dos veículos;
- dificuldade de associação direta dos custos ao tipo de via utilizada;
- dificuldade de associação direta dos custos às condições de operação.

Os custos de manutenção, em HDM-4, são quantificados através da determinação do custo das peças, do custo de mão-de-obra e da modelação do efeito da idade do veículo.

Custo das peças

Na equação (5.8), é apresentada a expressão utilizada para a quantificação do custo das peças. Esta expressão está normalizada para uma distância percorrida de 100000 km em pavimento macio ($IRI < 3$).

$$PARTS = C_0 \cdot \left(\frac{CKM}{100000} \right)^{K_P} \cdot [1 + CIRI(RI - 3)] \quad (5.8)$$

Onde,

PARTS – valor normalizado para o consumo de peças (apresentado como uma fração do custo de substituição do veículo por cada 1000 km);

C_0 – parâmetro de calibração em função da magnitude absoluta das previsões;

CKM – distância percorrida [km];

K_P – relação entre o desgaste de peças e o aumento da idade;

CIRI – parâmetro de calibração que modela o aumento do desgaste das peças em função do aumento da rugosidade do pavimento;

RI – rugosidade ajustada [m/km].

Custo de mão-de-obra

Conjuntamente com o custo das peças, é também determinado o custo de mão-de-obra. Este custo é determinado em função do número de horas necessário para substituição de um conjunto de peças normalizado e da rugosidade da estrada. Na equação (5.9), é apresentada a relação entre os diferentes parâmetros para a quantificação do custo da mão-de-obra.

$$LH = COLH \cdot PARTS^{CLHPC} \cdot e^{(CLHIRI \cdot RI)} \quad (5.9)$$

Onde,

LH – número de horas de mão-de-obra, por 1000 km;

COLH – constante relativa à mão-de-obra;

PARTS – já definido em 5.4.1.4;

CLHPC – expoente relativo ao consumo de peças do modelo de mão-de-obra;

CLHIRI – coeficiente relativo à irregularidade da via do modelo de mão-de-obra;

RI – já definido em 5.4.1.4.

5.4.1.5 Modelos para a determinação do custo de desvalorização

A desvalorização do veículo resulta da sua utilização assim como da idade do mesmo. Ambos os componentes contribuem para a desvalorização embora vários autores atribuam pesos distintos a cada componente.

No documento NDLI (1995), apresentam-se valores para a distribuição do peso da idade e da quilometragem considerados por diferentes autores para diferentes países.

Os pesos dos diferentes componentes na desvalorização de um veículo, indicados por vários autores, para diferentes países são apresentados na Tabela 5.4. Refira-se que embora se apresentem para todos os estudos o peso na desvalorização devido à idade e à quilometragem, os valores existentes são quantificados de formas distintas.

Tabela 5.4 – Peso dos diferentes componentes na desvalorização de um veículo

País	Autor (data)	Peso na desvalorização [%]	
		Idade	Quilometragem
Austrália	Abelson (1986)	60	40
Dinamarca	MacDonald (1987)	0	100
Alemanha	MacDonald (1987)	50	50
Nova Zelândia	Bennett (1989) ¹	70	30
Nova Zelândia	Bennett (1989) ²	85	15
U.K.	MacDonald (1987)	60	40
E.U.A.	AASHTO (1977) ³	Variável	Variável

1 – Veículos de passageiros;
 2 – Veículos comerciais e autocarros;
 3 – Definido em função do uso e da velocidade.

No modelo HDM-4, a desvalorização do veículo é determinada recorrendo à expressão (5.10).

$$DEP = 1000 \cdot \frac{(1 - 0,01 \cdot RVPLTPCT)}{LIFEKM} \tag{5.10}$$

Onde,

DEP – custo de desvalorização (fração do preço de reposição do veículo por cada 1000 km, excetuando o valor dos pneus);

RVPLTPCT – valor residual do veículo em função do valor de substituição [%];

LIFEKM – quilometragem durante o período de vida do veículo [km].

No trabalho de Santos (2007), o autor considerou, para a quantificação da desvalorização, a relação entre os componentes idade e quilometragem apresentada na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Repartição do valor da desvalorização por tipo de veículo

Tipo de veículo	Peso na desvalorização [%]	
	Idade	Quilometragem
Ligeiro de passageiros	60	40
Ligeiro de mercadorias	50	50
Pesado de passageiros	80	20
Pesado de mercadorias	80	20

O cálculo dos custos relativos à desvalorização dos veículos resulta da consideração da sua vida útil bem como a sua quilometragem anual. Em Santos (2007), para as classes de veículos adotadas, são utilizados os valores indicados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Vida útil e quilometragem anual por classe de veículos

Classe de veículos	VLP	VCL	VPM	VPP
Vida útil (anos)	10	8	12	12
Quilometragem anual	20000	30000	85000	70000

Veículos matriculados em Portugal

Embora os valores admitidos por Santos (2007) resultem de inquéritos realizados a frotas de veículos, constata-se, da análise dos dados estatísticos, que, para Portugal, a idade média dos veículos é consideravelmente superior à vida útil dos veículos admitida em diversos modelos internacionais ACAP (2011).

Na Tabela 5.7, é apresentada a distribuição etária dos veículos matriculados em Portugal, onde se pode verificar o claro envelhecimento do parque automóvel.

Tabela 5.7 – Distribuição etária dos veículos matriculados em Portugal a 31/12/2010 (ACAP, 2011)

Idade	Ligeiros de passageiros		Comerciais ligeiros		Pesados de mercadorias		Pesados de passageiros	
	Quantidade	%	Quantidade	%	Quantidade	%	Quantidade	%
< 1	247292	5,52	47331	3,93	6126	4,64	629	4,03
1 a 2	182857	4,08	39948	3,32	5726	4,34	618	3,96
2 a 3	256274	5,72	56618	4,70	7866	5,96	842	5,40
3 a 4	250168	5,58	67711	5,62	7751	5,87	753	4,83
4 a 5	239768	5,35	64859	5,38	7068	5,35	627	4,02
5 a 10	1200326	26,79	368552	30,59	27016	20,47	3465	22,21
10 a 15	1239819	27,67	354133	29,39	25309	19,17	3335	21,38
15 a 20	686546	15,32	157343	13,06	15976	12,10	1868	11,97
> 20	176950	3,95	48505	4,03	29162	22,09	3463	22,20
Total	4480000	100,00	1205000	100,00	132000	100,00	15600	100,00
Idade média	10,1		9,6		12,3		13,1	

Constata-se que, para qualquer classe de veículos, a maioria dos veículos tem idade superior a cinco anos. Nos veículos com mais de 10 anos de idade, verifica-se estão incluídos cerca de 47% dos veículos ligeiros, de passageiros e comerciais, 53% dos veículos pesados de mercadorias e 55% dos veículos pesados de passageiros.

A idade média dos veículos ligeiros de passageiros é de 10,1 anos, 9,6 anos para os veículos comerciais ligeiros, 12,3 anos para os veículos pesados de mercadorias e 13,1 anos para os veículos pesados de passageiros.

Segundo Quack (2011), pode-se considerar que a vida útil dos veículos automóveis dos países da Europa é cerca de 50% superior à sua idade média.

Tabelas de desvalorização em função da idade

Uma forma distinta de abordar a desvalorização dos veículos é através da utilização da tabela de desvalorização aplicada, por exemplo, pelos seguros. São apresentados no Anexo 5A, da Tabela 5A.1 à Tabela 5A.11, os diferentes valores de desvalorização, com base no valor em novo dos diferentes tipos de veículos, adotadas pelas principais seguradoras a nível nacional.

5.4.1.6 Modelos para a determinação dos custos de circulação dos veículos em marcha lenta

Como referido, a circulação dos veículos, com a existência ou não de obras, não se faz sempre de forma contínua, existindo períodos em que o veículo está parado ou circula com velocidade muito reduzida. O funcionamento dos veículos nestas condições leva a que o custo de circulação seja superior àquele que decorre do normal funcionamento dos veículos.

Segundo NJDOT (2001), os principais componentes dos custos, quando o tráfego se desenrola em condições de congestionamento, são: de operação do veículo quando parado; do tempo quando o veículo está parado; de operação dos veículos em marcha lenta e do tempo quando o veículo circula em marcha lenta. Os autores verificaram que os custos de operação em marcha lenta representam cerca de 90% dos custos totais de circulação em situação de congestionamento.

Embora o custo resulte efetivamente da operação dos veículos, é usualmente relacionado com o tempo total perdido nesse modo de circulação e não propriamente com a distância percorrida.

Em Brito (1992), é apresentada uma formulação que permite quantificar os custos da rotura funcional do tráfego atrasado. A determinação deste valor é realizada de acordo com a equação (5.11), em função do combustível / manutenção dos veículos.

$$C_{FFFDf}/ano = T \cdot c_{fmvs} \cdot \Delta_t \quad (5.11)$$

Em que,

C_{FFFDf} – custos da rotura funcional do tráfego atrasado [€/ano];

T – tráfego total utente da obra de arte durante um ano [veículo/ano];

c_{fmvs} – custo médio do combustível e da manutenção de veículos parados, ou com velocidade quase nula, mas com o motor a trabalhar [€/veículo.ano]

Δ_t – atraso médio anual do tráfego que utiliza a obra de arte em relação à velocidade de projeto [h].

A nível internacional, existem vários documentos onde este assunto é tratado. Por exemplo, em Curry e Anderson (1972), apresentam-se os custos de circulação em marcha lenta como sendo uma proporção dos custos do tempo para os veículos ligeiros e veículos pesados. Os valores apresentados são de 6% para os veículos ligeiros e de 4% para os veículos pesados.

5.4.1.7 Modelação adotada

Para a determinação dos custos de operação dos veículos, quantificaram-se os custos de combustível, dos pneus, da manutenção e do óleo do motor, assim como os custos de desvalorização e os de operação em marcha lenta. A quantificação concretizou-se considerando as diferentes classes de veículos. A fixação destes valores foi realizada tendo por base o inquérito efetuado a fabricantes e transportadores e tendo em consideração os preços de mercado para os diferentes componentes. Seguidamente, é apresentada uma descrição do processo de quantificação de todos os custos envolvidos.

5.4.1.7.1 Custos de combustível

A quantificação dos custos relativos ao combustível é realizada considerando, para cada classe de veículos, o consumo médio. Para cada classe de veículos, foram determinados os consumos fazendo uma ponderação entre os valores fornecidos pelos fabricantes e os valores obtidos através de inquérito. O custo relativo aos combustíveis é então determinado utilizando a equação (5.12).

$$CUP_{Comb}^i = \frac{Cons_{méd}^i \cdot CU_{Comb}^i}{100} \quad (5.12)$$

Onde,

CUP_{Comb}^i – custo unitário de percurso dos pneus, por classe de veículo [€/km];

$Cons_{méd}^i$ – consumo médio de combustível, do veículo da classe i [l/100 km];

CU_{Comb}^i – custo unitário do litro de combustível [€/l].

O custo de combustível, relativo a uma determinada distância percorrida, será determinado através do produto entre o custo unitário de percurso e o comprimento do troço considerado. Esta formulação está apresentada na equação (5.13).

$$C_{Comb}^i = CUP_{Comb}^i \cdot \Delta_L \quad (5.13)$$

Com,

C_{Comb}^i – custo relativo ao consumo de combustível, do veículo da classe i , para percorrer a distância Δ_L [€];

CUP_{Comb}^i – já definido em 5.4.1.7.1;

Δ_L – distância de percurso [km].

Os custos de combustível são determinados, para os veículos mais representativos vendidos em Portugal, tendo em consideração o tipo de combustível que utilizam. Da análise dos valores, pode-se verificar que apenas na classe dos veículos ligeiros de passageiros existem veículos movidos a gasolina. A gasolina considerada foi a gasolina sem chumbo 95 pois, por ser mais barata, embora de menor qualidade, é a mais utilizada em Portugal. Para o ano de 2011, a gasolina sem chumbo 95 representou cerca de 92% do total de vendas de gasolina (DGEG, 2011).

São apresentados na Tabela 5.8 os valores adotados na determinação dos custos de combustível.

Tabela 5.8 – Determinação dos custos de combustível

Classe de veículos	VLP	VCL	VPM	VPP
$Cons_{méd}^i$ [L/100km]	6,5	9,6	33,25	37,25
C_{Comb}^i [€/L]	1,566	1,509	1,509	1,509
CUP_{Comb}^i [€/km]	0,102	0,145	0,502	0,562

5.4.1.7.2 Custos dos pneus

Os valores de mercado para o custo dos pneus são muito variáveis, pois estes, para além dos diferentes tipos de fabricantes existentes, podem ser novos ou recauchutados. Dado que o valor dos pneus recauchutados pode por vezes representar apenas um quarto do custo dos pneus novos, determinou-se o seu custo considerando os valores resultantes dos inquéritos aos fabricantes e transportadores. Assim, o custo dos pneus por quilómetro é determinado considerando, por pneu e por classe de veículo, a vida útil média e o seu custo em novo. Este valor é determinado recorrendo à equação (5.14).

$$CUP_{Pneu}^i = \frac{CU_{Pneu}^i}{km_{Pneu}^i} \cdot n_{Pneu}^i \quad (5.14)$$

Com,

CUP_{Pneu}^i – custo unitário de percurso dos pneus, por classe de veículo [€/km];

CU_{Pneu}^i – custo unitário dos pneus, por classe de veículo [€];

km_{Pneu}^i – vida útil média do pneu, por classe de veículo [km];

n_{Pneu}^i – número de pneus, para veículos da classe i .

À semelhança dos custos de combustível, os custos dos pneus, relativos a uma determinada distância percorrida, calcula-se através do produto entre o custo unitário de percurso e o comprimento do troço considerado, como se apresenta na equação (5.15).

$$C_{Pneu}^i = CUP_{Pneu}^i \cdot \Delta_L \quad (5.15)$$

Com,

C_{Pneu}^i – custo relativo ao consumo de pneus, do veículo da classe i , para percorrer a distância Δ_L [€];

CUP_{Pneu}^i – já definido em 5.4.1.7.2;

Δ_L – já definido em 5.4.1.7.1.

São apresentados na Tabela 5.9 os valores considerados na determinação dos custos dos pneus.

Tabela 5.9 – Determinação dos custos dos pneus

Classe de veículos	VLP	VCL	VPM	VPP
CU_{Pneu}^i [€]	143	116	480	450
km_{Pneu}^i [km]	40000	65000	45000	60000
n_{Pneu}^i	4	6	12	6
CUP_{Pneu}^i [€/km]	0,014	0,011	0,128	0,045

5.4.1.7.3 Custos de manutenção e óleo do motor

Embora, nos modelos e bibliografia internacional consultada, os custos da manutenção e do óleo do motor sejam determinados de forma isolada, esta informação, para a realidade nacional, não faz muito sentido, pois usualmente, quando ocorre a mudança de óleo, aproveita-se a imobilização do veículo para se realizar a sua manutenção. Assim, adotou-se para estes custos o nome de custos de manutenção. Deste modo, os custos de manutenção são determinados em função dos valores resultantes dos inquéritos aos fabricantes, prestadores de serviços de manutenção e aos transportadores.

Assim os custos por classe de veículo são determinados em função dos custos médios de operação de manutenção bem como da periodicidade entre as operações. A periodicidade das operações de manutenção é definida, usualmente, em função da quilometragem percorrida.

O custo de manutenção considerado é definido segundo a equação (5.16).

$$CUP_{Man}^i = \frac{CU_{Man}^i}{km_{Man}^i} \quad (5.16)$$

Em que,

CUP_{Man}^i – custo unitário de percurso da manutenção, por classe de veículo [€/km];

CU_{Man}^i – custo unitário da manutenção, por classe de veículo [€];

km_{Man}^i – distância entre operações de manutenção, por classe de veículo [km].

O custo de manutenção, relativo a uma determinada distância percorrida, determina-se através do produto entre o custo unitário de percurso e o comprimento do troço considerado. Esta formulação é apresentada na equação (5.17).

$$C_{MAN}^i = CUP_{MAN}^i \cdot \Delta_L \quad (5.17)$$

Com,

C_{MAN}^i – custo de manutenção, do veículo da classe i, para percorrer a distância Δ_L [€];

CUP_{Man}^i – já definido em 5.4.1.7.3;

Δ_L – já definido em 5.4.1.7.1.

Na Tabela 5.10, estão discriminados os valores admitidos para a determinação dos custos de manutenção.

Tabela 5.10 – Determinação dos custos de manutenção

Classe de veículos	VLP	VCL	VPM	VPP
CU_{Man}^i [€]	300	275	1200	1200
km_{Man}^i [km]	30000	30000	90000	60000
CUP_{Man}^i [€/km]	0,010	0,009	0,013	0,020

5.4.1.7.4 Custos de desvalorização

No modelo adotado, admite-se que o tempo de viagem não é representativo, sendo por isso toda a desvalorização concentrada na distância percorrida. A justificação da tomada desta opção deve-se ao facto de os tempos de percurso considerados individualmente serem muito pequenos relativamente à vida útil dos veículos.

Para a maioria dos veículos, o período de inatividade é muito superior ao período de atividade, o que leva a que a desvalorização que se possa atribuir ao tempo que decorre, principalmente, aquando da sua imobilização.

A desvalorização considerada, no modelo foi determinada com base nos valores apresentados no Anexo A, da Tabela 5A.1 à Tabela 5A.11.

Dado que algumas seguradoras realizam uma subdivisão em classes, as quais coincidem com a adotada, construíram-se diferentes tabelas de modo a se poder aplicar um valor de

desvalorização adequado a cada veículo. A subdivisão realizada para os veículos ligeiros de passageiros teve por base o tipo de combustível e o valor na aquisição. Quanto à classe de veículos comerciais ligeiros, construíram-se duas tabelas em função da tara dos veículos. Para os veículos pesados, considerou-se apenas uma tabela, pois nestas classes não se apresentam subdivisões.

Com base nas referidas tabelas, para as classes de veículos ligeiros de passageiros, ligeiros de mercadorias e pesados, determinaram-se os valores de desvalorização apresentada na Tabela 5.11. A grande maioria das seguradoras apresenta um determinado limite para a tabela de desvalorização automática. Dado que as restantes, a partir do valor limite, consideram que a desvalorização é fixa, considerou-se essa metodologia para as que não apresentavam qualquer valor.

Os valores considerados no modelo apresentam-se na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Tabela de desvalorização adotada no modelo

Classe de veículos	Desvalorização
Veículos ligeiros de passageiros a gasóleo < 25000 €	77,4%
25000 € < Veículos ligeiros de passageiros a gasóleo < 35000 €	77,8%
Veículos ligeiros de passageiros a gasóleo > 35000 €	79,4%
Veículos ligeiros de passageiros a gasolina < 25000 €	79,4%
25000 € < Veículos ligeiros de passageiros a gasolina < 35000 €	81,2%
Veículos ligeiros de passageiros a gasolina > 35000 €	82,7%
Veículos comerciais ligeiros com peso inferior 1600 kg	79,4%
Veículos comerciais ligeiros com peso superior 1600 kg	77,2%
Veículos pesados	84,1%

O cálculo da desvalorização por classe e por subgrupo é realizado tendo em consideração a vida útil definida para cada veículo, o preço em novo e a quilometragem definida para cada classe. O cálculo para cada classe de veículos é realizado através das equações (5.18) e (5.19).

$$km_{Total}^i = km_{Ano}^i \cdot t_{Total}^i \tag{5.18}$$

Onde,

km_{Total}^i – distância percorrida durante a vida útil do veículo da classe i [km];

km_{Ano}^i – distância percorrida durante um ano para um veículo da classe i [km/ano];

t_{Total}^i – vida útil total de um veículo da classe i [anos].

Considera-se que a vida útil dos veículos é 50% superior à idade média, por classe de veículo. Estes valores são apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Vida útil dos veículos por classe

Classe de veículos	VLP	VCL	VPM	VPP
Idade média	10,1	9,6	12,3	13,1
t_{Total}^i	15	14	18	20

O custo, relativo à desvalorização por quilómetro percorrido, é determinado através da aplicação, ao preço em novo, do coeficiente de desvalorização, para cada classe de veículo. Este valor dilui-se depois no número total de quilómetros percorridos.

$$CUP_{Desv}^i = \frac{Cd^i \cdot C_{Novo}^i}{km_{Total}^i} \quad (5.19)$$

Com,

CUP_{Desv}^i – custo unitário de percurso de desvalorização, do veículo da classe i [€/km];

Cd^i – coeficiente de desvalorização, do veículo da classe i ;

C_{Novo}^i – custo do veículo novo, do veículo da classe i [€];

km_{Total}^i – já definido em 5.4.1.7.4.

Também para os custos relativos à desvalorização, estes serão determinados através do produto entre o custo unitário de percurso e o comprimento do troço considerado. Esta formulação está apresentada na equação (5.20).

$$C_{Desv}^i = CUP_{Desv}^i \cdot \Delta_L \quad (5.20)$$

Com,

C_{Desv}^i – custo relativo à desvalorização, do veículo da classe i , para percorrer a distância Δ_L [€];

CUP_{Desv}^i – já definido 5.4.1.7.4.;

Δ_L – já definido 5.4.1.7.1.

Na Tabela 5.13, são apresentados os valores determinados para os custos de desvalorização. Os valores considerados para o número total de quilómetros percorridos anualmente resultam da consideração dos inquéritos efetuados a fabricantes e operado, considerando conjuntamente os inquéritos realizados por Santos (2007). A vida útil admitida resulta da majoração em 50% da idade média dos veículos a circular em Portugal à data de 31 de dezembro de 2011. O coeficiente de desvalorização foi determinado com o valor médio por classe resultante da aplicação das tabelas de desvalorização dos agentes de seguro a operar em Portugal.

Tabela 5.13 – Determinação dos custos de desvalorização

Classe de veículos	VLP	VCL	VPM	VPP
km_{Ano}^i [km/ano]	15000	30000	85000	70000
t_{Total}^i [anos]	15	14	18	20
km_{Total}^i [km]	225000	420000	1530000	1400000
Cd^i	0,8	0,78	0,84	0,84
C_{Novo}^i [€]	25000	22000	85415	220000
CUP_{Desv}^i [€/km]	0,089	0,041	0,047	0,132

5.4.1.7.5 Custos totais de operação dos veículos

O custo total de operação é determinado fazendo a adição das diferentes parcelas isoladas. Este cálculo é apresentado na equação (5.21).

$$CUP_{Total}^i = CUP_{Comb}^i + CUP_{Pneu}^i + CUP_{Man}^i + CUP_{Desv}^i \quad (5.21)$$

Onde,

CUP_{Total}^i – custo de operação unitário de percurso para um veículo da classe i [€/km];

CUP_{Comb}^i – já definido em 5.4.1.7.1;

CUP_{Pneu}^i – já definido em 5.4.1.7.2;

CUP_{Man}^i – já definido em 5.4.1.7.3;

CUP_{Desv}^i – já definido em 5.4.1.7.4.

É apresentado, na Tabela 5.14, um quadro resumo com os valores adotados no modelo para os custos de operação dos veículos e o valor do custo total de operação por classe de veículo.

Tabela 5.14 – Custos totais de operação dos veículos

Classe de veículos	VLP	VCL	VPM	VPP
CUP_{Comb}^i [€/km]	0,102	0,145	0,502	0,562
CUP_{Pneu}^i [€/km]	0,014	0,011	0,128	0,045
CUP_{Man}^i [€/km]	0,010	0,009	0,013	0,020
CUP_{Desv}^i [€/km]	0,089	0,041	0,047	0,132
CUP_{Total}^i [€/km]	0,21	0,21	0,69	0,76

5.4.2 Custo do tempo de percurso

5.4.2.1 Introdução

A determinação do custo do tempo de percurso é uma das principais ferramentas utilizadas na definição de projetos de transporte. A definição modal dos transportes é feita considerando, entre outros parâmetros, os custos relativos ao tempo de percurso.

A quantificação dos custos dos utentes relativos ao tempo de percurso é uma tarefa complexa, pois pressupõe o conhecimento exato, a cada instante, do motivo da viagem de cada utente. Esta complexidade na sua quantificação leva a que alguns modelos não considerem estes custos na modelação dos custos dos utentes.

Qualquer perturbação ao normal fluxo de tráfego leva ao aparecimento de custos relativos ao dispêndio adicional de tempo. A quantificação dos custos dos utentes está largamente estudada e documentada. As teorias da quantificação dos custos socioeconómicos relativos ao comportamento dos consumidores, neste caso utentes das vias, foram abordadas por exemplo em Becker (1965) e de Donnea (1972). Os trabalhos referidos levaram, desde essa época, a algum consenso sobre quais os parâmetros envolvidos. Segundo Odgaard *et al.* (2005), existe, na Europa a 25 + Suíça, um largo consenso sobre o que constitui uma economia no tempo de viagem.

Já o estudo elaborado por Becker (1965), baseado em modelos de microeconomia tinha como conceito fundamental a maximização da utilidade de cada indivíduo. Este princípio baseia-se na vontade de cada indivíduo em maximizar a sua satisfação, através da maximização do rendimento e do tempo disponível para o lazer.

O cálculo dos custos do tempo adotado nos modelos consultados a nível internacional tende a classificar o objetivo da viagem em dois grandes grupos: viagens em que o propósito é trabalho e viagens em que o propósito não é o trabalho (denominadas daqui em diante de não-trabalho). As viagens em trabalho são aquelas em que o utente se desloca em serviço e que a perda de tempo, por exemplo no tráfego, provoca perda de produtividade. No que concerne às viagens em não-trabalho, estas não possuem, ao nível financeiro, o mesmo peso das anteriores pois, embora a perda de tempo provoque desconforto e irritação nos utentes, o tempo desperdiçado não representa uma perda de produtividade, mas uma perda de tempo que o utente poderia aplicar em outras tarefas.

A consideração de valores monetários para a quantificação da perda de tempo é usualmente realizada admitindo fatores multiplicativos do custo horário de um funcionário. Embora o conceito de custo do tempo seja globalmente aceite para a quantificação dos custos dos utentes, a sua materialização pode ser realizada recorrendo a diferentes abordagens como: a quantificação do produto interno bruto *per capita*, o qual é dividido pelo número total de horas anuais de trabalho; vencimento médio; remuneração base; entre outras.

A quantificação dos custos do tempo baseia-se usualmente no valor que se está disposto a pagar por ele. No caso das viagens de trabalho, estes custos são usualmente imputados ao patronato, isto é, determinando qual o valor que o patrão está disposto a pagar para que o funcionário não perca tempo na viagem (usualmente é considerado o custo horário do funcionário na empresa). No que concerne às viagens de em não-trabalho, aplica-se usualmente uma percentagem relativa ao vencimento horário do utente.

Segundo Bickel *et al.* (2006), devido à diferença entre a natureza do transporte de passageiros e do de mercadorias, é razoável que se faça a distinção entre estes dois componentes. Os autores referem que se devem utilizar metodologias de quantificação distintas, considerando as seguintes categorias de viagem: passageiros em trabalho; passageiros em lazer; e transporte de mercadorias. Pode-se definir que a categoria de transporte de mercadorias é aquela em que o principal objetivo é o transporte de mercadorias e bens; o transporte de passageiros em trabalho caracteriza-se pelos ocupantes se encontrarem ao serviço do empregador; e o transporte de passageiros em lazer resulta de tudo não enquadrável nas categorias anteriores.

Segundo Bennett e Greenwood (2001), é evidente que a poupança de tempo em horário de lazer também é valorizada pelos condutores, pois estes preferem que as suas viagens sejam mais rápidas, estando dispostos a pagar por isso. Os autores referem que o valor que cada indivíduo está disposto a pagar depende essencialmente do seu rendimento e estado de saúde. O documento indica que a valorização do tempo de lazer tem sido quantificada, em função da hora de trabalho, no intervalo de 20 a 50% sendo mais comum o intervalo de 20 a 25%.

Existem abordagens em que se atribuí um valor nulo para os custos das viagens em lazer, o que implica que o tempo dos utentes que viajam nessa modalidade não tem qualquer valor. Segundo Bennett e Greenwood (2001), esta abordagem não é correta quando se considera a análise em países desenvolvidos, podendo ser, no entanto, aplicável em outras realidades.

Na quantificação do valor horário da tripulação, e principalmente no transporte de veículos pesados de mercadorias e de passageiros, deve-se ter em consideração os diversos valores, pecuniários ou não, que são atribuídos para além do salário base (Bennett e Greenwood, 2001). Segundo os autores, estes valores podem usualmente englobar: subsídios; ajudas de custo de alimentação; ajudas de custo de alojamento; o transporte de passageiros extra (no caso dos transportes pesados de mercadorias) ou de passageiros não declarados (no caso dos

transportes pesados de passageiros); e o transporte de mercadorias em que o rendimento reverte para o condutor e não para o operador.

No caso do transporte de mercadorias, poderá não ocorrer qualquer benefício na chegada ao destino antes da hora prevista, pois, na grande maioria das vezes, existe um horário restrito, e condicionado, para a descarga dos produtos. No caso da redução do tempo de viagem ser sistemática, a delineação da estratégia das entregas poderá, na mesma rota, incluir mais pontos de entrega, beneficiando o operador de um rendimento superior para o mesmo tempo de viagem. Devido a esta realidade, e segundo Bennett e Greenwood (2001), deverá considerar-se apenas uma parte das mercadorias na contabilização dos custos. Os autores referem que os valores dependem da natureza da operação no país, ou mesmo na região, sendo usual considerar valores entre 50 e 75%.

Seguidamente, são apresentados alguns modelos de custos do tempo consultados em bibliografia internacional e nacional.

5.4.2.2 Modelo de custos do HDM-4

Em Bennett e Greenwood (2001), é apresentada a formulação adotada no HDM-4. Neste modelo, são patenteados o custo horário relativo à carga, o custo horário relativo à viagem em trabalho e o custo horário relativo à viagem em lazer.

Custo horário relativo à carga

É apresentada na equação (5.22) a forma como o valor do custo horário da mercadoria é determinado.

$$CARGO = \frac{PCTCGT \cdot OPC \cdot VACAR}{365 \times 24} \quad (5.22)$$

Onde,

CARGO – custo horário da mercadoria [€/h];

PCTCGT – percentagem de veículos que beneficiam da redução do tempo de viagem;

OPC – valor decimal do custo de oportunidade da carga;

VACAR – valor da carga.

Quantificação das horas de viagem em trabalho

O número total de horas anual de passageiro em trabalho por 1000 veículos.kilómetro é determinado pela equação (5.23).

$$PWH = \frac{1000 \cdot PAX \cdot PCTWK}{100 \cdot S} \quad (5.23)$$

Em que,

PWH – número total anual de horas de passageiro em trabalho por 1000 veículos.kilómetro [h];

PAX – número de passageiros (não tripulantes) no veículo;

PCTWK – percentagem de passageiros em viagem de trabalho;

S – velocidade média [km/h].

Quantificação das horas de viagem em não-trabalho

O número de horas total anual de passageiro em não-trabalho por 1000 veículos.kilómetro é determinado pela equação (5.23).

$$PNH = \frac{1000 \cdot PAX \cdot (100 - PCTWK)}{100 \cdot S} \quad (5.24)$$

Em que,

PNH – número total anual de horas de passageiro em não-trabalho por 1000 veículos.kilómetro [h];

PAX – já definido em 5.4.2.2;

PCTWK – já definido em 5.4.2.2;

S – já definido em 5.4.2.2.

5.4.2.3 Modelo de custos do COBA

No Reino Unido, é utilizado o programa COBA para a quantificação dos custos dos projetos de transporte, o qual leva em consideração, na quantificação dos custos do tempo, o tipo de veículo, o propósito das viagens e o tipo de ocupante do veículo.

Os tipos de veículo definidos são: veículo ligeiro de passageiros; veículo comercial ligeiro; outros veículos de transporte de mercadorias; e veículos de serviço público.

O propósito das viagens é definido em três grupos: viagem de trabalho, deslocações pendulares (do local de residência para o local de trabalho ou de estudo) e outras (viagens em que o propósito não é o trabalho, por exemplo deslocações em lazer).

Relativamente aos ocupantes, estes são classificados em motorista, ou condutor, e passageiro.

Da Tabela 5.15 à Tabela 5.18, são apresentados os valores, atualizados a 2012, adotados pelo programa COBA, com base nas taxas médias de ocupação para o ano 2000.

Tabela 5.15 – Valores médios anuais do tempo, por veículo e por pessoa, para veículos de serviço público

Tipo de veículo e propósito da viagem	Ocupação média semanal	Propósito da viagem	Custo do tempo [€/h]	
			Por ocupante	Por veículo
Veículos de serviço público	1,00 condutor	trabalho	12,80	89,93
		2,9%} trabalho	25,42	
	(méd. ocupante em trabalho)	16,10		
	20,5%} pendular	6,34		
	76,6%} outro	5,59		
12,2 passageiros				

Tabela 5.16 – Valores médios anuais do tempo, por veículo e por pessoa, para os veículos ligeiros de passageiros

Tipo de veículo e propósito da viagem	Ocupação média semanal	Propósito da viagem	Custo do tempo [€/h]	
			Por ocupante	Por veículo
Veículo ligeiro de passageiros em trabalho	1,00 condutor	trabalho	33,23	37,99
	0,20 passageiros	trabalho	23,81	
	(méd. ocupante em trabalho)		31,66	
Veículo ligeiro de passageiros em não-trabalho				
Pendular	1,00 condutor	pendular	6,34	7,22
	0,14 passageiros	pendular	6,34	
Outro	1,00 condutor	outro em não-trabalho	5,59	10,35
	0,85 passageiros	outro em não-trabalho	5,59	
Veículo médio ligeiro de passageiros	1,00 condutor	determinado, com os valores anteriores, admitindo 13,1% da quilometragem em modo de trabalho, 25,3% em modo pendular e 61,6% em outro modo		13,18
	0,68 passageiros			

Tabela 5.17 – Valores médios anuais do tempo, por veículo e por pessoa, para os veículos ligeiros de mercadorias

Tipo de veículo e propósito da viagem	Ocupação média semanal	Propósito da viagem	Custo do tempo [€/h]	
			Por ocupante	Por veículo
Veículo ligeiro de mercadorias em trabalho	1,00 condutor	trabalho	12,80	15,35
	0,20 passageiros	trabalho	12,80	
Veículo ligeiro de mercadorias em não-trabalho				
Pendular	1,00 condutor	pendular	6,34	10,08
	0,59 passageiros	pendular	6,34	
Outro	1,00 condutor	outro em não-trabalho	5,59	8,89
	0,59 passageiros	outro em não-trabalho	5,59	
Veículo ligeiro de mercadorias médio	1,00 condutor	determinado com os valores anteriores admitindo 88% da quilometragem em modo de trabalho, 2,6% em modo pendular e 9,4% em outro modo		14,61
	0,25 passageiros			

Tabela 5.18 – Valores médios anuais do tempo, por veículo e por pessoa, para outros veículos de mercadorias

Tipo de veículo e propósito da viagem	Ocupação média semanal	Propósito da viagem	Custo do tempo [€/h]	
			Por ocupante	Por veículo
Outros veículos de mercadorias em trabalho	1,00 condutor	trabalho	12,80	12,80

Na Tabela 5.19, é apresentada a distribuição dos tempos de percurso adotado no programa COBA tendo em consideração o propósito da viagem bem como o espaço temporal em que ela decorre. Estes valores são aplicáveis apenas aos veículos ligeiros de passageiros.

Tabela 5.19 – Proporção do percurso em função do dia e do propósito da viagem

Período	Propósito da viagem		
	Trabalho	Não-trabalho – pendular	Não-trabalho – outro
Média – dia útil	16,4%	31,1%	52,5%
Dia útil 7 h-19 h	17,3%	29,9%	52,8%
Média – dia de semana	13,1%	25,3%	61,6%
Média – fim de semana	3,2%	8,5%	88,3%

Da análise da Tabela 5.19, pode-se constatar que as diferenças existentes na consideração do dia útil, no seu todo ou apenas no horário das 7,00 horas às 19,00 horas, são muito pequenas.

5.4.2.4 Valores de custos horários a nível internacional

Na bibliografia, existem múltiplos estudos nos quais se determinaram os valores horários para o tempo dos utentes das vias. De modo a se poder fazer um enquadramento da realidade nacional com os valores internacionais, são apresentados na Tabela 5.20 alguns dos valores considerados na bibliografia relativos a custos horários nos E.U.A..

Tabela 5.20 – Ganho horário – E.U.A.

Autor	Ano da publicação	População	Valor horário atualizado a 2012 [€]
Haning e McFarland	1963	operadores de veículos pesados	18,93 a 24,59
Adkins <i>et al.</i>	1967	veículos de mercadorias	24,96
Kawamura	2000	operadores de veículos pesados	29,15
Brownstone <i>et al.</i>	2003	automóveis	29,58
Walls e Smith	1998	ligeiros de passageiros	13,22
Walls e Smith	1998	veículos pesados	21,17
Walls e Smith	1998	veículos pesados com reboque	25,47

Dependendo do autor, os custos horários, nos E.U.A., exibem uma grande dispersão, apresentando por exemplo valores, atualizados a 2012, inferiores a 10 €/h e superiores a 100 €/h (ODOT, 2004).

Na Tabela 5.21, são apresentados valores, atualizados a 2012, dos ganhos horários para alguns países da Europa (Belenky, 2011).

Tabela 5.21 – Ganho horário – Europa

País	Ano da publicação	Valor horário atualizado a 2012 [€]
Dinamarca	2004	10,45
França	1998	11,13
Noruega	1995	7,82
Espanha	2005	15,53
Suécia	1994	5,68
Suíça	2003	15,44
U.K.	2002	7,67

Na bibliografia consultada, existe também um outro tipo de abordagem que atribui aos diferentes tipos de propósito das viagens uma percentagem do valor do vencimento médio. São apresentados, na Tabela 5.22, os valores multiplicativos em função do vencimento médio recomendado em USDOT (1997).

Tabela 5.22 – Fatores multiplicativos do vencimento em função do propósito da viagem

Propósito da viagem	Fator multiplicativo
Profissional	100%
Pessoal – localidade	50%
Pessoal – fora das localidades	70%

5.4.2.5 Valores de custos horários a nível nacional

Em Brito (1992), para uma determinada obra de arte, a quantificação dos custos (e benefícios) de rotura do tráfego atrasado em tempo de percurso é realizado segundo a expressão (5.25).

$$C_{FFDT}/ano = T_D \Delta_t k_{wp} n_{wpv} \frac{GNP}{N_{wp} H_w} \quad (5.25)$$

Onde,

C_{FFDT} – custos funcionais em função do atraso no tempo de percurso [\$/ano];

T_D – volume de tráfego total anual que deseja atravessar a obra de arte com um fluxo superior ao que esta permite à velocidade de projeto [veículo];

Δ_t – atraso médio do tráfego T_D [h];

k_{wp} – fator corretivo que reflete a percentagem de trabalhadores nos veículos efetivamente no seu horário de trabalho;

n_{wpp} – número médio de trabalhadores em cada veículo [veículo⁻¹];

GNP – Produto Nacional Bruto anual nacional [\$/ano];

N_{wp} – número total de trabalhadores do país;

H_w – número médio de horas de trabalho num ano [h/ano].

O autor propõe 1,5 para o número médio de trabalhadores em cada veículo e 80% para o fator corretivo que reflete a percentagem de trabalhadores nos veículos efetivamente no seu horário de trabalho.

Em Santos (2007), é apresentada a formulação adotada pelo sistema de custos JAE90. Os custos são determinados considerando um salário médio do utente, para o respetivo período de trabalho. O custo, por utente e por hora, atualizado a valores de 2012, determinado tendo por base o salário ilíquido e 22 dias úteis com 8 horas de trabalho diário, é de 8,20 € (GEPA, 1995).

No modelo, o custo do tempo é determinado para uma extensão de 500 metros recorrendo à equação (5.26).

$$CTP = \frac{CUT \cdot NU \cdot cv_{tp} \cdot 1}{v} \quad (5.26)$$

Onde,

CTP – custo do tempo de percurso de uma subsecção rodoviária [€];

CUT – custo unitário do tempo de percurso por utente e por hora [€/utente/h];

NU – número de utentes;

cv_{tp} – coeficiente de variação do custo do tempo de percurso;

1 – extensão unitária [km];

v – velocidade média para o tipo de veículo e itinerário considerado [km/h].

Em GEPA (1995), a determinação do número de utentes para cada secção rodoviária é feita recorrendo à equação (5.27).

$$NU = TMDA \cdot \sum_{k=1}^3 \gamma_k \cdot n_k \quad (5.27)$$

Com,

$TMDA$ – tráfego médio diário anual;

k – Tipo de veículo (1 para veículos ligeiros; 2 para veículos pesados de passageiros; e 3 para veículos pesados de mercadorias);

γ_k – percentagem dos veículos do tipo k ;

n_k – fator que reflete o número de utentes do veículo do tipo k ($n_1 = 2$; $n_2 = 40$; e $n_3 = 2$).

No estudo elaborado por Santos (2007), são apresentados os valores, para cada classe de veículo, admitindo o custo do utente em viagem de trabalho como sendo igual a 100% do ganho médio mensal. Em consonância com os valores adotados em modelos internacionais, considerou, para as viagens de não trabalho, 25% do valor do custo da viagem em trabalho. Os valores adotados, atualizados a preços de 2012, são apresentados na Tabela 5.23.

Tabela 5.23 – Ganho horário
(Santos, 2007)

Classes de veículos	Veículos ligeiros de passageiros	Veículos comerciais ligeiros	Veículos pesados de mercadorias	Veículos pesados de passageiros
Média – dia útil	6,78 €	6,78 €	10,20 €	10,20 €

5.4.2.6 Taxas de ocupação

A taxa de ocupação do veículo, conjuntamente com o valor monetário horário, representa um dos parâmetros mais significativos na determinação da eficiência dos sistemas de transportes. Estes valores são obtidos usualmente através de medições, sendo que, segundo Levine e Wachs (1996), existem múltiplos parâmetros que podem influenciar os resultados. Segundo os autores, a escolha seletiva da amostra é o parâmetro crucial para a definição da fiabilidade do processo.

Seguidamente, são apresentados alguns valores de taxas de ocupação recolhidos na literatura consultada. Na Tabela 5.24, é apresentada a evolução da taxa de ocupação de veículos para os E.U.A. reportada aos anos de 1995, 2001 e 2009.

Tabela 5.24 – Evolução da taxa de ocupação

Classes de veículos / Data	1995	2001	2009
Ligeiro	1,59	1,57	1,59
Pesado	1,12	1,18	1,12

Relativamente aos veículos ligeiros de passageiros são apresentadas, na Tabela 5.25, as taxas de ocupação, para o Reino Unido, definidas em DfT (2007).

Na Tabela 5.26, são apresentados os valores das taxas de ocupação para os veículos de mercadorias, para o Reino Unido, definidas em DfT (2007).

Tabela 5.25 – Taxa de ocupação em automóveis de passageiros

Propósito da viagem	Dia de semana					Média de fim de semana	Média semanal
	7,00 10,00	10,00 16,00	16,00 19,00	19,00 7,00	Média		
Ocupantes por veículo e por quilómetro de viagem							
Trabalho	1,23	1,19	1,17	1,18	1,20	1,28	1,20
Pendular	1,16	1,15	1,13	1,13	1,14	1,14	1,14
Outro	1,71	1,78	1,82	1,77	1,78	1,97	1,85
Veículo médio	1,45	1,68	1,60	1,52	1,61	1,88	1,68
Ocupantes por viagem							
Trabalho	1,26	1,19	1,20	1,21	1,21	1,30	1,22
Pendular	1,16	1,14	1,14	1,13	1,15	1,13	1,14
Outro	1,72	1,70	1,76	1,71	1,72	1,96	1,79
Veículo médio	1,44	1,57	1,50	1,53	1,52	1,86	1,60

Tabela 5.26 – Taxa de ocupação em veículos de mercadorias

Tipo de veículo e propósito da viagem	Ocupantes por veículo e por quilómetro de viagem		
	Média – dia útil	Média – fim de semana	Média semanal
Veículo ligeiro de mercadorias			
Trabalho (carga)	1,20	1,26	1,20
Pendular ou outra	1,46	2,03	1,59
Média	1,23	1,35	1,25
Outros veículos de mercadorias			
Trabalho	1,00	1,00	1,00
Veículos de serviço público			
Motorista	1,00	1,00	1,00
Passageiro	12,20	12,20	12,20

Como referido, Brito (1992) propõe 1,5 para o número médio de trabalhadores em cada veículo e 80% para o fator corretivo que reflete a percentagem de trabalhadores nos veículos efetivamente no seu horário de trabalho. A consideração conjunta destes dois fatores leva a que se considere um valor de 1,2 trabalhadores por veículo.

No modelo elaborado por Santos (2007), foram consideradas, para as diferentes classes de veículos, as taxas de ocupação apresentadas na Tabela 5.27. Estes valores resultaram de inquéritos realizados a diversos operadores de transportes a nível nacional.

Tabela 5.27 – Taxas de ocupação

Classes de veículos	Veículos ligeiros de passageiros	Veículos comerciais ligeiros	Veículos pesados de mercadorias	Veículos pesados de passageiros
Número de ocupantes	2	1	1	24

5.4.2.7 Modelação adotada

5.4.2.7.1 Custos do tempo

Os valores adotados, relativamente ao custo do tempo, foram determinados em função de: distribuição percentual do propósito das viagens ao longo dos dias da semana; ganho médio mensal dos trabalhadores em geral e dos trabalhadores do segmento dos transportes; definição de um custo horário da viagem em trabalho; e definição de uma percentagem do custo das viagens de não-trabalho em função do custo das viagens de trabalho.

Com base nos valores propostos no modelo COBA, são adotados como valores da distribuição do propósito da viagem, em função do dia da semana, os valores apresentados na Tabela 5.28.

Tabela 5.28 – Proporção do percurso em função do dia e do propósito da viagem

Período	Propósito da viagem		
	Trabalho	Não-trabalho (pendular)	Não-trabalho (outro)
Dia útil	20%	30%	50%
Dia médio de fim de semana	5%	10%	85%
Dia médio de semana	15%	25%	60%

Na Tabela 5.29, é apresentada a caracterização adotada para o tráfego no que concerne ao número de ocupantes.

Tabela 5.29 – Caracterização dos passageiros dos veículos

Classes de veículos	Veículos ligeiros de passageiros	Veículos comerciais ligeiros	Veículos pesados de mercadorias	Veículos pesados de passageiros
Caracterização	1 condutor 0,5 passageiros em lazer	1 condutor	1 condutor	1 condutor 30 passageiros em lazer
Número de ocupantes	1,5	1	1	31

O número total de dias de trabalho considerado foi de 230. A determinação do número total de dias de trabalho foi realizada considerando os dias de semana, retirando-se os 9 dias úteis correspondentes a feriados que ocorreram em dias de semana e os 22 dias de férias. Admitindo 7,5 horas de trabalho diário, resultam 1725 horas de trabalho anuais, o que origina 143,75 horas mensais de trabalho.

Pela sua extrema dificuldade de quantificação, não se considera que exista qualquer tipo de rendimento resultante do transporte de passageiros extra, no caso dos transportes pesados de mercadorias ou de passageiros não declarados no caso dos transportes pesados de passageiros nem que exista transporte de mercadorias em que o rendimento reverta para o condutor e não para o operador.

Com referência ao mês outubro de 2010, e segundo MTSS (2012), o ganho médio mensal para trabalhadores do segmento de transportes e armazenagem foi de 1565,60 €, enquanto o ganho médio mensal de um trabalhador em geral foi de 1118,50 €. No modelo, adotou-se, para os condutores dos pesados de mercadorias e pesados de passageiros, o valor atualizado do ganho médio mensal dos trabalhadores do segmento dos transportes. Para os restantes passageiros, considerou-se o valor o ganho médio mensal de um trabalhador em geral.

O valor horário adotado, atualizado para o ano de 2012, é apresentado na Tabela 5.30.

Tabela 5.30 – Custo horário por passageiro

Classes de veículos	Veículos ligeiros de passageiros	Veículos comerciais ligeiros	Veículos pesados de mercadorias	Veículos pesados de passageiros
Média – dia útil	7,78 €	7,78 €	10,89 €	10,89 €

De modo a se realizar a análise, considerando duas abordagens distintas, considerou-se em alternativa o valor horário médio determinado através da expressão (5.28). Este valor reflete a produção horária de cada trabalhador, sendo determinado em função do Produto Interno Bruto anual e do número total de horas de trabalho.

$$C_h = \frac{PIB}{N_t \cdot H_t} \quad (5.28)$$

Onde,

C_h – custo horário [€/h];

PIB – Produto Interno Bruto [€/ano] (estatísticas oficiais);

N_t – número total de pessoas empregadas (estatísticas oficiais);

H_t – horas totais anuais de trabalho [h/ano].

Para o ano de 2010, considerou-se 172,571 mil milhões euros como Produto Interno Bruto anual a preços de mercado (INE, 2012). Para o mesmo período, admitiu-se 4948800 como valor da população empregada (INE, 2012) e 1725 horas anuais de trabalho. Atualizando o valor resulta, para cada trabalhador, um valor médio de 21,25 €/h. O valor médio determinado representa um aumento de cerca de 170%, para os veículos ligeiros, e 96%, para os veículos pesados, relativamente aos valores constantes na Tabela 5.30.

Verifica-se que o valor do custo horário é consideravelmente distinto dependendo da abordagem adotada. Será realizada uma análise de sensibilidade com este parâmetro, para aferir qual a sua influência nos custos totais.

Relativamente ao custo das viagens em que o motivo da deslocação não é o trabalho, considerou-se, para os ocupantes do veículo, que o seu custo representa um quarto do valor horário em período de trabalho.

Tendo em consideração os valores apresentados na Tabela 5.29 e na Tabela 5.30, determinou-se o custo horário para os veículos das diferentes classes, através da equação (5.29).

$$CUT_{Veic}^i = n_{ocup} \cdot CUT_{Ocup}^i \quad (5.29)$$

Onde,

CUT_{Veic}^i – custo unitário do tempo por veículo para um veículo da classe i [€/h];

n_{ocup} – número médio de ocupantes;

CUT_{Ocup}^i – custo unitário do tempo por ocupante para um veículo da classe i [€/h].

São apresentados, na Tabela 5.31, os valores adotados para o custo horário para viagens em que o propósito é o trabalho, para cada classe de veículo.

Tabela 5.31 – Custo horário por veículo em viagens de trabalho

Classes de veículos	Veículos ligeiros de passageiros	Veículos comerciais ligeiros	Veículos pesados de mercadorias	Veículos pesados de passageiros
Custo horário	8,75 €	7,78 €	10,89 €	69,24 €

Custo de circulação dos veículos em marcha lenta

O custo de circulação dos veículos em marcha lenta é definido, para cada classe de veículos, estabelecendo uma percentagem relativamente ao custo do tempo. Esta formulação é apresentada na equação (5.30).

$$CUT_{CML}^i = k_{CML}^i \cdot CUT_{Véic}^i \quad (5.30)$$

CUT_{CML}^i – custo unitário do tempo por veículo a operar em condições de marcha lenta, para um veículo da classe i [€/h];

k_{CML}^i – percentagem relativamente ao custo unitário do tempo por veículo da classe i (considera-se 6% para os veículos ligeiros e 4% para os veículos pesados);

$CUT_{Véic}^i$ – custo unitário do tempo por veículo, para um veículo da classe i [€/h].

Dado que este custo está relacionado com o acréscimo de custos de operação do veículo considerou-se como referência para as classes dos veículos ligeiros os veículos ligeiros de passageiros e para as classes de veículos pesados os veículos pesados de mercadorias.

Tabela 5.32 – Custo unitário do tempo por veículo a operar em condições de marcha lenta

Classes de veículos	Veículos ligeiros de passageiros	Veículos comerciais ligeiros	Veículos pesados de mercadorias	Veículos pesados de passageiros
Custo horário	0,47 €	0,47 €	0,44 €	0,44 €

5.4.3 Custos de acidente

5.4.3.1 Introdução

Segundo a Associação Portuguesa de Seguradores (APS, 2007), estima-se que, por ano, em Portugal, os custos socioeconómicos da sinistralidade rodoviária sejam equivalentes a 3% do PIB, ou seja, aproximadamente 5 mil milhões de euros.

A quantificação dos custos de acidentes é um assunto socialmente controverso e algo sensível. De modo a se fazer a análise dos custos envolvidos, deve-se introduzir o conceito de vítima em termos estatísticos, pois uma vida humana não tem preço. No entanto, a quantificação que a seguir se propõe, baseada em valores nacionais e internacionais, tem o propósito de permitir estabelecer estratégias que, de um ponto de vista económico, permitam, por exemplo, reduzir o número de acidentes e, consequentemente, de vítimas através do adequado manuseamento dos fatores económicos envolvidos. A previsão de acidentes rodoviários é uma tarefa muito complexa que envolve a interação de múltiplos fatores de entre os quais se destacam: a geometria da via, a envolvente, o tipo de veículo e o tipo de condutor (Sabey e Staughton, 1975).

Segundo Marchesini e Weijermars (2010), a evolução do tráfego nas últimas décadas tem aumentado significativamente, sendo que continua com tendência para aumentar. A perceção geral é de que o número de acidentes aumenta com o número de veículos, pelo que parece possível estabelecer uma relação direta entre a taxa de acidentes e a densidade de veículos. No entanto, nestas condições, é expectável que o número de acidentes graves sofra uma redução. Segundo os autores, é expectável que a frequência de acidentes, severidade e tipo sejam afetados pela mudança de condições quando o tráfego começa a ficar congestionado.

Seguidamente, e com o objetivo de se definir uma linguagem única e universal, são apresentadas as definições dos diferentes conceitos definidos pela Associação Nacional para a Segurança Rodoviária (ANSR, 2011):

- acidente – ocorrência na via pública ou que nela tenha origem envolvendo pelo menos um veículo, do conhecimento das entidades fiscalizadoras (GNR e PSP) e da qual resultem vítimas e / ou danos materiais;
- vítima – ser humano que, em consequência de acidente, sofra danos corporais;
- ferido grave – vítima de acidente cujos danos corporais obriguem a um período de hospitalização superior a 24 horas;
- ferido leve – vítima de acidente que não seja considerada ferido grave;
- acidente com vítimas – acidente do qual resulte pelo menos uma vítima;
- acidente mortal – acidente do qual resulte pelo menos um morto;
- acidente com feridos graves – acidente, no qual não tenha ocorrido qualquer morte, mas que resulte em pelo menos um ferido grave;
- acidente com feridos leves – acidente em que não se tenham registado mortos nem feridos graves, do qual resulte pelo menos um ferido leve;
- morto / vítima mortal (no local) – vítima cujo óbito ocorra no local do acidente ou durante o percurso até à unidade de saúde;
- morto / vítima mortal a 30 dias – vítima cujo óbito ocorra no período de 30 dias após o acidente.

São apresentados, de seguida, algumas considerações relativas a acidentes, resultantes de uma consulta de bibliografia internacional, sendo depois particularizada a realidade nacional.

5.4.3.2 Enquadramento internacional – taxas de acidentes

No estudo elaborado, para a realidade canadiana, por Bushman *et al.* (2005), são caracterizados os acidentes com vítimas mortais. Algumas das principais conclusões do estudo são:

- os acidentes mais comuns são o choque frontal, com 32% das ocorrências, imediatamente seguido pelos embates na traseira com 18% dos casos;
- o excesso de velocidade foi a causa de 30% dos acidentes fatais;
- o escalão etário com mais acidentes é o dos 25 aos 44 anos, sendo que a taxa de acidentes nas zonas de trabalhos, para este escalão etário, é maior do que em condições de tráfego normais;
- para elementos do sexo masculino, verifica-se um aumento da percentagem de acidentes, nas zonas de trabalhos relativamente às zonas sem trabalhos;
- na situação de boas condições climatéricas, a gravidade dos acidentes é superior;
- a maioria dos acidentes ocorre durante o dia.

A forma de determinação dos custos de acidente devido à existência de obras não é consensual na comunidade científica. Na literatura, a determinação do parâmetro taxa de acidentes, em função do congestionamento, é feita das mais variadas formas, não existindo uma uniformização nos diferentes parâmetros. A quantificação do congestionamento pode ser realizada de diferentes modos. Segundo Jun e Lim (2008), pode ser feita através de: volume, densidade, nível de serviço, razão volume / capacidade, velocidade, entre outras abordagens que estão atualmente a ser desenvolvidas. A própria abordagem aos efeitos do congestionamento na taxa de acidentes é muito variada, pois alguns autores afirmam que o congestionamento não tem qualquer efeito na taxa de acidentes, havendo outros que referem que o congestionamento é um fator fundamental, para a variação a taxa de acidentes numa via.

Nas condições de tráfego congestionado, dado que a liberdade dos condutores para a realização de manobras é restringida, é expectável uma redução do número total de acidentes graves, mas é previsível um aumento significativo de acidentes graves no início da formação da fila de espera. Segundo Marchesini e Weijermars (2010), a gravidade dos acidentes no início da fila de espera depende essencialmente do fator surpresa na formação da fila de espera. Segundo os autores, os acidentes graves que ocorrem no início da formação da fila de espera dependem do tipo de congestionamento, do local da formação da fila de espera e da existência, ou não, de sinais de aviso variáveis.

A informação e estudos sobre a variação da taxa de acidentes devidos à existência de congestionamento são muito variados. Da análise da literatura realizada por Marchesini e Weijermars (2010), verifica-se que existem estudos que são completamente contraditórios sobre a variação da taxa de acidentes devidos ao congestionamento. Seguidamente e de modo a se ilustrar esta realidade, são apresentados os resultados de alguns estudos.

Golob *et al.* (2008) indicam que não existem evidências sobre o aumento da severidade dos acidentes na transição da circulação sem restrições para o cenário de tráfego congestionado, mas verificaram que a taxa de acidentes diminui em situações de tráfego congestionado. Neste estudo, são apresentadas algumas observações sobre a severidade dos acidentes em filas de espera. Uma das principais conclusões do estudo é a de que, quando o fluxo de veículos é semelhante nas diferentes vias, a severidade dos acidentes é fortemente reduzida, constatando-se que o tipo de acidentes mais comum é o choque entre os veículos e os objetos fixos. Verificaram também que, quando o congestionamento ocorre unicamente nas vias da esquerda e interiores, os tipos de acidentes mais comuns são o impacto na retaguarda e os impactos laterais.

Zhou e Sisiopiku (1997) avaliaram, num troço de 26 km de autoestrada do Michigan, nos E.U.A., a relação entre a razão volume / capacidade e a taxa de acidentes por cem milhões de veículos por milha. Na Figura 5.6, para além dos valores registados, é também apresentada uma curva de aproximação resultante do estudo. Pode-se constatar que o coeficiente de determinação, o qual representa o quadrado do coeficiente de correlação de Pearson, é de 0,58, um valor bastante baixo.

Embora a dispersão dos valores seja considerável, a observação dos dados permite constatar que a taxa de acidentes diminui até valores da razão volume / capacidade de cerca de 0,65, sofrendo depois um incremento a partir desse valor. As conclusões do estudo devem ser, no entanto, relativizadas pois, como referido, o coeficiente de correlação é baixo.

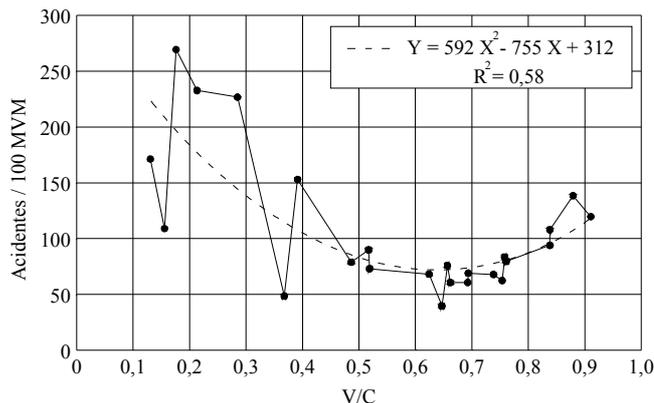


Figura 5.6 – Relação entre a taxa de acidentes e a razão volume capacidade (Zhou e Sisiopiku, 1997)

No estudo elaborado por Lord *et al.*, (2005), onde se analisou a influência do volume, densidade e razão volume / capacidade na taxa de acidentes, observaram-se valores semelhantes, isto é, uma diminuição da taxa de acidentes para valores elevados da razão V/C.

Em contraste com os estudos anteriores, no estudo elaborado por Wang *et al.* (2009), os quais utilizaram um índice de congestionamento, verificaram que não existe nenhuma relação entre o congestionamento e a taxa de acidentes ou a sua severidade. O índice de congestionamento é determinado utilizando a equação (5.31).

$$CI = \frac{T - T_0}{T_0} \tag{5.31}$$

Em que,

CI – índice de congestionamento;

T – tempo de viagem atual;

*T*₀ – tempo de viagem sem restrições.

No estudo elaborado por Hall e Lorenz (1989), refere-se que o número de acidentes devido à existência de zonas de trabalhos sofre um aumento de 26%, relativamente ao ano anterior, em condições de livre circulação, isto é, sem a ocorrência de obras.

Segundo Roupail *et al.* (1988), a taxa de acidentes nas zonas de construção de longa duração registou um aumento de 88%, enquanto no mesmo estudo não se registaram quaisquer diferenças no número de acidentes quando se consideram obras de curta duração.

Relativamente ao aumento do número de acidentes em função do tipo de via, Garber e Woo (1990) constataram que, para o caso do estado da Virgínia, dos E.U.A., ocorreu um aumento de 57% de acidentes em autoestradas com múltiplas vias e um aumento de 168% nas autoestradas de duas vias.

O efeito da existência da zona de trabalhos na gravidade dos acidentes é um parâmetro que não é consensual na comunidade científica, pois existem estudos que apontam para uma redução da gravidade dos acidentes na zona de trabalhos, como por exemplo Roupail *et al.* (1988), e outros que apontam exatamente para o oposto, como Pigman e Agent (1990). Pode-

se ainda encontrar estudos que referem que a zona de trabalhos não tem qualquer influência na gravidade dos mesmos (Hall e Lorenz, 1989).

O mesmo se verifica relativamente à influência das condições de luminosidade. Existem estudos, como o realizado por Pigman e Agent (1990), que indicam que a taxa de acidentes nas zonas de trabalhos é superior no período noturno, enquanto outros estudos, como o realizado por Nemeth e Migletz (1978), indicam exatamente o oposto.

No estudo realizado entre 1996 e 1999 sobre os acidentes nas zonas de trabalho do estado da Virgínia dos E.U.A., pode-se constatar que a severidade dos acidentes registados nas zonas com e sem obras tem pouco significado estatístico (Garber e Zhao, 2002). Para uma mais fácil perceção do fenómeno estudado, são apresentados na Figura 5.7 os resultados obtidos.

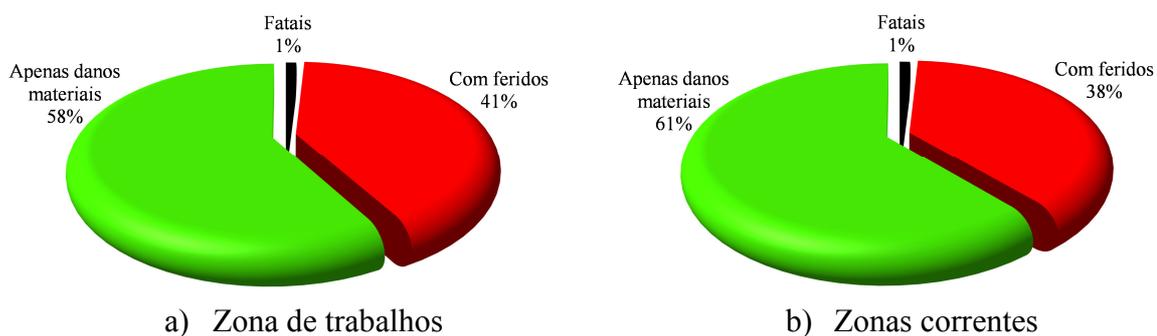


Figura 5.7 – Distribuição por gravidade dos acidentes

Uma das conclusões que se pode retirar do modelo elaborado por Christoforou *et al.* (2011), que utiliza dados de tráfego em tempo real, é que os acidentes envolvendo o embate de um veículo na traseira do que segue à sua frente tem uma probabilidade de ocorrência maior para valores baixos de velocidade e de densidade. A probabilidade de ocorrência desse tipo de acidente, envolvendo múltiplos veículos, aumenta para situações de congestionamento.

O tema da determinação das causas que afetam a taxa de acidentes possui muitas linhas de investigação, levando à existência de múltiplos estudos, os quais tentam correlacionar diferentes parâmetros com a taxa de acidentes.

No estudo realizado por Scuffham e Langley (2002), utilizando dados relativos à taxa de acidentes na Nova Zelândia, estabeleceram-se correlações entre a taxa de acidentes e os seguintes parâmetros: desemprego, produto interno bruto *per capita*, proporção de motociclos, proporção de masculina jovem na população, consumo de álcool *per capita*, limite de velocidade, entre outras. Daniels *et al.* (2011) apresentam um estudo exaustivo sobre os parâmetros que influenciam a taxa de acidentes em rotundas.

Bai e Li (2008) realizaram um levantamento comparativo sobre os acidentes em zonas de trabalhos que provocam vítimas mortais e aqueles que provocam apenas ferimentos. Constataram-se que:

- a idade das vítimas dos acidentes mortais situa-se principalmente entre 35 e 44 anos, ou com mais de 64 anos;
- a idade dos condutores envolvidos em acidentes que provocam apenas ferimentos situa-se maioritariamente abaixo de 35 anos, com especial incidência na faixa até 24 anos;

- os acidentes que envolvem vítimas mortais ocorrem essencialmente no período noturno, ocorrendo o inverso no caso dos acidentes que provocam apenas ferimentos;
- o escalão de velocidade em que ocorrem mais acidentes fatais situa-se na faixa 82-113 km/h, enquanto que a faixa de velocidades onde ocorrem mais acidentes envolvendo apenas feridos é a 82-97 km/h;
- o tipo de acidente mais usual, que provoca vítimas mortais, são os acidentes frontais, enquanto que os acidentes mais comuns que provocam feridos são os embates na traseira do veículo que segue à frente.

Segundo os autores, e no que concerne às causas, para os acidentes com vítimas mortais, os principais fatores são, em grande medida: o controlo de tráfego desregulado, o álcool e o excesso de velocidade. Com menos importância, mas mesmo assim relevantes, surgem também: as condições de luminosidade desfavorável e a complexidade geométrica da via. No que concerne aos acidentes que provocam feridos, a principal causa de acidentes é a circulação pouco espaçada dos veículos, sendo que a maioria dos acidentes ocorre no período diurno, em troços retos e nivelados.

Dado se constatar que a grande maioria dos acidentes que ocorrem nas zonas de trabalhos resultam de erros humanos, Bai e Li (2008) sugerem que urge criar programas de treino efetivo para que os condutores possam desenvolver competências e ser educados para situações deste género. Para a redução do número de acidentes, afirmam que é urgente:

- o desenvolvimento de métodos eficazes que permitam controlar a velocidade nas zonas de trabalhos;
- colocar separadores centrais, de modo a evitar os choques frontais;
- impor velocidades de circulação inferiores;
- colocar iluminação, e refletores, de modo a aumentar as condições de luminosidade durante o período noturno.

Segundo Khattak *et al.* (2002), os acidentes devido à existência de obras provocam por ano, nos E.U.A., cerca de 700 vítimas mortais, 24000 acidentes com vítimas e 52000 acidentes apenas com danos materiais. Estes valores têm tendência a aumentar, pois são cada vez maiores as necessidades de obras em autoestradas, aumentando assim também o número de zonas de trabalhos, a sua duração e dimensão.

Os autores constataram que o aumento da taxa de acidentes é maior nos acidentes que não envolvem vítimas (23,5%) do que nos que envolvem (17,4%). Uma das conclusões, que se pode retirar da análise dos dados é a de que se verifica um aumento da taxa de acidentes devido à existência de zonas de trabalhos. Segundo os autores, é pois fundamental implementar planos que permitam diminuir os tempos totais de intervenção, através de bónus ou penalizações aos intervenientes envolvidos. Deve-se dar primazia a técnicas, e políticas de construção, que permitam reduzir o tempo total de exposição dos condutores através de, por exemplo, a utilização de elementos prefabricados.

Em Martin (2002), pode-se constatar que a taxa de acidentes aumenta com a redução de veículos pesados na via. Por exemplo, verificou-se que, em França, o número de acidentes é maior nos fins de semana nas vias em que a circulação de veículos pesados sofre restrições.

Segundo a Organização Mundial de Saúde (OMS, 2004), devido aos acidentes rodoviários, morrem anualmente cerca de 1,2 milhões de pessoas em todo o mundo, sendo muito superior o valor de feridos. O documento refere ainda que, para o período entre os anos 2000 e 2020, se estima que o valor de vítimas mortais aumente em cerca de 65%.

Os custos de acidentes são um fator importante para a economia dos países. Por exemplo, nos E.U.A., os custos anuais devidos aos acidentes são superiores a 230 mil milhões de dólares (OMS, 2004).

Segundo OMS (2004), a quantificação dos custos relativos aos acidentes rodoviários é importante, entre outros motivos, devido aos seguintes fatores:

- alertar para a gravidade do problema em termos sociais;
- os custos sociais dos acidentes rodoviários estão diretamente relacionados com os custos de implementação das medidas de segurança.

O objetivo deste estudo é a definição de uma taxa média de acidentes que permita determinar com algum grau de rigor o número de acidentes expectável numa via.

5.4.3.2.1 Fatores corretivos

Realizar uma estimativa de acidentes é sempre uma tarefa árdua, pois nem todos os acidentes são declarados. No entanto, segundo O’Cineide *et al.* (2004), o número de acidentes não declarados decresce com o aumento da severidade dos mesmos. Deste modo, deve ser aplicado um fator de ajuste aos dados oficiais tentando simular esta realidade.

Na Tabela 5.33, é apresentada uma estimativa do número de acidentes declarados em função da gravidade dos acidentes, bem como um fator de ajuste correspondente (O’Cineide *et al.*, 2004).

Tabela 5.33 – Estimativa do número de acidentes declarados

Gravidade do acidente	Estimativa dos acidentes declarados	
	Acidentes declarados	Fator de ajuste
Fatais	100%	1,00
Graves	75%	1,33
Leves	50%	2,00

O fator de ajuste é determinado recorrendo à equação (5.32).

$$F_a = \frac{1}{A_d} \quad (5.32)$$

Em que,

F_a – fator de ajuste;

A_d – acidentes declarados.

Bickel *et al.* (2006) apresentam também fatores corretivos relativamente a diferentes meios de transporte. Estes valores são exibidos na Tabela 5.34.

Tabela 5.34 – Recomendação europeia dos fatores corretivos médios devido aos acidentes não declarados

Transporte	Fatal	Ferido grave	Fedido leve	Danos materiais
Automóvel	1,02	1,25	2,00	3,50
Motociclo	1,02	1,55	3,20	6,50
Bicicleta	1,02	2,75	8,00	18,50
Pedestre	1,02	1,35	2,40	4,50
Média	1,02	1,50	3,00	6,00

Da comparação dos valores da Tabela 5.33 e da Tabela 5.34, pode-se constatar que, para o transporte automóvel, estes valores são muito semelhantes. No entanto, constata-se que os valores apresentados em O’Cineide *et al.* (2004) não possuem qualquer fator corretivo para os acidentes apenas com danos materiais.

5.4.3.3 Dados estatísticos relativos a Portugal

Para a realidade nacional, existem múltiplos estudos e dados estatísticos que permitem estabelecer um modelo de análise dos acidentes e seus custos. Os valores apresentados neste estudo baseiam-se nos documentos ANSR (2008), ANSR (2009), ANSR (2010) e ANSR (2011). Na Figura 5.8, é apresentada a evolução do número de acidentes com vítimas, para o período de 1987 a 2010. Pode-se constatar que, a partir da década de 1990, o número total de acidentes tem vindo a diminuir, muito especialmente os que envolvem vítimas mortais e feridos graves.

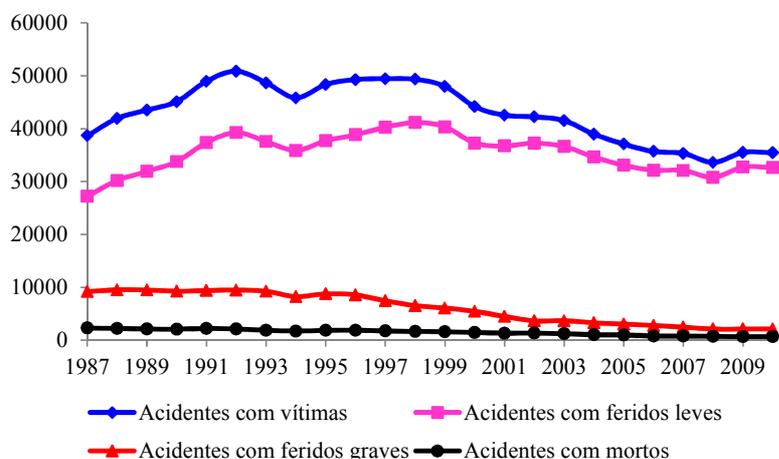


Figura 5.8 – Evolução do número de acidentes em Portugal desde 1987 até 2010

De modo a se poder estabelecer uma relação entre o número de acidentes total e os acidentes com danos corporais, apresenta-se a Figura 5.9 onde se pode observar que o número de acidentes dos quais resultam feridos graves ou vítimas mortais tem vindo continuamente a diminuir. Nos últimos anos, verifica-se que a taxa de acidentes com vítimas mortais estabilizou em 2%, enquanto a taxa de acidentes com feridos graves se fixa em 6% do total.

Na Figura 5.10, é apresentada a evolução do número de vítimas. Pode-se constatar que a evolução é muito semelhante à que se encontra representada na Figura 5.8 para a evolução do número de acidentes.

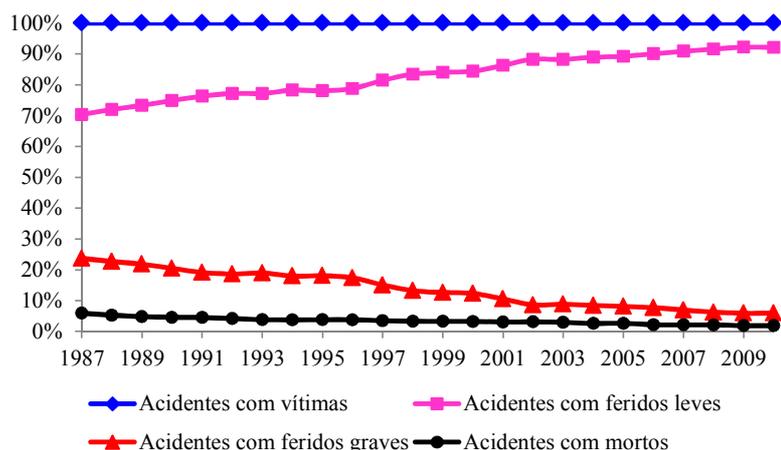


Figura 5.9 – Distribuição normalizada do número de acidentes por tipo

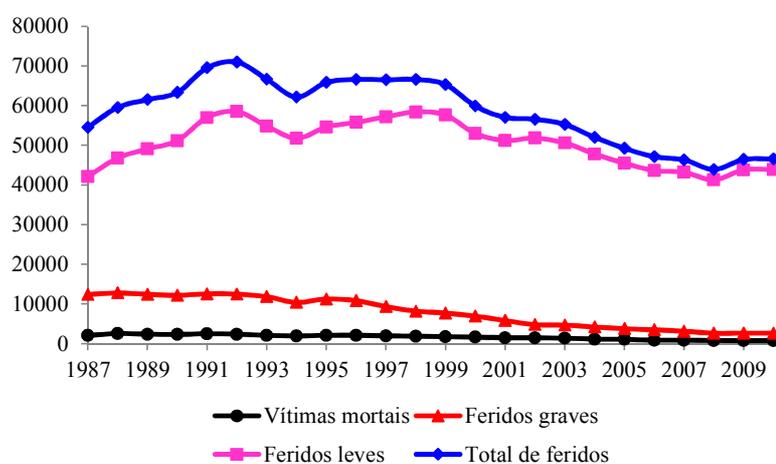


Figura 5.10 – Evolução do número de vítimas em Portugal

Na Figura 5.11, é apresentada a evolução da razão número total de acidentes/tipo de feridos.

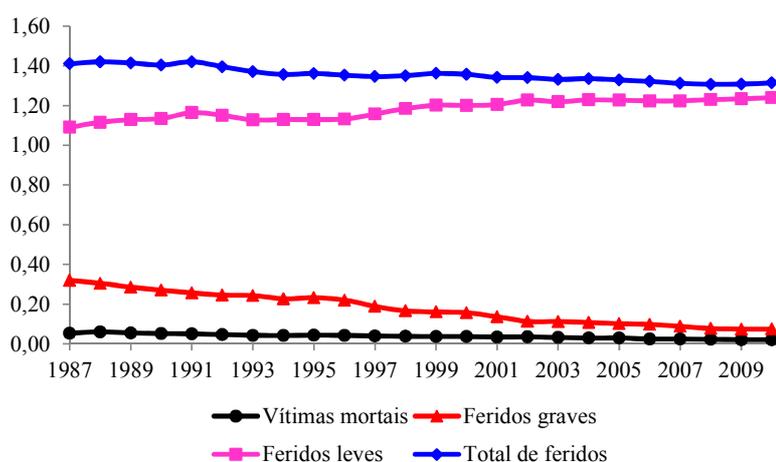


Figura 5.11 – Evolução do número de vítimas por acidente em Portugal entre 1987 e 2010

Pode-se constatar que, à semelhança do que ocorre para o tipo de acidente, o número de vítimas mortais, e em especial o número de feridos graves, tem reduzido de 1987 a 2010 de forma bastante significativa. A razão, em termos de valores globais, vítimas mortais/número

total de acidentes estabilizou em 0,02; a razão feridos graves / número total de acidentes estabilizou em 0,07; a razão feridos leves / número total de acidentes fixou-se em 1,24.

Seguidamente, é apresentada a análise dos dados relativos à década de 2001 a 2010 onde se apresentam as relações e a distribuição entre o tipo de vias, o número de acidentes com vítimas, o número de vítimas mortais, o número de feridos graves e o número de feridos leves.

Na Figura 5.12, é apresentada a distribuição do número de acidentes pelos diferentes tipos de vias.

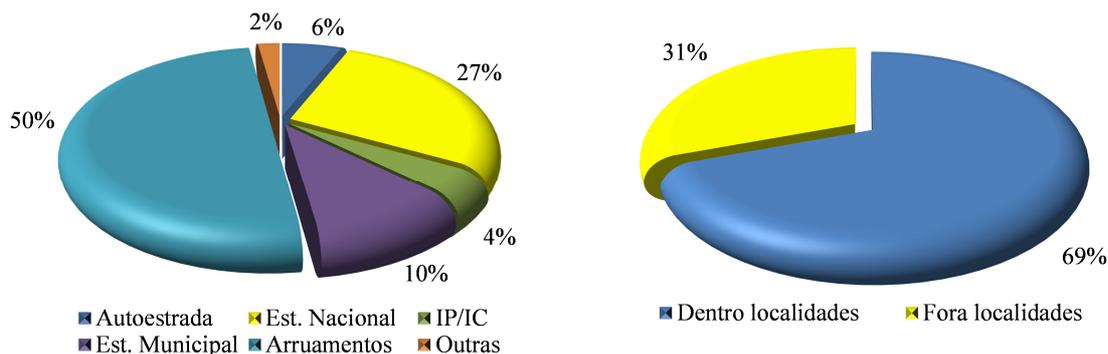


Figura 5.12 – Distribuição do número de acidentes

5.4.3.4 Modelação dos acidentes para a realidade nacional

Lopes e Cardoso (2007) apresentam uma formulação que permite determinar, para um período de 6 anos, o número de acidentes numa via. Este estudo, aplicado a autoestradas, foi desenvolvido no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, no âmbito do projeto intitulado RIPCORDER-ISEREST inserido no 6º Programa Quadro da Investigação e Desenvolvimento da União Europeia.

Os dados utilizados foram recolhidos no período entre 1999 e 2004. Foram quantificadas diversas variáveis: exposição, número de faixas, tipo e estado de conservação das bermas e separadores, assim como o número de acidentes corporais ocorridos. Foram utilizados vários métodos estatísticos para o desenvolvimento dos modelos.

Na equação (5.33), é apresentada a formulação determinada, utilizando a hipótese de que a distribuição dos acidentes com danos corporais é de Poisson.

$$AC = 9,42 \cdot 10^{-4} \cdot AADT^{0,9} \cdot L^{0,931} \quad (5.33)$$

Em que,

AC – número de acidentes com danos corporais no troço considerado, para um período de 6 anos;

$AADT$ – tráfego médio diário anual [veí/dia];

L – comprimento do troço em estudo [km].

Neste estudo, de modo a focar as atenções nos aspetos fundamentais, definiu-se um modelo considerando a taxa de acidentes em vias, com e sem obras, dependendo do tipo de via

envolvido, bem como o volume de tráfego. Esta simplificação do modelo relaciona-se essencialmente pela dificuldade de objetivamente se definirem os parâmetros que se considera fundamentais para a quantificação da taxa de acidentes, bem como da incerteza dos resultados pois, como referenciado, existem estudos que são completamente antagónicos nos seus resultados.

5.4.3.5 Metodologia para a quantificação dos custos de acidente

Da análise dos valores apresentados em SafetyNet (2009), pode-se constatar que, em países (Noruega, Reino Unido, Suécia e Holanda) em que o investimento na prevenção é significativo a sinistralidade, é baixa. Por outro lado, em países, como Portugal, Espanha e Grécia, onde o investimento na prevenção rodoviária é baixo, a taxa de sinistralidade é alta. Verifica-se também que o nível de investimento na prevenção rodoviária é também diretamente proporcional ao rendimento *per capita* de cada país.

Na Figura 5.13, é apresentado um gráfico onde se pode constatar o nível de investimento na prevenção rodoviária realizado em Portugal relativamente a outros países (SafetyNet, 2009).

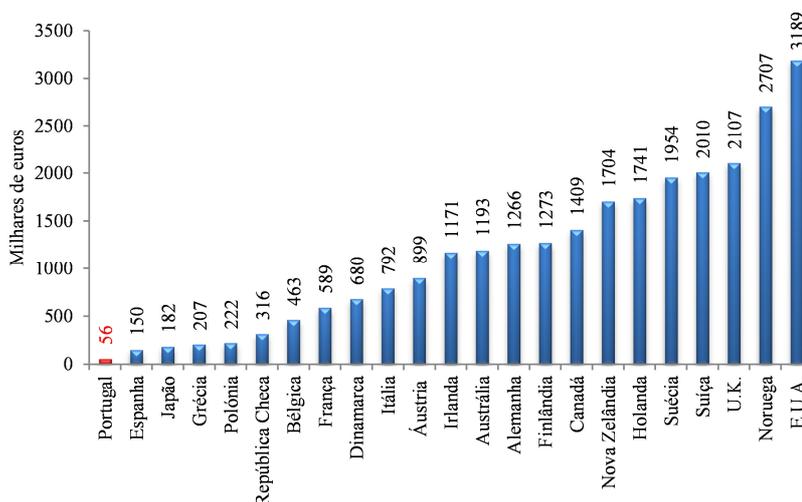


Figura 5.13 – Investimento em prevenção

A quantificação dos custos de acidente é realizada internacionalmente recorrendo a duas abordagens distintas: custo de capital humano e quantificação de custos globais.

A primeira, denominada de custo de capital humano, desenvolvida da década de 1950, estabelece um valor monetário para cada fatalidade (Hanley, 2004). Ao longo dos anos, tem-se verificado uma alteração nesta abordagem, tendo-se progressivamente incluído os custos diretos e indiretos associados com os acidentes.

A quantificação dos custos do capital humano é fundamental para a determinação dos custos de acidente; no entanto, segundo Hanley (2004), estes são mais adequados para a quantificação dos custos de acidente que ocorreram, não sendo os mais adequados quando se pretende fazer previsões. Esta abordagem, segundo o autor, não deve ser utilizada para as análises custo / benefício, pois não tem em consideração os custos intangíveis, resultantes da perda da vida ou da redução da qualidade de vida.

A segunda abordagem, denominada quantificação de custos globais, inclui os custos diretos e indiretos, conjuntamente com uma verba que pretende compensar a perda da vida ou a

redução da qualidade de vida. Este valor pretende refletir o que a Sociedade está disposta a pagar, de modo a evitar ferimentos e vítimas mortais resultante dos acidentes.

5.4.3.5.1 Método do custo de capital humano

Os custos de capital humano possuem dois componentes: custos diretos e custos indiretos. Os primeiros incluem os custos diretamente imputáveis a um acidente de todos os serviços incluindo os médicos.

Segundo Blincoe *et al.* (2002), os custos médicos enquadram-se nos seguintes grupos:

- internamento;
- tratamento;
- visitas médicas;
- fisioterapia;
- reabilitação;
- medicação;
- próteses.

Os restantes custos podem-se agrupar em:

- despesas com os serviços de emergência;
- despesas com os serviços de segurança;
- custos de transporte;
- seguros;
- representação legal;
- alterações ao local de trabalho;
- alterações à habitação.

Podem-se ainda incluir nos custos diretos os danos materiais e os atrasos provocados pela ocorrência dos acidentes. Na estimativa de custos indiretos, podem-se considerar as perdas de produtividade, não só relativa ao trabalho remunerado, mas também ao trabalho não remunerado, como por exemplo as tarefas realizadas em casa.

Valores internacionais

Existem na bibliografia múltiplos estudos os quais apontam valores para os custos de capital humano. Estes custos usualmente apontam um valor para cada fatalidade, cada tipo de ferimento e para danos materiais. No documento elaborado por Blincoe *et al.* (2002), são apresentados os valores relativos à americana *National Highway Traffic Safety Administration*

(NHTSA). Segundo o referido relatório, o impacto económico dos custos de acidente, para os E.U.A. no ano 2000, foi de 230,6 mil milhões de dólares, resultando num custo por vítima mortal de 977000 dólares. Na Tabela 5.36, são apresentados os valores atualizados do estudo.

Tabela 5.35 – Custo capital humano médio, por vítima, para os diferentes níveis de ferimentos (NHTSA)

Tipo	Valor (2012) [€]
Vítima mortal	1020696
Vítima com ferimentos críticos	1144942
Vítima com ferimentos severos	259175
Vítima com ferimentos graves	10017
Vítima com ferimentos moderados	69794
Vítima com ferimentos leves	11032
Acidente com danos materiais	8565

São apresentados, na Tabela 5.36, os custos atualizados de capital humano da americana *National Safety Council* (NSC) para o ano de 2009

Tabela 5.36 – Valor atualizado do custo capital humano médio, por vítima mortal, por tipo de ferido e por acidente (NSC)

Tipo	Valor (2012) [€]
Vítima mortal	1042126
Ferimentos incapacitantes	74032
Ferimentos evidentes não incapacitantes	17692
Possíveis ferimentos	10017
Acidente com danos materiais	6624

5.4.3.5.2 Método dos custos globais

A determinação dos custos globais resulta da soma dos custos de capital humano, anteriormente referidos, com os custos intangíveis resultantes quer nos indivíduos quer nas famílias (Blincoe, 2002). Estes custos, para além de considerarem os custos de capital humano, os quais incluem as despesas com a perda de bens materiais e de produtividade resultantes dos acidentes, têm em consideração os custos relativos aos valores que são aplicados pela sociedade, de modo a reduzir o risco de perda de vida, sofrimento físico e mental, diminuição da qualidade de vida e danos estéticos permanentes (van Beeck e Mulder, 1998).

Valores internacionais

Na Tabela 5.37, são apresentados os valores atualizados determinados para o custo global definidos pela NHTSA.

Constata-se, como seria de esperar pois são mais inclusivos, que os valores determinados utilizando o método dos coeficientes globais são mais elevados do que os determinados pelo método do custo de capital.

Tabela 5.37 – Custo global por vítima para os diferentes níveis de ferimentos (NHTSA)

Tipo	Valor (2012) [€]
Vítima mortal	3473753
Ferimentos incapacitantes	175142
Ferimentos evidentes não incapacitantes	44674
Possíveis ferimentos	21246
Acidente com danos materiais	19390

Na Tabela 5.38, são apresentados os valores parciais atualizados dos custos de Parry (2004), por acidente em função do tipo de ferimento. Nesta tabela, é apresentado o custo com e sem a contribuição da perda de qualidade de vida.

Tabela 5.38 – Custos de acidente por graus de severidade

Descrição	Ferimentos fatais [€]	Ferimentos incapacitantes [€]	Ferimentos evidentes [€]	Possíveis ferimentos [€]	Apenas danos materiais [€]
Despesas médicas	20895	18414	4894	3296	132
Produtividade doméstica	0	6567	1753	1176	80
Perda de salários	0	23656	5900	3934	147
Custas legais	96592	4886	1041	644	14
Seguro	35104	5673	1680	1117	144
Danos materiais	9715	4120	3616	3228	1553
Polícia e serviços de emergência	788	165	106	85	29
Atrasos provocados	4962	837	754	742	658
Custos do empregador	0	1588	629	436	63
Total (excluindo os custos da perda de qualidade de vida)	168057	65907	20373	14658	2821
Custos da perda de qualidade de vida	2837102	78719	18498	10143	439
Total (incluindo custos da perda de qualidade de vida)	3005158	144626	38871	24801	3260

Da bibliografia consultada, pode-se constatar que a imposição de um valor monetário para uma vida, ainda que em termos estatísticos, não reúne consenso. De modo a ilustrar esta realidade, são apresentados, na Tabela 5.39, alguns valores atualizados para as agências americanas *Environmental Protection Agency (EPA)*, *United States Department of Transportation (U.S.DOT)*, *Food and Drug Administration (FDA)* e *United States Department of Agriculture (U.S.DA)*.

Tabela 5.39 – Valor em termos estatísticos de uma vida para diferentes agências americanas

Agência	Ano de referência	Valor (2012) [€]
EPA	1990	6738433
U.S.DOT	2001	3031056
FDA	1999	1280852
U.S.DA	1996	823705

Pode-se constatar uma grande disparidade de valores, sendo que o valor pode variar entre 823705 € e 6738433 €, isto é, numa relação aproximada de 1 para 8.

À semelhança do que ocorre para as agências americanas consideradas, na literatura internacional encontram-se valores para os custos de acidentes muito díspares. Na Tabela 5.40, são apresentados alguns valores de estudos sobre o valor da vida, em termos estatísticos.

Tabela 5.40 – Estudos sobre o valor em termos estatísticos de uma vida

Autor (data)	Ano de referência	Valor (2012) [€]
Viscusi (1995) – geral	1990	4211521 a 9826881
Viscusi (1995) – relativo apenas a estudos de transportes	1990	4211521 a 5615361
Miller (2000)	1995	4075679
Mrozek e Taylor (2001)	1998	1625881 a 2709802
Dionne e Lanoie (2002)	2000	3783186

Na Tabela 5.41, são apresentados valores dos custos de acidente por unidade de comprimento percorrido.

Tabela 5.41 – Custo por unidade de distância

Publicação (ano)	Custo	Ano de referência	[€/km] (2012)
Miller <i>et al.</i> (1994)*	Automóvel médio	1994	0,090
	Autocarro	1994	0,241
	Motociclo	1994	1,129
FHWA (1997)**	Rural	1997****	0,012 – 0,066
	Urbano	1997****	0,006 – 0,028
Wang <i>et al.</i> (1999)*	Automóveis	1994	0,172
Parry (2004)**	Médio	2004	0,013 – 0,039
Cambridge Systematics (2008)*	Urbano	2005	0,144 – 0,236

* Custos externos; ** Custos globais; *** Valor de mercado; **** Admitindo que o valor da moeda se refere ao ano da publicação.

Nos dados apresentados até ao momento, pode-se constatar uma grande dispersão de valores, quer em diferentes agências estatais americanas, quer nos estudos de diversos autores. Esta disparidade é ainda superior quando se introduz a variável da localização geográfica. Seguidamente, são apresentadas, na Tabela 5.42, estimativas do valor, em termos estatísticos, de uma vida para diferentes países, em diferentes continentes (Viscusi, 2008). Estes valores são apresentados conjuntamente com a atualização dos valores para o ano de 2012.

Tabela 5.42 – Valor em termos estatísticos de uma vida para diferentes países

País	Valor (2012) [€]
E.U.A. (valor médio de 30 estudos)	7312000
Austrália	4387000
Austria	4074000 a 6789000
Canadá	4074000 a 4909000
Hong Kong	1776000
India	1253000 a 1567000
Japão	10132000
República da Coreia do Sul	836000
Suíça	6580000 a 8983000
Ilha Formosa	940000
U.K.	4387000

Dos dados apresentados na Tabela 5.42, e como era expectável, verifica-se que a disparidade, considerando o país e a sua localização geográfica, é ainda superior, apresentando uma razão, aproximada entre o valor máximo (10,132 M€) e o valor mínimo (0,836 M€), de cerca de 12. A existência de uma disparidade significativa seria de esperar pois o produto interno bruto *per capita* é significativamente díspar, levando a que os custos globais venham também condicionados por essa realidade.

Pelo exposto, constata-se que não existe um consenso sobre a aplicação generalizada de um modelo, variáveis ou método de análise. No entanto, é claro que existe tendência para a aplicação nos estudos económicos sobre os custos dos utentes das vias os custos de acidente.

Estudos nacionais

Para Portugal, e considerando apenas os custos humanos, estes resultam da atualização dos valores de 1995 de Macedo *et al.* (2000), em cerca de 645 mil euros para cada vítima mortal, em cerca de 95 mil euros para cada ferido grave e cerca de 55 mil euros para cada ferido leve.

Tabela 5.43 – Valor atualizado dos custos de acidente para Portugal

Tipo	Custo [€]
Fatal	645000
Grave	95000
Leve	55000

No estudo elaborado por Santos (2007), são apresentados valores, referidos a 2006, para os diferentes componentes, onde são discriminados os custos relativos à assistência policial e médica, para três escalões de vítimas: ferido leve, feridos graves e mortais. Estes valores foram obtidos recorrendo a inquéritos realizados às forças policiais (PSP e GNR) e aos agentes médicos envolvidos (INEM). Os valores atualizados são apresentados na Tabela 5.44.

Tabela 5.44 – Custo por acidente devido à assistência policial e médica

Tipo de acidente	Custo da assistência policial [€]	Custo da assistência médica [€]	Custo por acidente [€]
Com feridos leves	60,31	18,93	79,24
Com feridos graves	168,06	108,84	276,90
Com vítimas mortais	262,93	108,84	371,77

Relativamente aos custos de capital humano, Santos (2007), com base nos estudos a nível europeu Cárdenas (1998), Macedo *et al.*, (2000), Barros e Garoupa (2001), COBA (2002) e FRACC (2007), apresenta, a preços de 2006, os valores indicados na Tabela 5.45.

Tabela 5.45 – Custos humanos

Tipo de vítima	Custo por vítima [€]
Feridos leves	40000
Feridos graves	90000
Vítimas mortais	500000

Da análise da Tabela 5.44 e da Tabela 5.45, pode-se constatar que os custos relativos à assistência policial e médica representam um valor de cerca de 0,1% dos custos humanos.

Uma dificuldade inerente ao processo de modelação dos acidentes é a estimativa do número de acidentes em que apenas ocorrem danos materiais. Da análise dos múltiplos relatórios da Associação Nacional da Segurança Rodoviária, verifica-se que, relativamente à sinistralidade rodoviária, apenas são apresentados os valores correspondentes a acidentes com vítimas ou danos corporais. No documento elaborado por Macedo *et al.* (2000), é apresentada uma relação, para o ano de 1995, onde se constata que, para os cerca de 50000 acidentes com vítimas com danos corporais, ocorreram cerca de 460000 acidentes apenas com danos materiais. Os acidentes apenas com danos materiais representam assim cerca de 90% do total de acidentes.

Pode-se constatar que os valores apresentados em Macedo *et al.* (2000) são significativamente superiores. Na Tabela 5.46, é apresentado, para a Irlanda e para o período de 2000 a 2005, o número de acidentes por tipo (RSA, 2007). Neste caso, os acidentes apenas com danos materiais representam cerca de 70% do total de acidentes.

Tabela 5.46 – Número total de acidentes por tipo

Tipo	Número total de acidentes	[%]
Fatal	2063	1,22
Grave	15295	9,04
Leve	32234	19,05
Danos materiais	119631	70,69
Total	169223	100,00

5.4.3.6 Modelação adotada

O modelo considera a formulação, aplicada a autoestradas, apresentada na equação (5.33), a qual é realizada para um período de 6 anos. Deste modo, o custo total dos acidentes, para o

período em estudo, é definido pela razão entre o número total de dias em que decorrem as interrupções e o número total de dias do período de referência (6 anos).

O objetivo deste estudo é o de se poder estimar os diferentes parâmetros em função do número total de acidentes determinado pela equação (5.33). Deste modo, o número total de acidentes para uma via é determinado utilizando a equação (5.34).

$$ACT_i = AC \cdot k_{vi} \cdot k_{li} \cdot \frac{\Delta_t}{2191,5} \quad (5.34)$$

Em que,

ACT_i – número total de acidentes corrigido para a via do tipo i ;

AC – previsão do número de acidentes determinado pela equação (5.33);

k_{vi} – fator de ajuste relativo ao tipo de via;

k_{li} – fator de ajuste relativo à localização para a via do tipo i ;

Δ_t – número total de dias do período de análise.

Dado que o valor de AC é determinado para autoestradas, considera-se que o fator corretivo para esta via é igual à unidade. Os restantes valores são determinados levando em consideração a distribuição de acidentes por tipo de via.

Tabela 5.47 – Distribuição e fator corretivo devido à localização da via

Tipo de via	Distribuição [%]	Fator corretivo (K_{vi})
Autoestrada	6	1,00
IP / IC	4	0,67
Estrada Nacional	27	4,50
Estrada Municipal	10	1,67
Arruamento	50	8,33
Outras	2	0,33

O fator de corretivo relativo à distribuição dos acidentes por tipo de via é determinado recorrendo à equação (5.35).

$$k_{vi} = \frac{D^i}{D^{AE}} \quad (5.35)$$

Em que,

k_{vi} – já definido em 5.4.3.6;

D^{AE} – distribuição de acidentes em autoestradas;

D^i – distribuição de acidentes na via do tipo i .

É também determinado um fator corretivo que pretende modelar a diferença existente entre a taxa de acidentes dentro e fora das localidades. Da análise da Figura 5.12, pode-se constatar que 69% dos acidentes ocorrem dentro das localidades, isto é, ligeiramente superior ao dobro dos acidentes que ocorrem fora das localidades. Deste modo, e como a grande parte da rede

de autoestradas se desenvolve fora das localidades, considerou-se um fator igual à unidade para vias fora das localidades ($k_{li} = 1,00$) e o dobro no caso das vias que se localizem dentro das localidades ($k_{li} = 2,00$).

À semelhança do realizado para a distribuição do número de acidentes dentro e fora das localidades, e dado que a distribuição do número de vítimas, por tipo de via, não é uniforme, é apresentado seguidamente um fator corretivo para cada tipo de ferimento em correspondência com o tipo de via. Os valores apresentados, à semelhança do que ocorreu para a distribuição do número total de acidentes por tipo de via, reportam ao período de 2001 a 2010.

Na Tabela 5.48, são apresentados os valores do número total de acidentes e do número de vítimas mortais, bem como o rácio vítimas mortais / número total de acidentes.

O número de vítimas mortais é determinado recorrendo à equação (5.36).

Tabela 5.48 – Relação entre o número de vítimas mortais e o número total de acidentes

Tipo de via	N.º total de acidentes (ACDC)	N.º de vítimas mortais (VM)	VM/ACDC
Autoestrada	2274,5	94,4	0,0415
IP/IC	10296,5	447,6	0,0435
Estrada Nacional	1561,3	107,9	0,0691
Estrada Municipal	3913,3	136,4	0,0349
Arruamento	18900,9	226,9	0,0120
Outras	828,0	34,6	0,0418

$$VM_i = ACT_i \cdot \left(\frac{VM}{ACDC} \right)_i \cdot FCAND_{VM} \quad (5.36)$$

Em que,

VM – média anual das vítimas mortais entre 2001 e 2010;

VM_i – vítimas mortais para a via do tipo i ;

ACT_i – já definido em 5.4.3.6;

$ACDC$ – número médio de acidentes com danos corporais entre 2001 e 2010;

$FCAND_{VM}$ – fator corretivo dos acidentes não declarados, para acidentes com vítimas mortais.

Na Tabela 5.49, são apresentados os valores determinados para o número total de acidentes e o número de feridos graves, bem como o seu rácio.

Tabela 5.49 – Relação entre o número feridos graves e o número total de acidentes

Tipo de via	N.º total de acidentes (ACDC)	N.º de feridos graves (FG)	FG/ACDC
Autoestrada	2274,5	228,9	0,1006
IP / IC	10296,5	1294,0	0,1257
Estrada Nacional	1561,3	226,5	0,1451
Estrada Municipal	3913,3	455,3	0,1163
Arruamento	18900,9	1467,6	0,0776
Outras	828,0	92,1	0,1112

O número de feridos graves é determinado recorrendo à equação (5.37).

$$FG_i = ACT_i \cdot \left(\frac{FG}{ACDC} \right)_i \cdot FCAND_{FG} \quad (5.37)$$

Em que,

FG – média anual dos feridos graves entre 2001 e 2010;

FG_i – feridos graves para a via do tipo i ;

ACT_i – já definido em 5.4.3.6;

$ACDC$ – já definido em 5.4.3.6;

$FCAND_{FG}$ – fator corretivo dos acidentes não declarados para acidentes com feridos graves.

Analogamente, são apresentados na Tabela 5.50 os valores do número total de acidentes e o número de feridos leves e a razão entre eles.

Tabela 5.50 – Relação entre o número de feridos leves e o número total de acidentes

Tipo de via	N.º total de acidentes (ACDC)	N.º de feridos leves (FL)	FL/ACDC
Autoestrada	2274,5	3208,4	1,4106
IP / IC	10296,5	13324,5	1,2941
Estrada Nacional	1561,3	2130,8	1,3648
Estrada Municipal	3913,3	4755,3	1,2152
Arruamento	18900,9	21801,1	1,1534
Outras	828,0	1066,3	1,2878

O número de feridos leves é determinado através da equação (5.38).

$$FL_i = ACT_i \cdot \left(\frac{FL}{ACDC} \right)_i \cdot FCAND_{FL} \quad (5.38)$$

Em que,

FL – média anual dos feridos leves entre 2001 e 2010;

FL_i – feridos leves para a via do tipo i ;

ACT_i – já definido em 5.4.3.6;

$ACDC$ – já definido em 5.4.3.6;

$FCAND_{FL}$ – fator corretivo dos acidentes não declarados para acidentes com feridos leves.

Quanto aos custos devidos a acidentes apenas com danos materiais, adotou-se o valor intermédio dos propostos por Bickel *et al.* (2006). Devido à falta de informação, a nível nacional, utilizou-se o valor referido em Council *et al.* (2005), atualizado a 2012, de 7900 € por acidente.

Dado que, como referido, o valor de acidentes não declarados, quando estão envolvidos apenas acidentes em que ocorrem danos materiais, é muito superior ao valor dos acidentes não declarados, quando existem feridos ou vítimas mortais, adotou-se no modelo os seguintes

fatores corretivos pelos acidentes não declarados (FCAND). Os valores propostos por Bickel *et al.* (2006) são apresentados na Tabela 5.51.

Tabela 5.51 – Recomendação europeia dos fatores corretivos médios devido aos acidentes não declarados

Fatal	Ferido grave	Ferido leve	Danos materiais
1,02	1,30	2,00	4,00

Ao nível da circulação das vias onde existem obras, verificou-se que a nível internacional existem múltiplos estudos que apontam em direções opostas. A percepção geral é de que a existência de obras impõe obstáculos adicionais à livre circulação do tráfego. Neste estudo, considerou-se um agravamento de 30% da taxa de acidentes total para os veículos que atravessem a zona de trabalhos.

O custo dos acidentes é definido considerando o número de vítimas mortais, feridos graves, feridos leves e acidentes com danos materiais com o respetivo custo unitário. Os valores dos custos unitários são apresentados na Tabela 5.52.

Tabela 5.52 – Valor atualizado dos custos de acidente para Portugal

Tipo	Custo [€]
Fatal	645000
Grave	95000
Leve	55000
Danos materiais	7900

Para a análise dos custos de acidente, considerando a abordagem dos custos globais, considerou-se 6,5 M€ como valor unitário para as vítimas mortais. Dada a grande disparidade de valores apresentada para o custo da vítima mortal, será realizada uma análise de sensibilidade com este parâmetro.

O custo de acidente é determinado recorrendo à equação (5.39).

$$CA = \sum (VM_i \cdot C_{VM} + FG_i \cdot C_{FG} + FL_i \cdot C_{FL} + DM_i \cdot C_{DM}) \quad (5.39)$$

Onde,

CA – já definido em 5.4;

VM_i – já definido em 5.4.3.6;

C_{VM} – custo unitário para uma vítima mortal;

FG_i – já definido em 5.4.3.6;

C_{FG} – custo unitário para um ferido grave;

FL_i – já definido em 5.4.3.6;

C_{FL} – custo unitário para um ferido leve;

DM_i – já definido em 5.4.3.6;

C_{DM} – custo unitário para um acidente apenas com danos materiais.

Seguidamente é descrita a metodologia de cálculo que permite a determinação de todas as quantidades, tempo e distância, necessárias para a determinação do custo total.

5.5 Descrição do procedimento de cálculo

5.5.1 Caracterização temporal

Para a quantificação dos custos dos utentes, definiram-se diferentes espaços temporais de modo a ser possível calcular o número total de operações a realizar. Deste modo, definiram-se os seguintes parâmetros:

- ano base (A_{base}) – ano para o qual todos os custos serão convertidos, usualmente, é o ano corrente em que se realiza o estudo, podendo no entanto realizar-se esta análise num qualquer ano futuro;
- ano horizonte (A_{hor}) – ano limite para o qual a análise é realizada;
- ano da 1ª intervenção (A_{1Int}) – ano em que ocorre a primeira intervenção, que não tem necessariamente de ser o mesmo do ano base da análise;
- vida útil (VU) – período de tempo, referido em anos, em que a medida de conservação / reparação proposta tem de ser realizada; este parâmetro resulta da vida útil de cada medida proposta.

A quantificação do número total de intervenções (N_{TInt}) é realizada tendo em consideração o ano horizonte, o ano da 1ª intervenção e a vida útil da medida adotada. Este valor é determinado com recurso à equação (5.40).

$$N_{TInt} = \frac{A_{hor} - A_{int}}{VU} \quad (5.40)$$

Dentro deste item, são definidas a data de início e a data de fim das obras, identificando-se os dias da semana, de modo a se poder caracterizar os dias totais de calendário bem como o número total de dias de trabalho.

O período de trabalho pode ser definido de entre três opções: segunda-feira a sexta-feira, segunda-feira a sábado e ininterrupto. Dado que, para as vias existentes, facilmente se obtém os fluxos de tráfego ao longo do dia, esta análise pode ser realizada com base no estudo diário real.

Esta opção permite, introduzindo os dados de uma via existente, estimar os custos de uma determinada intervenção, partindo do princípio de que a distribuição e o volume de tráfego não sofrem alterações, sendo deste modo uma ferramenta viável para qualquer intervenção num determinado ponto temporal. No caso de se pretender determinar os custos em fase de projeto, podem-se definir estimativas do tráfego, sendo o cálculo realizado de forma análoga.

5.5.2 Caracterização do local

Esta informação é relativa ao limite de velocidade da via ($V_{máx}^{via}$), sem qualquer tipo de perturbação, o número total de vias (N_{Total}^{via}), bem como o tráfego médio diário (TMD).

Após a caracterização da localização da obra e da via, define-se a zona de trabalhos e a via em estudo de nó a nó.

5.5.3 Caracterização da zona de trabalhos e da via de nó a nó

A caracterização da zona de trabalhos e da via de nó a nó é realizada através da definição da informação relativa o quilómetro inicial (pk_{ZT}^i) e final (pk_{ZT}^f). A extensão total da zona de trabalhos (Ext_{ZT}) é determinada utilizando a expressão (5.41).

$$Ext_{ZT} = pk_{ZT}^f - pk_{ZT}^i \quad (5.41)$$

A extensão da via de nó a nó ($Ext_{nó-nó}$) é determinada, recorrendo à expressão (5.42), através da definição do quilómetro inicial ($pk_{nó}^i$) e do final ($pk_{nó}^f$).

$$Ext_{nó-nó} = pk_{nó}^i - pk_{nó}^f \quad (5.42)$$

A definição da extensão da zona de trabalhos prende-se com a necessidade de caracterizar a região onde existe um qualquer tipo de restrição ao fluxo normal do tráfego, pois o cálculo dos custos dos utentes é realizado comparativamente à situação de base, definida como a circulação realizada pela via, de nó a nó, sem qualquer tipo de perturbação e nas condições de fluxo normal de tráfego.

A informação relativa ao trajeto pela via de nó a nó permite que a comparação dos custos dos utentes no cenário sem qualquer tipo de perturbação com os custos dos utentes que optam ou são obrigados a tomar o desvio.

5.5.4 Caracterização do tráfego

Dado que os custos de operação relativos aos veículos ligeiros são substancialmente distintos dos custos de operação dos veículos pesados, deve-se fornecer a informação sobre a percentagem de veículos ligeiros que utilizam a via. Neste modelo, apenas se admitem dois escalões de tráfego. Deste modo, a percentagem de veículos pesados ($VP[\%]$) somada à percentagem de veículos ligeiros ($VL[\%]$) que atravessam a via será igual à unidade. Estes serão depois subdivididos no transporte de mercadorias e no transporte de passageiros.

O valor da razão veículos pesados / veículos ligeiros resulta das contagens de tráfego, no caso de se realizar o estudo de uma obra existente, ou então pode ser estimada de acordo com contagens em zonas em zonas similares.

O *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000) apresenta uma distribuição da relação entre os veículos comerciais e não comerciais para zonas rurais e urbanas. Estes valores são apresentados na Tabela 5.53.

Tabela 5.53 – Relação entre veículos comerciais e não comerciais

Localização da via	Veículos não comerciais [%]	Veículos comerciais [%]
Rural	86,6	13,4
Urbano	89,8	10,2

Pode verificar-se que os veículos comerciais são cerca de 10% do total. Este valor deve ser considerado como meramente indicativo pois existe uma forte dependência desta relação com a localização da via.

Na caracterização do tráfego, introduz-se também a opção de se poder estabelecer uma taxa de crescimento, pois, segundo Garber e Hoel (2009), o volume de veículos que procura uma determinada via resulta da envolvente socioeconómica e ambiental, entre outros fatores. Os autores referem ainda que o nível de complexidade na previsão do tráfego futuro pode variar entre simples extrapolações do histórico do volume de tráfego à utilização de sofisticados modelos computadorizados, os quais necessitam de um grande número de parâmetros matemáticos para a sua implementação.

A previsão de tráfego futuro depende de dados e de parâmetros muito específicos de cada projeto, tais como a disponibilidade de verbas para realizar, por exemplo, vias alternativas ou complementares, do poder de compra dos utentes, disponibilidade, ou disponibilização futura, de meios de transporte alternativos.

Na Figura 5.14, é apresentado um gráfico com a evolução da circulação automóvel nas autoestradas do país. Pode-se constatar que, na rede nacional de autoestradas, e para o período de 1999 a 2005, se verificou um crescimento da circulação de 39%, entre os anos de 1999 e 2005, e de apenas 1,9%, entre os anos de 2005 e 2010. Este facto deve-se principalmente à conclusão da construção e ao desenvolvimento da rede de autoestradas, levando a que os níveis de circulação tendam a estabilizar em taxas anuais correspondentes ao crescimento normal do tráfego que, nestes últimos anos, se fixou na ordem de 1 a 2,5% (InIR, 2011a).

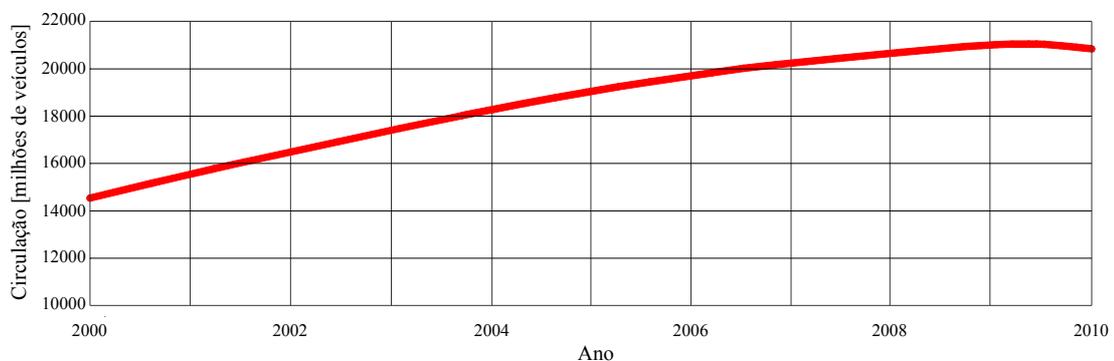


Figura 5.14 – Evolução da circulação nas autoestradas

De modo a se ter uma maior perceção da evolução do parque automóvel em Portugal, são apresentados, na Figura 5.15, os dados históricos sobre o número de veículos a circular no país. Pode-se constatar que tem existido um aumento do número de veículos nas estradas. Esse aumento teve o seu maior crescimento na década de 1990, sofrendo um forte abrandamento nos anos 2000.

Na Figura 5.16, são apresentados os dados históricos sobre a evolução do Produto Interno Bruto (PIB) de Portugal no período entre 1995 e 2010 (INE, 2011). É também apresentada uma previsão do mesmo parâmetro para o período de 2011 a 2016 (FMI, 2011). Constata-se que, para o ano de 2012, se prevê uma ligeira diminuição do valor do produto interno bruto, retomando o crescimento no ano seguinte, constatando-se que não se prevê a curto prazo uma retoma dos valores de crescimento anteriormente evidenciados.

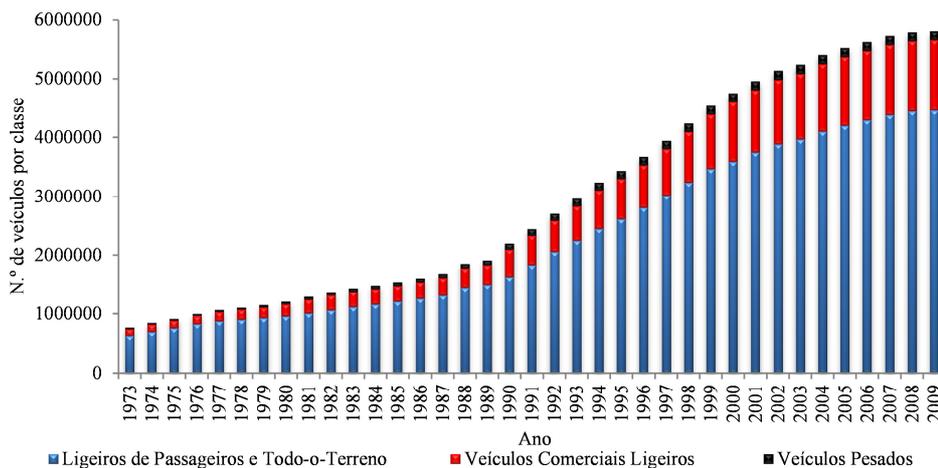


Figura 5.15 – Evolução do parque automóvel em Portugal

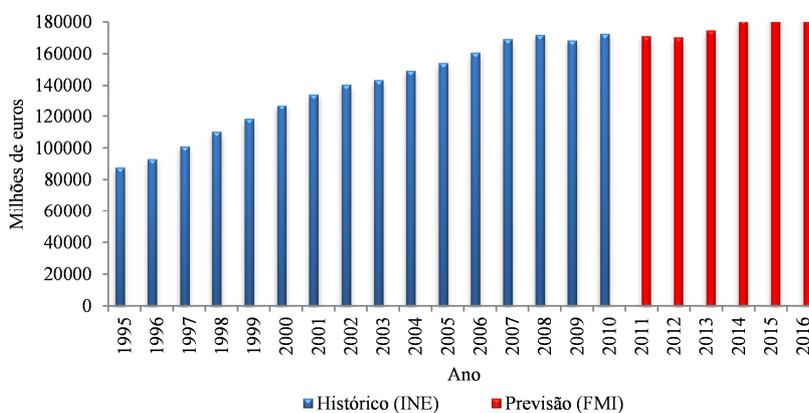


Figura 5.16 – Produto interno bruto

Fazendo a análise do crescimento do número de veículos na década de 1990 com os valores disponíveis do crescimento do PIB para esse período, pode-se concluir que o aumento da produção de riqueza está diretamente relacionado com o aumento do número de veículos, sendo grande o crescimento quando o aumento do PIB é significativo e diminuto quando existe uma estagnação no que concerne à produção de riqueza.

Da Figura 5.16, conclui-se que o aumento previsto do PIB na primeira metade da década de 2010 é ligeiro, sendo previsível que o aumento do número de veículos nas estradas seja também pequeno. Por isso, adota-se por defeito uma taxa de crescimento anual (*TCA*) de 1%. Esta pode ser alterada para outro valor dependendo dos dados macroeconómicos que se possua à época da análise, com base quer no histórico da evolução quer em previsões oficiais.

A conjuntura económica mundial, e muito em especial a conjuntura económica da zona euro e consequentemente do país, tornam qualquer previsão de crescimento futuro muito incerta pois existe uma grande instabilidade ao nível macroeconómico, estando as previsões de crescimento diariamente a ser revistas. Dada a grande incerteza envolvida na quantificação deste parâmetro, realiza-se uma análise de sensibilidade para aferir a importância da taxa de crescimento dos veículos nos custos de ciclo de vida.

5.5.5 Caracterização da zona de trabalhos

O presente modelo prevê a análise dos custos dos utentes de acordo com três tipos de perturbação introduzida no tráfego, que são: interrupção total do tráfego, redução do número de faixas disponíveis e a redução da velocidade. Seguidamente, é apresentada uma breve caracterização de cada tipo de perturbação.

Interrupção total de tráfego – esta opção é a que causa mais transtorno aos utentes pois estes ficam impedidos de utilizar a via, sendo todo o tráfego desviado para as vias alternativas. Dependendo do número de utentes, esta opção poderá levar a que se formem filas de espera na via em que ocorrem as obras a montante do nó que serve de alternativa.

Redução do número de faixas – esta opção, que causa menos perturbação no fluxo normal de tráfego, traduz-se no encerramento parcial da via, podendo levar à redução da velocidade de circulação pois deste modo aumenta-se a densidade de tráfego o que leva os condutores a circular de forma mais cuidadosa.

Redução da velocidade na zona de trabalhos – nos casos em que não existe qualquer diminuição do número de faixas, mas em que existam trabalhos a decorrer por exemplo nas bermas, e de modo a garantir a segurança dos trabalhadores e utentes, é necessário impor uma redução no limite de velocidade. A imposição de um valor limite para a velocidade na zona de trabalhos (V_{lim}^{ZT}), dependendo do volume de tráfego horário, poderá levar à formação de filas de espera na via.

A determinação da densidade de tráfego, e a conseqüente capacidade da via, é realizada em função do tráfego médio horário, do número total de vias (N_{Total}^{Via}) e do número total de vias encerradas na zona de trabalhos (N_0^{ZT}). O número total de faixas abertas é determinado recorrendo à equação (5.43).

$$N_1^{ZT} = N_{Total}^{Via} - N_0^{ZT} \quad (5.43)$$

Onde,

N_1^{ZT} – número total de vias abertas na zona de trabalhos;

N_0^{ZT} – número total de vias encerradas na zona de trabalhos;

N_{Total}^{Via} – número total de vias.

Definiu-se também um parâmetro que permite controlar o tamanho da fila de espera, que é o volume de veículos máximo na fila de espera (n_{max}^{auto}). Este parâmetro possibilita a contabilização de duas situações distintas:

- os utentes, por sua livre iniciativa, a partir de um determinado comprimento da fila de espera, optam por usar o desvio, desde que lhes seja fornecida informação;
- é imposto aos utentes que tomem o desvio.

Por fim, a caracterização do tráfego é completada, através da introdução da distribuição do tráfego. Optou-se por se fazer um estudo horário. Os valores das contagens de tráfego são introduzidos, quando se tratar de vias existentes com dados reais, ou então existe a

possibilidade utilizar três distribuições de tráfego horário que incluem: uma distribuição com dois picos, uma distribuição com um pico e uma distribuição uniforme durante o período diurno.

Seguidamente, na Figura 5.17, são apresentados, para uma melhor perceção visual, os gráficos com as distribuições correspondentes.

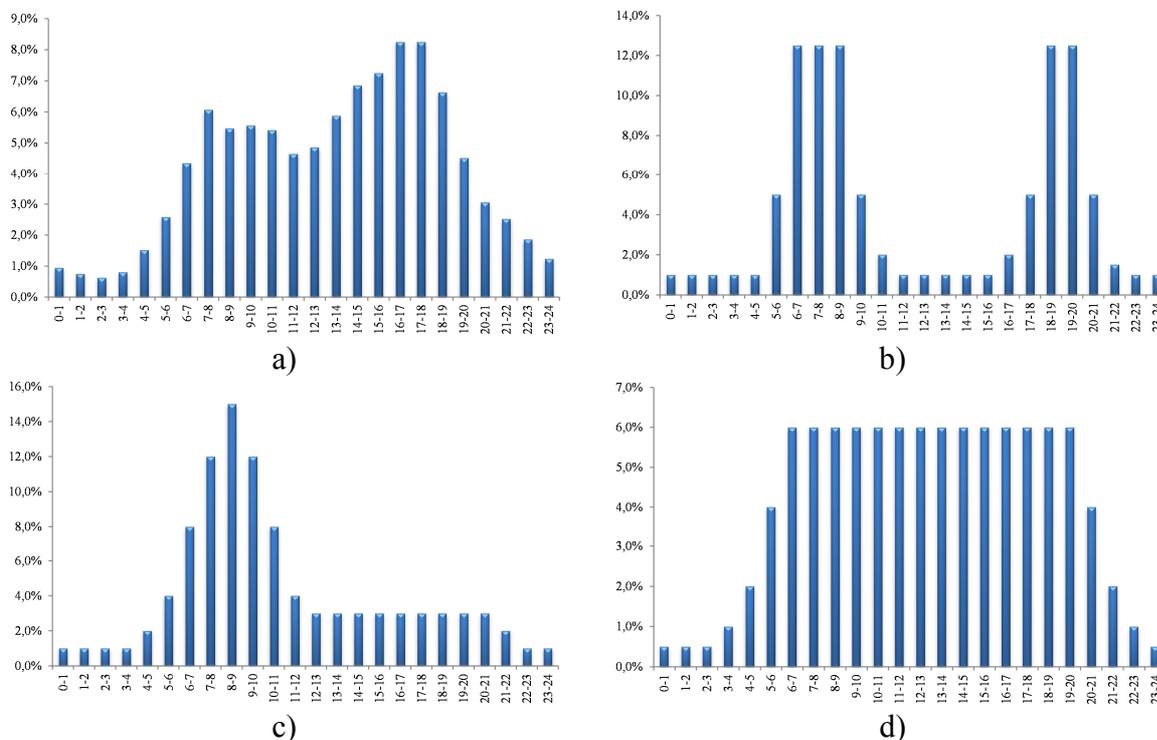


Figura 5.17 – Distribuição de tráfego: c) 1 pico e b) uniforme

Estando definidos os parâmetros relativos ao tráfego, pode-se realizar a quantificação dos custos considerando os volumes de tráfego horários.

5.5.6 Quantificação de custos, de nó a nó da via, no cenário sem perturbações devido às obras

A quantificação dos custos dos utentes é feita considerando um cenário de base, o qual pressupõe a livre circulação de tráfego pela via sem obras. Esta quantificação dos custos permite não só verificar quais os custos que decorrem do usufruto da via, mas também determinar o acréscimo de custos resultante da realização das obras, ou seja, pela imposição de restrição à livre circulação de tráfego.

O estudo é realizado tendo por base o tráfego horário, isto é, o débito horário. O valor da procura horária é calculado pelo produto da percentagem horária da distribuição de tráfego pelo valor do tráfego médio diário.

Segundo TRB (2000), pode-se definir a densidade como sendo o número de veículos por quilómetro num determinado segmento de via. A quantificação da densidade no terreno é uma operação difícil, pois é necessário dispor de locais que permitam registar, fotograficamente ou em vídeo, longas distâncias. Uma alternativa para a determinação da densidade é recorrendo à velocidade média e à procura horária. Este valor pode ser determinado recorrendo à equação (5.44).

$$D = \left(\frac{P_h}{V_{lim}} \right) / N_v \quad (5.44)$$

Onde,

D – densidade [veí/km/via];

P_h – procura horária [veí/h];

V_{lim} – limite de velocidade [km/h];

N_v – número de vias utilizadas.

A capacidade de escoamento das vias foi determinada recorrendo à informação apresentada em TRB (2000). No documento, são fornecidas algumas propriedades básicas, para autoestradas e em função do limite de velocidade, como a densidade máxima, velocidade de serviço, máxima relação volume / capacidade e máxima capacidade de serviço. Estes valores são apresentados na Tabela 5.54.

Tabela 5.54 – Níveis de serviço
(TRB, 2000)

Critério	Nível de serviço				
	A	B	C	D	E
FFS = 75mi/h					
Densidade máxima (veí/mi/f)	11	18	26	35	45
Velocidade máxima (mi/h)	75,0	74,8	70,6	62,2	53,3
Máximo v/c	0,34	0,56	0,76	0,90	1,00
Taxa de serviço máxima (veí/h/f)	820	1350	1830	2170	2400
FFS = 70mi/h					
Densidade máxima (veí/mi/f)	11	18	26	35	45
Velocidade máxima (mi/h)	70,0	70,0	68,2	61,5	53,3
Máximo v/c	0,32	0,53	0,74	0,90	1,00
Taxa de serviço máxima (veí/h/f)	770	1260	1770	2150	2400
FFS = 65mi/h					
Densidade máxima (veí/mi/f)	11	18	26	35	45
Velocidade máxima (mi/h)	65,0	65,0	64,6	59,7	52,2
Máximo v/c	0,30	0,50	0,71	0,89	1,00
Taxa de serviço máxima (veí/h/f)	710	1170	1680	2090	2350
FFS = 60mi/h					
Densidade máxima (veí/mi/f)	11	18	26	35	45
Velocidade máxima (mi/h)	60,0	60,0	60,0	57,6	51,1
Máximo v/c	0,29	0,47	0,68	0,88	1,00
Taxa de serviço máxima (veí/h/f)	660	1080	1560	2020	2300
FFS = 55mi/h					
Densidade máxima (veí/mi/f)	11	18	26	35	45
Velocidade máxima (mi/h)	55,0	55,0	55,0	54,7	50,0
Máximo v/c	0,27	0,44	0,64	0,85	1,00
Taxa de serviço máxima (veí/h/f)	600	990	1430	1910	2250

Segundo TRB (2000), a capacidade de uma via é a taxa horária máxima de veículos que razoavelmente se pode esperar que atravessem um determinado ponto, ou secção uniforme, de uma via durante um determinado período de tempo perante as condições existentes da via, de tráfego e controlo.

A qualidade de serviço proporcionada por uma via é quantificada observando as condições em que os utentes usufruem de uma determinada via. No documento TRB (2000), são definidos seis níveis de qualidade de serviço. Estes variam entre a classificação A e a F. O níveis de

qualidade são definidos em função da velocidade, tempo de percurso, liberdade na realização de manobras, interrupção ao normal fluxo do tráfego e conforto.

A capacidade das vias depende de múltiplos fatores sendo as condições da via um dos principais parâmetros. Segundo TRB (2000), em alguns casos, estes parâmetros afetam algumas medidas de desempenho como a velocidade, não tendo no entanto influência na capacidade ou no fluxo máximo da via. Os parâmetros relacionados com a via são:

- número de vias de rodagem;
- tipo de via e sua envolvente;
- dimensões das vias de rodagem;
- dimensões das bermas;
- velocidade de projeto;
- alinhamentos verticais e horizontais;
- disponibilidade de vias exclusivas para inversão de marcha nos cruzamentos.

Os valores obtidos para os diferentes parâmetros são estabelecidos considerando diferentes condições de base, tais como a existência de boas condições meteorológicas, pavimento em boas condições, utentes familiarizados com a via e sem a existência de impedimentos ao fluxo normal do tráfego. Seguidamente, são apresentadas as condições de base para as vias sem interrupções de tráfego:

- vias com 3,66 metros (12 pés);
- distância média de 1,83 metros entre as vias e as obstruções, ou objetos na berma, mais próximos;
- velocidade escoamento de base de 96 km/h (60 mi/h) para autoestradas com múltiplas vias;
- existência apenas veículos de passageiros no tráfego;
- terreno horizontal;
- inexistência de zonas de ultrapassagem em autoestradas de duas vias;
- inexistência de impedimentos no tráfego devido a dispositivos de controlo de tráfego ou devido a veículos a realizar inversão de marcha.

Segundo TRB (2000), embora a velocidade de circulação seja uma das principais preocupações dos condutores, no que concerne à qualidade do serviço prestado por uma via, existem outros parâmetros que influenciam a perceção de qualidade de serviço dos quais se destacam: a liberdade de realizar manobras no tráfego e a proximidade de outros veículos. Estes parâmetros estão relacionados com a densidade de veículos. Ao contrário do que se verifica com a velocidade, a densidade aumenta com o fluxo de veículos até se atingir a

capacidade da via. Deste modo, a densidade torna-se um dos principais parâmetros de quantificação da qualidade de serviço de uma determinada via.

Seguidamente, são apresentados, de forma expedita, os diferentes níveis de qualidade de serviço admitidos em TRB (2000). Para uma descrição mais detalhada pode-se consultar o documento referido. Da Figura 5.18 à Figura 5.23, são apresentadas ilustrações relativas a cada um dos patamares do nível de serviço, onde se pode observar as variações de velocidade, densidade e taxa de escoamento.

O nível de serviço A, ilustrado na Figura 5.18, representa o escoamento sem restrições, em que os condutores não estão constrangidos para realizar manobras no tráfego. Neste nível de serviço, todos os possíveis incidentes e perturbações ao tráfego são facilmente absorvidos. A densidade de tráfego situa-se entre 0 e 7 veículos de passageiros por quilómetro por via (Garber e Hoel, 2009).



Figura 5.18 – Nível de serviço A
(Garber e Hoel, 2009)

O nível de serviço seguinte, nível de serviço B, representa de uma forma muito razoável um escoamento livre, em que os condutores têm ainda a liberdade de escolher a velocidade de circulação. A possibilidade de se moverem livremente no tráfego é apenas ligeiramente afetada, mantendo-se ainda um nível elevado de conforto físico e psicológico dos utentes. Os efeitos resultantes de pequenos incidentes são ainda facilmente absorvidos. Na Figura 5.19, é apresentada uma ilustração para este nível de serviço. A densidade de tráfego situa-se entre 7 e 11 veículos de passageiros por quilómetro por via (Garber e Hoel, 2009).



Figura 5.19 – Nível de serviço B
(Garber e Hoel, 2009)

Na Figura 5.20, representa-se o escoamento no nível de serviço C. Neste, a velocidade de circulação é, ou anda próxima, da velocidade livre de circulação. A liberdade de realização de manobras no tráfego é já bastante restringida e a mudança de via requer maior atenção e

vigilância por parte dos condutores. Os pequenos incidentes ainda podem ser absorvidos mas a deterioração na liberdade de circulação é considerável. Neste nível, é expectável a formação de filas de espera quando existir um impedimento significativo. A densidade de tráfego situa-se entre 11 e 16 veículos de passageiros por quilómetro por via (Garber e Hoel, 2009).



Figura 5.20 – Nível de serviço C
(Garber e Hoel, 2009)

No nível seguinte, o nível D representado na Figura 5.21, verifica-se uma diminuição da velocidade de circulação, existindo um aumento mais rápido na densidade. A liberdade de realização de manobras no tráfego é bastante restringida, verificando-se também uma redução expressiva nos níveis de conforto físicos e psicológicos. Dado que o espaço para absorver as perturbações é reduzido, é expectável a formação de filas de espera, mesmo quando ocorrem pequenas perturbações ao normal fluxo do tráfego. A densidade de tráfego situa-se entre 16 e 22 veículos de passageiros por quilómetro por via (Garber e Hoel, 2009).



Figura 5.21 – Nível de serviço D
(Garber e Hoel, 2009)

Como se pode ver na Figura 5.22, a densidade de veículos, para o nível de serviço E, é bastante elevada, desenvolvendo-se o escoamento próximo da capacidade máxima da via. A operação neste nível é volátil, pois não há praticamente quaisquer espaços vazios utilizáveis no meio do tráfego. Os veículos circulam muito próximos sendo o espaçamento disponível para a realização de manobras muito exíguo. Qualquer perturbação ao normal fluxo de tráfego, como a entrada de veículos na via ou a mudança de via de veículos, pode provocar perturbações que se propagam a montante da zona do incidente. Com a via na sua capacidade máxima, não existe a possibilidade de dissipar qualquer tipo de perturbação que ocorra, sendo expectável a existência de grandes filas de espera mesmo quando ocorrem pequenas perturbações ao normal fluxo de tráfego. A capacidade de realizar manobras no tráfego é extremamente limitada sendo os níveis de conforto físico e psicológico bastante baixos. A

densidade de tráfego situa-se entre 22 e 28 veículos de passageiros por quilómetro por via (Garber e Hoel, 2009).



Figura 5.22 – Nível de serviço E
(Garber e Hoel, 2009)

Quando as condições de circulação se deterioram ainda mais, a circulação ocorre com permanentes interrupções, formando-se constantes filas de espera. Este nível de serviço (F) ocorre quando o volume de tráfego iguala ou supera a capacidade da via. Quando ocorre este nível de serviço, existe potencial para a formação de enormes filas de espera. Apresenta-se na Figura 5.23 uma ilustração no nível de serviço tipo F. A densidade de tráfego é superior a 28 veículos de passageiros por quilómetro por via (Garber e Hoel, 2009).



Figura 5.23 – Nível de serviço F
(Garber e Hoel, 2009)

De uma forma simplificada, são apresentados na Tabela 5.55 os diferentes níveis de serviço em função da densidade de veículos.

Tabela 5.55 – Definição do nível de serviço
(TRB, 2000)

Nível de serviço	Densidade [veí./km/via]
A	0 – 7
B	7 – 11
C	11 – 16
D	16 – 22
E	22 – 28
F	> 28

A determinação da capacidade de cada via foi feita considerando os valores do limite de velocidade apresentados na Tabela 5.56. Dado que em TRB (2000) se apresentam valores de velocidade entre 75 mi/h e 55 mi/h, aproximadamente entre 120 km/h e 88 km/h, definiram-se

as distribuições, para cada patamar de velocidade, determinando-se depois as equações que permitiram obter os respetivos parâmetros para qualquer velocidade imposta.

Na Tabela 5.56, são apresentadas as relações para o limite de velocidade e a velocidade máxima de circulação para cada nível de serviço. Pode-se constatar que, para os níveis de serviço A e B, as relações entre as referidas velocidades são as mesmas e que, para o nível de serviço E, a velocidade máxima a partir da velocidade de 112 km/h se mantém constante em 85 km/h.

Tabela 5.56 – Relação entre o limite de velocidade e a velocidade máxima de circulação para os níveis de serviço de A a E (TRB, 2000)

Limite de velocidade [km/h]	Velocidade máxima [km/h]				
	Nível de serviço				
	A	B	C	D	E
120	120	120	113	100	85
112	112	112	109	98	85
104	104	104	103	96	84
96	96	96	96	92	82
88	88	88	88	88	80

Na Figura 5.24, são apresentadas as relações entre o limite de velocidade e a velocidade máxima de circulação. Dado que, para o nível de serviço A e B, as relações entre as velocidades são as mesmas, estas são apresentadas em conjunto.

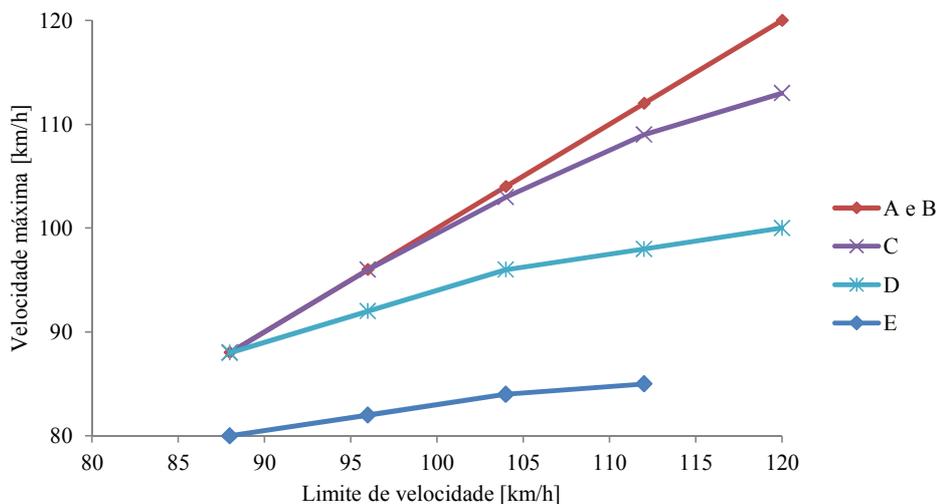


Figura 5.24 – Relação entre o limite de velocidade e a velocidade máxima de circulação para os níveis de serviço de A a E

Com base nos valores da Figura 5.24, determinaram-se as curvas (ou retas) de regressão que se melhor se adaptam aos valores, pois, deste modo, consegue-se estimar a velocidade máxima para qualquer valor do limite de velocidade. O valor de R^2 é muito próximo, ou igual, a 1 para todas as equações determinadas, significando que o ajuste é muito bom. Na Tabela 5.57, são apresentadas as várias equações que permitem determinar o valor da velocidade máxima em cada via em função do limite de velocidade e do nível de serviço.

À semelhança do realizado para a velocidade máxima, para cada via, realizou-se um estudo para a determinação da sua capacidade.

Tabela 5.57 – Relação entre o limite de velocidade e a velocidade de serviço para os níveis de serviço de A a E (TRB, 2000)

Nível de serviço	Velocidade de serviço	R ²
A e B	$V_{ser} = V_{lim}$	1,0000
C	$V_{ser} = -0,01V_{lim}^2 + 2,8768V_{lim} - 87,457$	0,9997
D	$V_{ser} = -0,0067V_{lim}^2 + 1,7679V_{lim} - 15,771$	0,9975
E	$\begin{cases} se V_{lim} \geq 112km/h \rightarrow V_{ser} = 85 \\ se V_{lim} < 112km/h \rightarrow V_{ser} = -0,0039V_{lim}^2 + 0,9937V_{lim} + 22,75 \end{cases}$	0,9966

Na Tabela 5.58, são apresentados os valores da capacidade de uma via para os diferentes níveis de serviço, em função do limite de velocidade. Estes valores, obtidos de TRB (2000), consideram o limite superior do intervalo de valores para a densidade das vias. Da análise da tabela, pode-se constatar que, para os níveis de serviço D e E, a capacidade da via é atingida para a velocidade de 112 km/h.

Tabela 5.58 – Relação entre o limite de velocidade e a capacidade de escoamento para os níveis de serviço de A a E (TRB, 2000)

Limite de velocidade [km/h]	Capacidade da via				
	Nível de serviço				
	A	B	C	D	E
120	513	844	1144	1356	1500
112	481	788	1106	1356	1500
104	444	731	1050	1306	1469
96	413	675	975	1263	1438
88	375	619	894	1194	1406

De modo semelhante ao efetuado para as velocidades máximas de escoamento, são representados, na Figura 5.25, os valores obtidos da capacidade para os diferentes limites de velocidade.

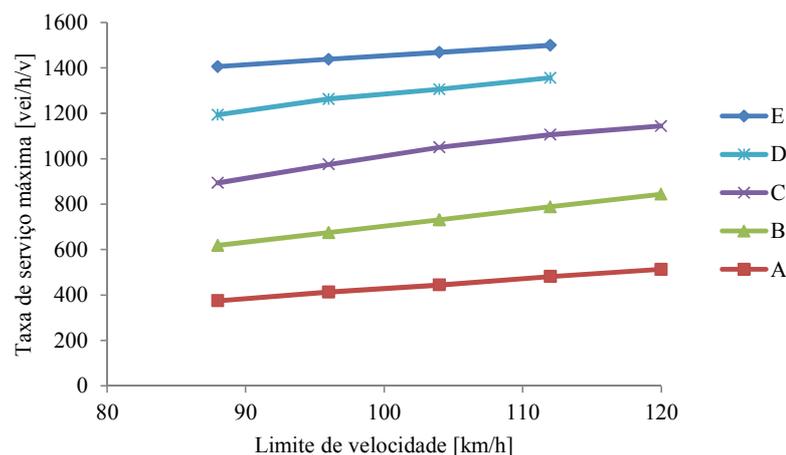


Figura 5.25 – Relação entre o limite de velocidade e a capacidade

De modo a se obter os valores da capacidade, para qualquer valor do limite de velocidade, determinaram-se as curvas de regressão para a capacidade a nível de serviço da via. À semelhança da análise realizada para as velocidades, neste caso determinaram-se as curvas de regressão para os diferentes níveis de serviço; no entanto, para os níveis de serviço E e D, o valor da capacidade está limitado ao valor obtido para o limite de velocidade de 112 km/h.

São apresentadas, na Tabela 5.59, as equações obtidas por regressão adotadas para a determinação da capacidade das vias para os vários níveis de serviço, bem como os respectivos valores de R^2 . Mais uma vez se constata que as equações se ajustam muito bem aos dados pois o valor de R^2 é muito próximo de 1.

Após a determinação da capacidade e da velocidade de escoamento sem restrições (V_{Ser}^{SR}) em função da densidade, é determinado o tempo necessário para que cada veículo atravessasse a via de nó a nó, sem qualquer tipo de interrupção.

Tabela 5.59 – Relação entre o limite de velocidade e a capacidade máxima para os níveis de serviço de A a E (TRB, 2000)

Nível de serviço	Capacidade máxima	R^2
A	$C = 4,3V_{Ser} - 2,0$	0,9991
B	$C = 7,0375V_{Ser} - 0,5$	1,0000
C	$C = -0,01172V_{Ser}^2 + 32,262V_{Ser} - 1039$	0,9996
D	$\begin{cases} se V_{Ser} \geq 112km/h \rightarrow C = 1356 \\ se V_{Ser} < 112km/h \rightarrow C = -0,0742V_{Ser}^2 + 21,456V_{Ser} - 117,75 \end{cases}$	0,9961
E	$\begin{cases} se V_{Ser} \geq 112km/h \rightarrow C = 1500 \\ se V_{Ser} < 112km/h \rightarrow C = -0,0039V_{Ser}^2 + 4,6938V_{Ser} + 1023,2 \end{cases}$	1,0000

O tempo necessário para que cada veículo atravessasse a via de nó a nó, sem qualquer tipo de interrupção é determinado através da equação (5.45). Este representa o tempo da opção base ($t_{nó-nó}^{Base(i)}$) de comparação relativamente às restantes opções.

$$t_{nó-nó}^{Base(i)} = \frac{Ext_{nó-nó}}{V_{Ser}^{SR}} \quad (5.45)$$

O tempo total consumido em cada período horário ($t_{nó-nó}^{base(total)}$) é determinado multiplicando o número total de veículos pelo tempo que cada veículo individualmente despende. Este valor é quantificado recorrendo à equação (5.46).

$$t_{nó-nó}^{Base(Total)} = t_{nó-nó}^{base(i)} \times P_h \quad (5.46)$$

Após a determinação do tempo total, gasto na travessia da via de nó a nó pelos veículos, são determinados os custos de travessia. Este valor servirá de base de comparação com os custos resultantes das perturbações introduzidas no tráfego pelas operações de manutenção.

5.5.7 Quantificação de custos no cenário da existência de perturbações devido às obras

As diferentes opções de manutenção podem ter custos significativos, para além dos custos diretos das obras e técnicas. De facto, estas podem produzir restrições ao normal fluxo de tráfego obrigando a um dispêndio de tempo adicional, bem como fazer com que os utentes optem por, ou sejam obrigados a, conduzir por vias alternativas.

As múltiplas opções relativas aos impedimentos introduzidos na via foram descritas no ponto 5.5.5. Na opção do encerramento total, isto é, obrigando todos os utentes a tomar o desvio, este cálculo não é realizado.

A determinação da velocidade de serviço na zona de trabalhos é realizada com o recurso à determinação do nível de serviço, ou seja, da densidade de veículos. A densidade na zona de trabalhos é determinada através da equação (5.47).

$$D^{ZT} = \left(\frac{P_h}{V_{lim}^{ZT}} \right) / N_1^{ZT} \quad (5.47)$$

Onde,

D^{ZT} – densidade na zona de trabalhos;

P_h – já definido em 5.5.6;

V_{lim}^{ZT} – já definido em 5.5.5;

N_1^{ZT} – já definido em 5.5.5.

Após a determinação da densidade, é definido o nível de serviço em função dos valores referidos na Tabela 5.55. A definição da velocidade de serviço na zona de trabalhos é realizada, em função da densidade de veículos na zona de trabalhos, recorrendo às relações apresentadas na Tabela 5.57. Para a determinação da capacidade da via na zona de trabalhos, procedeu-se do mesmo modo ao realizado no cálculo da capacidade na zona sem qualquer tipo de restrição. Para isso, foram utilizadas as relações apresentadas na Tabela 5.59.

A introdução de restrições ao nível da disponibilidade das faixas pode levar à formação das filas de espera. Isto ocorrerá sempre que a procura horária seja superior ao valor da capacidade de escoamento da via.

Para que se possa detetar a existência de veículos em fila de espera, é calculada, para cada período horário, a taxa de veículos em fila de espera, recorrendo à formulação indicada em NJDOT (2001). O cálculo é realizado recorrendo à expressão (5.48).

$$T_{VFE}^i = P_h^i - C_{ZT}^i \quad (5.48)$$

Onde,

T_{VFE}^i – taxa de veículos em fila de espera para a hora i ;

P_h^i – procura horária relativa à hora i ;

C_{ZT}^i – capacidade da zona de trabalhos para a hora i .

A determinação dos veículos em fila de espera (VFE^i), para cada período horário, é realizada tendo em consideração a taxa de veículos em fila de espera, que representa a diferença entre a capacidade e a procura horária a cada hora, bem como os veículos que não conseguiram ser escoados na hora precedente. O cálculo pode ser realizado recorrendo à expressão (5.49).

$$VFE^i = T_{VFE}^i + VFE^{i-1} \quad (5.49)$$

Quando os valores calculados através da expressão (5.49) são negativos, são truncados para

zero, pois não faz sentido o número total de veículos em fila de espera ser negativo. Introduziu-se também um valor máximo para o número de veículos em fila de espera. Este permite controlar o tamanho da fila de espera, refletindo os hábitos dos utentes pois, quando existe opção e se a fila for muito extensa, alguns podem ponderar em tomar caminhos alternativos.

O efeito da existência de filas de espera, num determinado período horário, é determinado considerando a média entre o número de veículos em espera para esse período horário e o período precedente. O valor médio, $(MVFE^i)$, é determinado recorrendo à equação (5.50).

$$MVFE^i = (VFE^{i-1} + VFE^i) / 2 \quad (5.50)$$

Para que possam ser quantificados os custos para cada período horário, dividiu-se o trajeto dos utentes em três grupos:

- veículos que atravessam a zona de trabalhos;
- veículos que seguem em fila de espera;
- veículos desviados.

Assim, é possível atribuir custos distintos aos diversos utilizadores. Dos veículos que atravessam a zona de trabalhos, é possível que apenas alguns a atravessem numa fila de espera.

A quantificação dos veículos que atravessam a zona de trabalhos é feita considerando o tráfego existente numa determinada hora i e o tráfego remanescente da hora $i-1$. O tráfego remanescente da hora anterior é aquele que não se conseguiu escoar nessa hora. No caso de o número de vias disponíveis ser zero, este valor também o será.

$$VZT^i = VFE^{i-1} + P_h^i \quad (5.51)$$

Onde,

VZT^i – veículos que atravessam a zona de trabalhos na hora i ;

VFE^{i-1} – veículos em fila de espera para a hora $i-1$;

P_h^i – já definido em 5.5.7.

O presente modelo de cálculo apresenta uma limitação a relativa possibilidade de escoamento. Quando existir uma rotura funcional da via, e como a análise é realizada para um período de 24 horas, não é possível determinar os custos. O modelo contempla as situações de circulação sem filas de espera, representada na Figura 5.26, e circulação com filas de espera, representada Figura 5.27, que se dissipam no máximo no período de 24 horas.

Na Figura 5.28, é apresentada a situação de rotura funcional. Neste cenário, nunca é possível escoar todo o tráfego que utiliza a via. Como não é admissível a existência de obras que levem a uma contínua circulação condicionada, admite-se que, nestes casos, tem de existir obrigatoriamente a imposição de restrições à circulação.

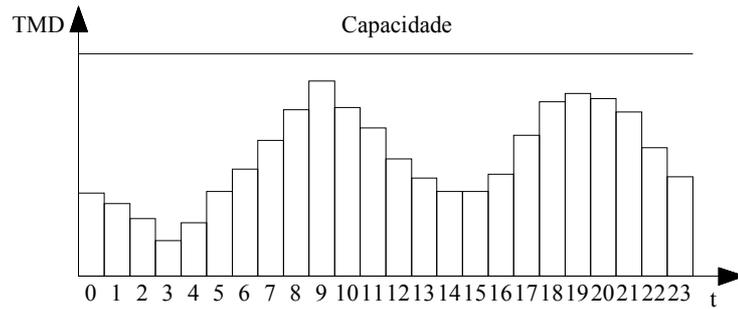


Figura 5.26 – Circulação sem formação de filas de espera

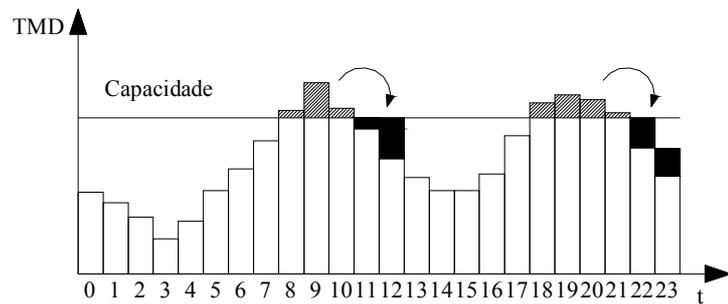
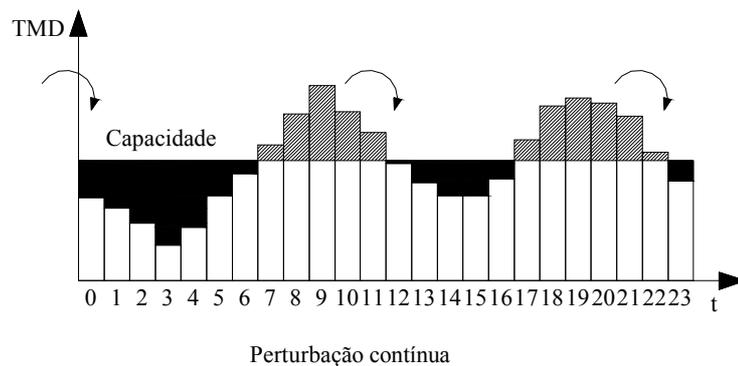


Figura 5.27 – Circulação com formação de filas de espera



Perturbação contínua
Figura 5.28 – Rotura funcional da via

A justificação para a não consideração desta situação é a de que se pretende, com a aplicação deste modelo, reduzir os custos para valores comportáveis. A resolução de um cenário de rotura funcional passará, por exemplo, pela criação / imposição de uma rede com múltiplos desvios alternativos, assunto cujo âmbito extrapola este estudo.

5.5.7.1 Custos de travessia da zona de trabalhos

Seguidamente, é descrita a formulação utilizada para determinar os custos de travessia da zona de trabalhos. São apresentados dois cenários distintos: travessia da zona de trabalhos sem formação de filas de espera e travessia da zona de trabalhos com formação de filas de espera.

Travessia da zona de trabalhos sem formação de filas de espera

A quantificação do tempo total despendido de nó a nó na situação sem formação de filas de espera (T_{SFE}) é feita recorrendo à equação (5.52). O cálculo é realizado determinando o tempo necessário para percorrer o troço da via em que não se faz repercutir o efeito das obras, circulando os veículos à velocidade de serviço sem qualquer tipo de restrição. A este tempo é adicionado o necessário para percorrer a extensão total das obras à velocidade de serviço da zona de trabalhos (V_{ser}^{ZT}).

$$T_{SFE} = \left(\frac{Ext_{nó-nó} - Ext_{ZT}}{V_{ser}^{SR}} + \frac{Ext_{ZT}}{V_{ser}^{ZT}} \right) \quad (5.52)$$

Após a determinação do tempo total de percurso, são determinados os custos relativos ao tempo consumido, os custos de operação dos veículos e os custos de acidente.

Travessia da zona de trabalhos com formação de filas de espera

Quando a procura horária é superior à capacidade da via, formam-se filas de espera, levando a dois custos adicionais: o aumento do tempo gasto na travessia, pois a velocidade de circulação reduz-se significativamente; e os custos relativos ao veículo por estar em situações de para / arranca, isto é, devido à circulação dos veículos em marcha lenta. Segundo NJDOT (2001), o número total de veículos que circulam em fila de espera pode ser determinado recorrendo à equação (5.53).

$$V_{CF}^i = \left(\frac{VFE^i}{T_{VFE}^i} \right) P_h^i + VFE^{i-1} \quad (5.53)$$

Em que,

V_{CF}^i – veículos que circulam em fila de espera na hora i ;

VFE^i , T_{VFE}^i e P_h^i – já definidos em 5.5.7.

Após a determinação do número total de veículos que circulam em fila de espera, são quantificados os custos associados a esta perda de tempo adicional.

A velocidade média da fila de espera, segundo Curry e Anderson (1972), pode ser determinada em função da razão veículos que circulam na via / capacidade da via sem restrições.

Com base na Figura 5.29 determinou-se a curva de regressão que se adapta aos valores. Deste modo, consegue-se estimar a velocidade média de circulação de uma fila de espera, em função do rácio entre os veículos que circulam na via e a capacidade da via sem restrições. A formulação resultante é apresentada na equação (5.54).

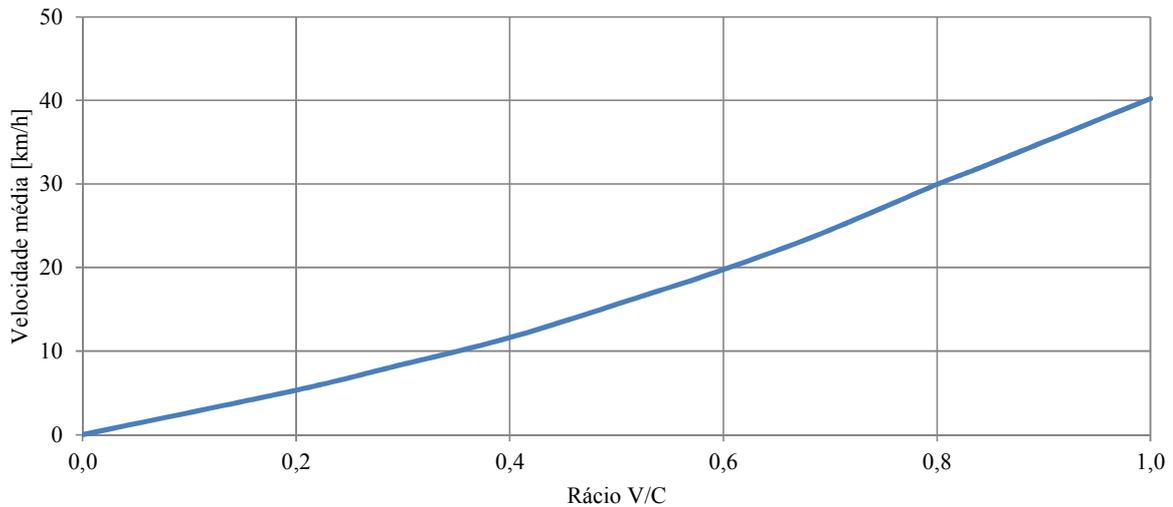


Figura 5.29 – Velocidade média de circulação de uma fila de espera (Curry e Anderson, 1972)

$$\begin{aligned}
 V_{méd}^{FE} = & -44,485 \left(\frac{V_{ser}^{ZT}}{C} \right)^5 + 81,649 \left(\frac{V_{ser}^{ZT}}{C} \right)^4 - 40,631 \left(\frac{V_{ser}^{ZT}}{C} \right)^3 \\
 & + 19,966 \left(\frac{V_{ser}^{ZT}}{C} \right)^2 + 23,733 \left(\frac{V_{ser}^{ZT}}{C} \right)
 \end{aligned} \tag{5.54}$$

O valor de R^2 é igual à unidade, significando que o ajuste é perfeito.

O tamanho da fila de espera é determinado recorrendo à formulação apresentada em NJDOT (2001). O documento refere que o comprimento equivalente de cada veículo em fila de espera ($L_{méd}^V$), em metros, pode ser determinado utilizando as equações (5.55) e (5.56).

$$\begin{cases}
 se\ V_{méd}^{FE} < 9,6 \rightarrow L_{méd}^V = 12,192 \\
 se\ V_{méd}^{FE} \geq 9,6 \rightarrow L_{méd}^V = 7,62 \cdot \frac{V_{méd}^{FE}}{16} + 7,62
 \end{cases} \quad [m] \tag{5.55}$$

$$\tag{5.56}$$

Para velocidades médias inferiores a 9,6 km/h (6 mil/h), o comprimento médio a considerar será de 12,2 metros (40 pés). Quando a velocidade da fila de espera for maior ou igual a 9,6 km/h, deverá considerar-se que o comprimento do veículo será de 7,6 metros (25 pés), devendo-se considerar um comprimento adicional de 7,6 metros (25 pés) por cada aumento de 16 km/h (10 mil/h) na velocidade da fila de espera.

O comprimento total da fila de espera, a cada hora, resulta do produto entre o comprimento médio de cada veículo pelo número total de veículos em fila de espera distribuído pelo número total de vias disponíveis. O cálculo é realizado utilizando a equação (5.57).

$$L_{méd}^{FE} = MVFE \cdot \frac{L_{méd}^V}{N_1^{ZT} \cdot 1000} \tag{5.57}$$

Em que,

$L_{méd}^{FE}$ – comprimento médio da fila de espera [km].

De modo a se poder determinar o acréscimo de tempo gasto devido à existência das filas de espera, são determinados os tempos necessário para percorrer a fila de espera à velocidade sem restrições e à velocidade média da fila de espera. Estes valores são quantificados utilizando as equações (5.58) e (5.59).

$$T_{FE}^{SR} = \frac{L_{méd}^{FE}}{V_{ser}^{SR}} \quad (5.58)$$

$$T_{FE}^{CFE} = \frac{L_{méd}^{FE}}{V_{méd}^{FE}} \quad (5.59)$$

Onde,

T_{FE}^{SR} – tempo necessário para percorrer a fila de espera à velocidade de serviço sem restrições;

T_{FE}^{CFE} – tempo necessário para percorrer a fila de espera à velocidade média da fila de espera;

$V_{méd}^{FE}$ – velocidade média dos veículos em fila de espera;

$L_{méd}^{FE}$ – já definido em 5.5.7.1;

V_{ser}^{SR} – já definido em 5.5.6.

O acréscimo de tempo, para cada período horário, resulta da diferença entre o tempo consumido para percorrer a fila de espera à velocidade média da fila de espera e o tempo consumido para percorrer o mesmo percurso à velocidade de serviço sem restrições.

A perda de tempo média, por veículo em fila de espera, resulta da razão entre o total diário de acréscimo de tempo pelo número total de veículos que circulam em fila durante o dia.

Os custos devidos ao atraso dos utentes que atravessam de nó a nó a zona de trabalhos seguindo em fila de espera são determinados tendo conta três situações de circulação:

- circulação à velocidade sem restrições;
- circulação à velocidade média da fila de espera;
- circulação à velocidade imposta para a zona de trabalhos.

O cálculo é realizado, de acordo com a equação (5.60), onde se quantifica o tempo total como sendo a soma do tempo necessário para percorrer a zona sem qualquer tipo de impedimento à velocidade de serviço sem restrições com o tempo necessário para percorrer a zona de trabalhos à velocidade de serviço para a zona de trabalhos com o tempo necessário para percorrer a fila de espera à velocidade média da fila de espera.

$$T_{CFE} = \left(\frac{Ext_{nó-nó} - Ext_{ZT} - L_{méd}^{FE}}{V_{ser}^{SR}} + \frac{Ext_{ZT}}{V_{ser}^{ZT}} + \frac{L_{méd}^{FE}}{V_{méd}^{FE}} \right) \quad (5.60)$$

Onde,

T_{CFE} – tempo que os utentes demoram a atravessar a via, de nó a nó, com uma zona de trabalhos e com formação de fila de espera;

$Ext_{nó-nó}$ – já definido em 5.5.3;

Ext_{ZT} – já definido em 5.5.3;

$L_{méd}^{FE}$ – já definido em 5.5.7.1;

V_{ser}^{SR} – já definido em 5.5.6;

V_{ser}^{ZT} – já definido em 5.5.7.1;

$V_{méd}^{FE}$ – já definido em 5.5.7.1.

À semelhança do realizado para os custos dos utentes relativos à travessia da zona sem obras, o valor do custo total é determinado multiplicando o custo unitário, do tempo e da distância pela distância percorrida e tempo despendido, para as diferentes classes de veículos ligeiros e pesados. Determinam-se também os custos de acidentes para esta situação de tráfego.

A formação de filas de espera cria perturbações no normal fluxo levando à redução da velocidade e a situações de para / arranca. Os custos envolvidos, os quais são adicionados aos custos determinados anteriormente, são calculados através do produto do tempo médio gasto pelos veículos pelo custo unitário do veículo em funcionamento nestas condições.

Quantificação de custos (nó a nó na via percorrendo o desvio)

Seguidamente, é exposta uma descrição do método aplicado para a determinação dos custos de travessia do desvio.

Para além dos custos mencionados, existe a possibilidade de surgirem custos devido à travessia do desvio. Estes custos ocorrem sempre que os utentes atravessarem o desvio. Recorda-se que os condutores utilizarão o desvio quando se verificar uma das seguintes condições: o número de veículos em fila de espera supera o valor máximo admitido (n_{max}^{Auto}), sendo os veículos encaminhados para o desvio, ou existe um encerramento completo das vias ($N_1^{ZT} = 0$), obrigando a que todo o tráfego circule no desvio.

A quantificação dos custos de travessia do desvio é feita considerando duas situações possíveis:

- o volume de tráfego é reduzido e todo o percurso é realizado sem a formação de filas de espera;
- o volume de tráfego é elevado existindo a formação de filas de espera.

A quantificação dos custos é feita recorrendo aos seguintes parâmetros:

- tipo de via;
- limite de velocidade;
- número de vias disponíveis;
- extensão do desvio.

Os tipos de via que podem ser utilizadas como desvio são:

- autoestrada;
- itinerário principal;
- itinerário complementar;
- estrada nacional;
- estrada municipal;
- arruamento;
- outras vias.

O limite de velocidade é imposto pelo tipo de via utilizada, sendo também necessário, para o cálculo da densidade e respetiva velocidade de serviço, definir o número de vias disponíveis para o escoamento do tráfego.

Os custos relativos à utilização do desvio são determinados realizando um estudo similar ao realizado para a via principal, sendo que nesta via não está prevista a realização de qualquer tipo de trabalhos.

O cálculo dos custos diários é feito com base no estudo horário. A procura horária da via resulta dos veículos desviados da via principal. A densidade é determinada considerando a procura horária do desvio, o limite de velocidade no desvio e o número de faixas disponíveis para que se processe o escoamento do tráfego. O cálculo é realizado utilizando a equação (5.61).

$$D^{DES\bar{V}} = \left(\frac{P_h^{DES\bar{V}}}{V_{lim}^{DES\bar{V}}} \right) / N_v^{DES\bar{V}} \quad (5.61)$$

Onde,

$D^{DES\bar{V}}$ – densidade no desvio [veí/km/via];

$P_h^{DES\bar{V}}$ – procura horária no desvio [veí/h];

$V_{lim}^{DES\bar{V}}$ – limite de velocidade no desvio [km/h];

$N_v^{DES\bar{V}}$ – número de vias utilizadas no desvio.

Após a determinação do nível de serviço da via, são calculadas as velocidades de serviço. O cálculo da velocidade de serviço no desvio é feito em função do tipo de via. A determinação da velocidade de serviço no desvio é feita em função do tipo de via. Se a via utilizada como desvio for uma autoestrada ou um itinerário principal, o cálculo é realizado recorrendo às relações entre o limite de velocidade e a velocidade de serviço em função do nível de serviço, referidas na Tabela 5.57. Nos restantes casos, ou seja, quando as vias que servem de caminho alternativo sejam estradas com classificação igual ou inferior a itinerário complementar, a velocidade de serviço é determinada recorrendo à relação indicada na Figura 5.30.

Quando a via alternativa é uma autoestrada ou um itinerário principal, são adotados os valores da Tabela 5.57 e da Tabela 5.59 para a velocidade de serviço e capacidade máxima, respetivamente. A Figura 5.30 mostra que a variação da velocidade média de circulação com o fluxo de tráfego é linear, qualquer que seja o valor do limite de velocidade (Garber e Hoel, 2009).

Da Figura 5.30, e convertendo a velocidade para km/h, pode-se determinar a velocidade de serviço no desvio, admitida igual à velocidade média de circulação, recorrendo à equação (5.62).

$$V_{ser}^{DESV} = V_{lim}^{DESV} - 0,01088P_h^{DESV} \quad (5.62)$$

Em que,

V_{ser}^{DESV} – velocidade de serviço no desvio [km/h];

V_{lim}^{DESV} e P_h^{DESV} – já definidos em 5.5.7.1.

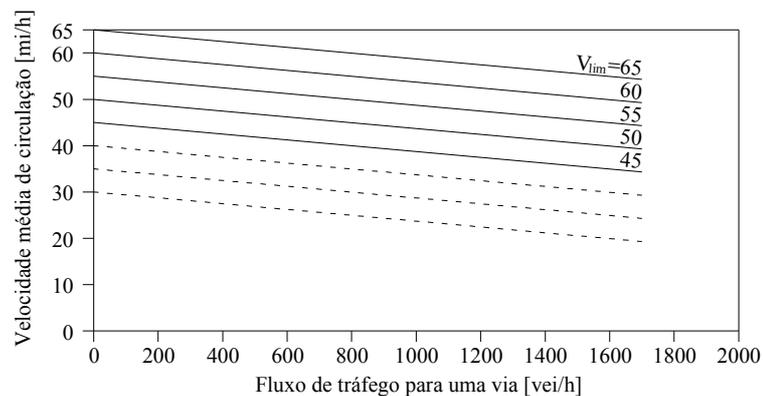


Figura 5.30 – Determinação da velocidade média de circulação em função do fluxo de tráfego e da velocidade máxima de circulação

Os valores adotados são os relativos, segundo a classificação definida em TRB (2000), a autoestradas rurais de uma faixa de rodagem com uma via de circulação em cada sentido. Como se pode ver na Figura 5.31, o perfil considerado no manual é muito semelhante ao perfil de alguns itinerários complementares, estradas nacionais e municipais.

Segundo Garber e Hoel (2009), a capacidade máxima para este tipo de vias é de 1700 ve/h/v.



Figura 5.31 – Faixa de rodagem de autoestrada rural com duas vias
(Garber e Hoel, 2009)

A capacidade total resulta do produto entre a capacidade da via e o número total de vias disponíveis. Para que se possa detetar a existência de veículos em fila de espera, à semelhança do realizado para a via principal, é calculada, para cada período horário, a taxa de veículos em fila de espera. O cálculo é realizado recorrendo à expressão (5.63).

$$(T_{VFE}^{DESV})^i = (P_h^{DESV})^i - (C^{DESV})^i \quad (5.63)$$

Onde,

$(T_{VFE}^{DESV})^i$ – taxa de veículos em fila de espera no desvio a cada hora;

$(P_h^{DESV})^i$ – procura horária no desvio por hora;

$(C^{DESV})^i$ – capacidade da zona de trabalhos para a hora i .

A determinação dos veículos em fila de espera no desvio $(VFE^{DESV})^i$, para cada período horário, é feita tendo em consideração a taxa de veículos em fila de espera no desvio, que representa a diferença entre a capacidade e a procura horária a cada hora nesse troço, bem como os veículos que não conseguiram ser escoados na hora precedente. O cálculo pode ser feito recorrendo à expressão (5.64). Neste caso, limitou-se também o valor inferiormente a zero, pois valores de veículos em fila de espera negativos não têm significado físico.

$$(VFE^{DESV})^i = (T_{VFE}^{DESV})^i + (VFE^{DESV})^{i-1} \quad (5.64)$$

Após a determinação dos valores horários de veículos em fila de espera, determinou-se o valor médio recorrendo à equação (5.65).

$$(MVFE^{DESV})^i = [(VFE^{DESV})^{i-1} + (VFE^{DESV})^i]/2 \quad (5.65)$$

5.5.7.2 Custos de travessia do desvio

Para a determinação destes custos, são apresentados dois cenários: travessia do desvio sem a formação de filas de espera e a travessia do desvio com a formação de filas de espera.

Travessia do desvio pelos veículos sem formação de filas de espera

A quantificação do tempo total gasto de nó a nó do desvio na situação em que não haja lugar à formação de filas de espera (T_{SFE}^{DESV}) é feita recorrendo à equação (5.66). O cálculo é realizado determinando o tempo necessário para percorrer o troço da via, em que não se faz repercutir o efeito das obras, circulando os veículos à velocidade de serviço sem qualquer tipo de restrição.

$$T_{SFE}^{DESV} = \left[\frac{Ext_{nó-nó}^{DESV}}{V_{ser}^{DESV}} \right] \quad (5.66)$$

Em que,

T_{SFE}^{DESV} – tempo total gasto, de nó a nó do desvio, na situação em que não haja lugar à formação de filas de espera [h];

$Ext_{nó-nó}^{DESV}$ – extensão pelo desvio de nó a nó;

V_{ser}^{DESV} – já definido em 5.5.7.1.

Após a determinação do tempo total de percurso, são calculados os custos relativos ao tempo consumido bem como os custos de operação dos veículos.

Quando a procura supera a capacidade da via, há lugar à formação de filas de espera dando origem a custos adicionais.

Travessia do desvio pelos veículos com formação de filas de espera

Por paralelismo com o descrito no ponto 5.5.7.1, para a quantificação destes custos, é primeiramente necessário determinar o número de veículos em fila de espera. O número total de veículos que circulam em fila de espera no desvio pode ser determinado usando a equação (5.67).

$$(V_{CF}^{DESV})^i = \left[\frac{(VFE^{DESV})^i}{(T_{VFE}^{DESV})^i} \right] \cdot (P_h^{DESV})^i + (VFE^{DESV})^i \quad (5.67)$$

Em que,

$(V_{CF}^{DESV})^i$ – veículos que circulam, no desvio, em fila de espera, na hora i ;

$(VFE^{DESV})^i$, $(T_{VFE}^{DESV})^i$ e $(P_h^{DESV})^i$ – já definidos em 5.5.7.1.

Após a determinação do número total de veículos em fila de espera, é feito um estudo para caracterizar a fila de espera, tendo em conta os seguintes parâmetros: capacidade, velocidade da fila de espera, número médio de veículos em fila de espera, comprimento médio da fila de espera e tempo gasto na travessia da fila impondo diferentes limites de velocidade.

O cálculo do tempo adicional gasto para a travessia da fila de espera é feito considerando o cenário de esta se desenvolver completamente na via principal. Admite-se que, após a entrada

no desvio, a fila o percorre à velocidade de serviço do troço de desvio, existindo formação de fila de espera sempre que a procura ultrapassar a capacidade da via de desvio.

A determinação da velocidade a que circula a fila de espera $(V_{méd}^{DESV})^{FE}$ é realizada considerando a razão volume / capacidade com o recurso à equação (5.54).

À semelhança da quantificação da perda de tempo devido à existência das filas de espera na via em obras, a determinação do tamanho da fila de espera é feita segundo as equações (5.68) e (5.69).

$$\left\{ \begin{array}{l} se (V_{méd}^{DESV})^{FE} < 9,6 \rightarrow L_{méd}^V = 12,192 \\ se (V_{méd}^{DESV})^{FE} \geq 9,6 \rightarrow L_{méd}^V = 7,62 \cdot \frac{(V_{méd}^{DESV})^{FE}}{16} + 7,62 \end{array} \right. \quad [m] \quad (5.68)$$

$$(5.69)$$

O comprimento total da fila de espera a cada hora resulta do produto do comprimento médio de cada veículo pelo número total de veículos em fila de espera distribuído pelo número total de vias disponíveis. O cálculo é realizado utilizando a equação (5.70).

$$(L_{méd}^{DESV})^{FE} = MVFE^{DESV} \cdot \frac{L_{méd}^V}{N_v^{DESV} \cdot 1000} \quad (5.70)$$

Onde,

$(L_{méd}^{DESV})^{FE}$ – comprimento médio da fila de espera devido ao desvio [km].

De modo a se poder determinar o acréscimo de tempo gasto devido à existência das filas de espera, são determinados os tempos necessário para percorrer a fila de espera, à velocidade de serviço sem restrições, e à velocidade média da fila de espera. Estes valores são quantificados utilizando as equações (5.71) e (5.72).

$$(T_{FE}^{DESV})^{SR} = \frac{(L_{méd}^{DESV})^{FE}}{V_{ser}^{SR}} \quad (5.71)$$

$$(T_{FE}^{DESV})^{CFE} = \frac{(L_{méd}^{DESV})^{FE}}{(V_{méd}^{DESV})^{FE}} \quad (5.72)$$

Onde,

$(T_{FE}^{DESV})^{SR}$ – tempo necessário para percorrer a fila de espera, devido à existência do desvio, à velocidade de serviço sem restrições;

$(T_{FE}^{DESV})^{CFE}$ – tempo necessário para percorrer a fila de espera, devido à existência do desvio, à velocidade média da fila de espera;

$(L_{méd}^{DESV})^{FE}$ e $(V_{méd}^{DESV})^{FE}$ – já definidos em 5.5.7.2.

V_{ser}^{SR} – já definido em 5.5.7.2.

O acréscimo de tempo para cada período horário resulta da diferença entre o tempo consumido para percorrer a fila de espera à velocidade média da fila de espera e o tempo consumido para percorrer o mesmo percurso à velocidade de serviço sem restrições.

A perda de tempo média por veículo em fila de espera é determinada pela razão entre o total diário de acréscimo de tempo e o número total de veículos que circulam em fila durante o dia.

A quantificação dos custos devidos ao atraso dos utentes que atravessam de nó a nó o desvio seguindo em fila de espera é feita tendo em conta as seguintes duas situações de circulação:

- circulação à velocidade sem restrições;
- circulação à velocidade média da fila de espera.

A determinação do tempo total de travessia é feita utilizando a equação (5.73). O tempo total de travessia é determinado através da soma do tempo necessário para percorrer o desvio à velocidade de serviço do mesmo com o tempo adicional gasto para percorrer a extensão da fila de espera. O tempo adicional para percorrer a fila de espera é determinado através do cálculo da diferença entre o tempo gasto para percorrer a fila de espera à velocidade da fila e o tempo consumido à velocidade de serviço da via sem qualquer tipo de restrição.

$$T_{CFE}^{DESV} = \left(\frac{Ext_{nó-nó}^{DESV}}{V_{ser}^{SR}} + \frac{(L_{méd}^{DESV})^{FE}}{(V_{méd}^{DESV})^{FE}} \right) \quad (5.73)$$

Onde,

T_{CFE}^{DESV} – tempo que demoram a atravessar o desvio, de nó a nó, com formação de fila de espera;

$Ext_{nó-nó}^{DESV}$, V_{ser}^{SR} , $(L_{méd}^{DESV})^{FE}$ e $(V_{méd}^{DESV})^{FE}$ – já definidos.

A existência de filas de espera leva a que os utentes sejam forçados a baixar a sua velocidade normal de circulação levando a paragens e situações de para / arranca. Este cenário foi classificado como uma operação de veículos em marcha lenta. Os custos envolvidos na operação dos veículos em marcha lenta são determinados pelo produto do tempo consumido por cada veículo pelo custo horário unitário.

5.5.8 Custos totais diários

Os custos imputados aos utentes devido à existência de obras na via resultam da diferença entre os custos imputados aos utentes na condição de existência de obras na via e os custos que os utentes têm na travessia da via sem qualquer tipo de perturbação devido a obras.

5.6 Considerações finais

Neste capítulo, foram apresentados os diferentes custos que resultam da circulação em vias com e sem obras. Os custos foram determinados para as diferentes classes de veículos consideradas: ligeiros de passageiros; comerciais ligeiros; pesados de mercadorias; e pesados de passageiros.

Foram apresentados diversos modelos de quantificação dos diferentes custos. Foram descritos os custos de operação dos veículos onde se identifica o peso dos diversos elementos que o compõem: combustível; pneus; manutenção e reparação; desvalorização; e operação dos veículos em marcha lenta.

Foi apresentada a formulação utilizada para a determinação dos tempos de percurso nos diferentes cenários de circulação. Foram definidos os custos do tempo utilizando dois métodos de quantificação dos custos: o do vencimento e o do produto interno bruto.

Os custos de acidente foram determinados através da modelação do número de acidentes bem como dos tipos de vítimas resultantes. Estes custos foram determinados recorrendo a dois métodos: o do custo de capital humano e o dos custos globais.

Pode-se constatar que, independentemente da classe dos veículos, os custos de combustível são o principal componente dos custos de operação de veículos. O peso deste parâmetro nos custos totais de operação dos veículos é superior a 50%. O segundo maior custo é o custo de desvalorização seguido, no caso dos veículos ligeiros, quer de passageiros quer de mercadorias, do custo de manutenção e, por fim, o custo dos pneus.

Relativamente aos custos do tempo, através do método de quantificação, observa-se que os valores resultantes da determinação pelo custo do vencimento são cerca de 40% inferiores aos valores determinados pelo método do PIB.

Os valores considerados para os custos de acidente são definidos em função da gravidade do tipo de vítima. Os valores adotados para os custos resultantes de ferimentos graves, leves ou acidentes apenas com danos materiais são iguais independentemente do método de quantificação considerado. O valor unitário considerado para as vítimas mortais é cerca de 10 vezes superior na abordagem utilizando o método dos custos globais relativamente ao valor admitido para o método do custo de capital humano.

No Capítulo 6, é apresentado um caso de estudo de uma ponte onde são quantificados os custos que decorrem da realização de obras. A sua determinação resulta da quantificação dos custos que resultam da existência de obras comparativamente com os custos que decorrem da travessia da obra em circulação sem qualquer impedimento. Os custos quantificados são os custos: de operação dos veículos; do tempo; de acidente; e de portagem.

Os custos são determinados considerando a circulação sem restrições, circulação pela via com obras e desvio parcial ou total do tráfego por via alternativa. De modo a aferir qual a importância de cada parâmetro dos custos dos utentes, são depois realizadas análises de sensibilidade aos seguintes parâmetros: inflação; custo de oportunidade de capital; taxa de crescimento do tráfego; custo do tempo; custos de acidente; taxas de acidente; número de veículos desviados; e utilização do desvio.

Referências bibliográficas do Capítulo 5

AASHTO “*A manual on user benefit analysis of highway and bus transit improvements*”, American Association of State Highway Officials, Washington, D.C., U.S.A., 1977.

Abelson, P.W. “*The economic evaluation of roads in Australia*”, Australian Professional Publications, Sydney, Australia, 1986.

ACAP “Estatísticas do sector automóvel – edição de 2010”, Associação Automóvel de Portugal, 2011.

Adkins, W. G., Ward, A. W., e McFarland, W.F. “*Values of time savings of commercial vehicles*”, NCHRP Report 33, Highway Research Board, Washington D.C., U.S.A., 1967.

ANSR “Ano de 2010. Sinistralidade rodoviária”, Associação Nacional para a Segurança Rodoviária, Observatório de Segurança Rodoviária, 2011.

ANSR “Ano de 2009. Sinistralidade rodoviária”, Associação Nacional para a Segurança Rodoviária, Observatório de Segurança Rodoviária, 2010.

ANSR “Ano de 2008. Sinistralidade rodoviária”, Associação Nacional para a Segurança Rodoviária, Observatório de Segurança Rodoviária, 2009.

ANSR “Ano de 2007. Sinistralidade rodoviária”, Associação Nacional para a Segurança Rodoviária, Observatório de Segurança Rodoviária, 2008.

APS – Associação Portuguesa de Seguradores, 2007. Disponível em <http://www.apseguradores.pt/Site/ContentPrint.jsf?ContentId=394> (acedido a 10 de março de 2012).

Archondo-Callao, R.S. e Faiz, A. “*Estimating vehicle operating costs*”, World Bank Technical Paper n.º 234, The World Bank, Washington, D.C., U.S.A., 1994.

AUSTROADS “*Update of vehicle/road relationships underpinning road user costs and externality costs – Literature review*”, Technical Report AP-T189-11, Austroads, Sydney, Australia, 2011.

AUSTROADS “*Economic evaluation of road investment proposals – Unit values for road user costs at June 2002*”, Publication n.º AP-R241/04, Austroads, Sydney, Australia, 2004.

AUSTROADS “*Cost of personal travel*”, Publication n.º AP-114/94, Austroads, Sydney, Australia, 1994.

Bai, Y. e Li, Y. “*Comparison of characteristics between fatal and injury accidents in the highway construction zones*”, Safety Science, 46(4), 2008, pp. 646-660.

Barros, P. e Garoupa, N. “Avaliação de impacto de normas – Efeitos económicos da Alteração do Artigo 81º do Código da Estrada”, Ministério da Reforma do Estado e da Administração Pública – Comissão para a simplificação Legislativa, Portugal, 2001.

Becker, G. “*A theory of the allocation of time*”, The Economic Journal, 75(299), 1965, pp. 493-517.

Belenky, P. “*Revised departmental guidance on valuation of travel time in economic analysis*”, Memorandum, US Department of Transportation, 2011. Disponível em http://ostpxweb.dot.gov/policy/reports/vot_guidance_092811c.pdf (acedido a 20 de abril de 2012).

Bennett, C.R. “*The depreciation of motor vehicles in New Zealand*”, Occasional Paper, Transit New Zealand, Wellington, New Zealand, 1989.

Bennett, C.R. “*Implementation of RUE*”, Workshop Recommendations, 1995. Disponível em http://www.lpcb.org/lpcb-downloads/isohdm_rue/1995_bennett_implementing_worksh-op-.pdf (acedido a 20 de abril de 2012).

Bennett, C.R. e Greenwood, I.D. “*Modelling road user and environmental effects in HDM-4, Volume 7*”, The Highway Development and Management Series, PIARC, Paris, France, 2001. Disponível em http://www.romdas.com/projects/hdm-4/01-01-11_rue_book_final.pdf (acedido a 30 de outubro de 2011).

Bickel, P., Friedrich, R., Burgess, A., Fagiani, P., Hunt, A., De Jong, G., Laird, J., Lieb, C., Lindberg, G., Mackie, P., Navrud, S., Odgaard, T., Ricci, A., Shires, J. e Tavasszy, L. “*Proposal for harmonised guidelines – HEATCO deliverable 5*”, HEATCO – Developing harmonised European approaches for transport costing and project assessment. Institut für Energiewissenschaft und Rationelle Energieanwendung, Stuttgart, Germany, 2006.

Biggs, D.C. “*ARFCOM – Models for estimating light to heavy vehicle fuel consumption*”, Research Report ARR 152, Australian Road Research Board, Nunawading, Australia, 1988.

Blincoe, L.J., Seay, A.G., Zaloshnja, E., Miller, T.R., Romano, E.O., Luchter, S. e Spicer, R.S. “*The economic impact of motor vehicle crashes 2000*”, DOT HS 809 446, National Highway Traffic Safety Administration, U.S. Department of Transportation, Washington D.C., U.S.A., 2002.

Brito, J. de “*Desenvolvimento de um sistema de gestão de obras de arte em betão*”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1992.

Brownstone, D., Ghosh, A., Golob, T. F., Kazimi, C. e Van Amelsfort, D. “*Drivers willingness-to-pay to reduce travel time: evidence from the San Diego I-15 congestion pricing project*”, Transportation Research Part A, 37(4), pp. 373-387, 2003.

Bushman, R., Chan, J. e Berthelot, C. “*Characteristics of work zone crashes and fatalities in Canada*”, Proceedings of the Canadian Multidisciplinary Road Safety Conference XV, Fredericton, New Brunswick, Canada, 2005.

Cambridge Systematics “*Crashes vs. Congestion – What’s the cost to society?*”, 2008. Disponível em www.aaanewsroom.net/Assets/Files/20083591910.CrashesVsCongestionFull-Rep-ort2.28.08.pdf (acedido a 2 de janeiro de 2011).

Cárdenas, V. “*Medidas de bajo coste*”, Asociación Española de la Carretera (AEC), XIV Simposio Nacional de Vías y Obras de Administración Local, Valencia, España, 1998.

Carpenter, P. e Cenek, P. “*Tyre wear modelling for HDM-4*”, Central Laboratories Report 98-529474 to Transit NZ, Opus Central Laboratories, Lower Hutt, New Zealand, 1999.

Disponível em http://www.lpcb.org/lpcbdownloads/isohdm_rue/1998_carpenter_cenek_tyre_mod-el.pdf (acedido a 20 de fevereiro de 2012).

Chesher, A.D. e Harrison, R. “*Vehicle operating costs: evidence from developing countries*”, World Bank Publications, Johns Hopkins University Press, Maryland, U.S.A., 1987.

Christoforou, Z., Cohen, S. e Karlaftis, M.G. “*Identifying crash type propensity using real-time traffic data on freeways*”, Journal of Safety Research, 42(1), 2011, pp. 43-50.

COBA “*Design manual for roads and bridges. Volume 13: Economic assessment of road schemes, Section 1: The COBA manual*”, Department for Transport, Scottish Executive Development Department, Welsh Assembly Government, Llywodraeth Cynulliad Cymru, The Department for Regional Development, Northern Ireland, 2004.

Council, F., Saloshnja, E., Miller, T. e Persaud, B. “*Crash cost estimates by maximum police-reported injury severity within selected crash geometries*”, Report n.º FHWA-HRT-05-051, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., U.S.A., 2005.

Curry, D.A. e Anderson, D.G. “*Procedures for estimating highway user costs, air pollution, and noise effects*”, Report n.º 133, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A., 1972.

Daniels, S., Brijs, T., Nuyts, E. e Wets, G. “*Extended prediction models for crashes at roundabouts*”, Safety Science, 49(2), 2011, pp. 198-207.

de Donnea, F.X. “*Consumer behaviour, transport mode choice and value of time: Some micro-economic models*”, Regional and Urban Economics, 1(4), 1972, pp. 355-382.

DfT “*The COBA manual. Volume 13 – Economic assessment of road schemes. PART 2 – The valuation of costs and benefits*”, Department for Transport, U.K., 2004. Disponível em <http://www.dft.gov.uk/publications/coba-11-user-manual/> (acedido a 10 de outubro de 2011).

DfT “*Values of time and operating costs*”, Department for Transport, Transport Analysis Guidance, U.K., 2007. Disponível em <http://www.dft.gov.uk/webtag/documents/expert/pdf/unit3.5.6.pdf> (acedido a 24 fevereiro de 2012).

DGEG “*Vendas mensais de combustíveis em Portugal 2011*”, Direção Geral de Energia e Geologia, 2011. Disponível em <http://www.dgge.pt?cr=12150> (acedido a 12 de fevereiro de 2012).

Dionne, G. e Lanoie, P. “*How to make a public choice about the value of a statistical life: The case of road safety*”, Ecole des Hautes Etudes Commerciales, Montreal, Canada, 2002. Disponível em http://www.hec.ca/iea/cahiers/2002/iea0204_pl.pdf (acedido a 10 de março de 2012).

FHWA “*1997 Federal highway cost allocation study*”, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation, 1997. Disponível em <http://www.fhwa.dot.gov/policy/hcas/final/five.htm> (acedido a 20 de janeiro de 2012).

FMI “*World economic outlook database*”, Fundo Monetário Internacional, 2011. Disponível em <http://www.imf.org/external/data.htm>, página consultada a 14 de Janeiro de 2012.

FRACC “*Jóvenes y conducción: Un derecho y una responsabilidad*”, Fundación RACC Automóvil Club, Comisión de expertos para el estudio de la problemática de los jóvenes y la seguridad vial, Informe de conclusiones y recomendaciones, Sevilla, España, 2007.

Garber, N.J. e Woo, T.H. “*Accident characteristics at construction and maintenance zones in urban areas*”, VTRC 90-R12, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, U.S.A., 1990.

Garber, N.J. e Zhao, M. “*Crash characteristics at work zones*”, VTRC 02-R12, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, Virginia, U.S.A., 2002.

Garber, N.J. e Hoel, L.A. “*Traffic & highway engineering*”, CENGAGE Learning, University of Virginia, Virginia, U.S.A., 2009.

GEPA “*Sistema de gestão da conservação. Sistema de custos dos utentes*”, Gestão de Pavimentos, Lda., *JAE – Contrato 4915*, Lisboa, 1995.

Golob, T.F., Recker, W. e Pavlis, Y. (2008) “*Probabilistic models of freeway safety performance using traffic flow data as predictors*”, *Safety Science* 46(9), 2008, pp. 1306-1333.

Gillespie, J.S. “*Estimating user costs as a basis for incentive/disincentive amounts in highway construction contracts*”, VTRC 98-12, Virginia Transportation Research Council, Virginia Department of Transportation, Virginia, U.S.A., 1998.

Hall, J.W. e Lorenz, V.M. “*Characteristics of construction-zone accidents*”, *Transportation Research Record* 1230, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A., 1989, pp. 20-27.

Hall, K.T., Correa, C.E., Carpenter, S.H. e Elliot, R.P. “*Rehabilitation strategies for highway pavements*”, NCHRP Web Document 35 (Project C1-38): Contractor’s Final Report, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, 2001. Disponível em http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_w35-a.pdf (acedido a 20 de dezembro de 2012).

Haning, C.R. e McFarland, W.F. “*Value of time saved to commercial motor vehicles through use of improved highways*”, *Bulletin* n.º 23, College Station, Texas A & M University, Texas Transportation Institute, Texas, U.S.A., 1963.

Hanley, P.F. “*Using crash costs in safety analysis*”, Public Policy Center, The University of Iowa, Iowa, U.S.A., 2004.

INE “*Orçamentos familiares – Inquérito às despesas das famílias – 2005 / 2006*”, Instituto Nacional de Estatística, 2008. Disponível em http://www.ine.pt/ngt_server/attachfileu.jsp?look_parentBoui=27002155&att_display=n&att_download=y (acedido a 9 de fevereiro de 2012).

INE “*Produto interno bruto a preços correntes*”, Instituto Nacional de Estatística, 2011. Disponível em http://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=cn_quadros&boui=953-74978, (acedido a 14 de janeiro de 2012).

InIR “Relatório de tráfego na rede nacional de autoestradas 2010”, Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, I.P., 2011a.

InIR “Rede transeuropeia de transportes: Caracterização e evolução da componente rodoviária”, Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias, 2011b.

Jun, J. e Lim, I.K. “*A potential congestion severity measure from the per cent of congestion and the duration of continuous congestion*”, Proceedings of the 87th TRB Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington D.C., U.S.A., 2008.

Kawamura, K. “*Perceived value of time for truck operators*”, Transportation Research Record 1725, Transportation Research Board, Washington D.C., U.S.A., 2000.

Khattak, A.J., Khattak, A.J. e Council, F.M. “*Effects of work zone presence on injury and non-injury crashes*”, Accident Analysis and Prevention, 34(1), 2002, pp. 19-29.

Levine, N. e Wachs, M. “*Factors affecting vehicle occupancy measurement*”, UCTC n.º350, University of California Transportation Center, Berkeley, U.S.A., 1996.

Lewis, D.L. “*Road user and mitigation costs in highway pavement projects*”, NCHRP Synthesis 269, National Cooperative Highway Research Program, National Research Council, Transportation Research Board, Washington D.C., U.S.A., 1999.

Lopes, S.A. e Cardoso, J.L. “*Accident prediction models for Portuguese motorways*”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007.

Lord, D., Manar, A. e Vizioli, A. “*Modelling crash-flow-density and crash-flow-V/C ratio relationships for rural and urban freeway segments*”, Accident Analysis and Prevention, 37(1), 2005, pp. 185-199.

MacDonald, R.A. “*The depreciation component in vehicle operating costs: a review of existing methods of estimation*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Department of Transportation and Highway Engineering, University of Birmingham, U.K., 1987.

Macedo, A., Cardoso, J., Arsénio, E., Dionísio, A. e Silva, A. “Participação do LNEC nos estudos sobre imputação dos encargos pela utilização das infraestruturas (Segundo Relatório). Relatório 59/00”, Núcleo de Tráfego e Segurança Rodoviária, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2000.

MAI “Sinistralidade rodoviária 2006, elementos estatísticos”, Ministério da Administração Interna, Direção geral de viação, Observatório de Segurança rodoviária, 2007.

MAI “Sinistralidade rodoviária 2005, elementos estatísticos”, Ministério da Administração Interna, Direção geral de viação, Observatório de Segurança rodoviária, 2006.

MAI “Sinistralidade rodoviária 2004, elementos estatísticos”, Ministério da Administração Interna, Direção geral de viação, Observatório de Segurança rodoviária, 2005.

MAI “Sinistralidade rodoviária 2003, elementos estatísticos”, Ministério da Administração Interna, Direção geral de viação, Observatório de Segurança rodoviária, 2004.

MAI “Sinistralidade rodoviária 2002, elementos estatísticos”, Ministério da Administração Interna, Direção geral de viação, Observatório de Segurança rodoviária, 2003.

MAI “Sinistralidade rodoviária 2001, elementos estatísticos”, Ministério da Administração Interna, Direção geral de viação, Observatório de Segurança rodoviária, 2002.

Marchesini, P. e Weijermars, W. “*The relationship between road safety and congestion on motorways*”, SWOV publication R-2010-12, Institute for Road Safety Research, Leidschendam, Netherlands, 2010.

Martin, J.-L. “*Relationship between crash rate and hourly traffic flow on interurban motorways*”, *Accident Analysis and Prevention*, 34, 2002, pp. 619-629.

Miller, T.R. “*Variations between countries in values of statistical life*”, *Journal of Transport Economics and Policy*, 34(2), 2000, pp. 169-188.

Miller, T.R., Douglass, J.B. e Pindus, N.M. “*Railroad injury: causes, costs, and comparisons with other transport modes*”, *Journal of Safety Research*, 25(4), 1994, pp. 183-195.

Mrozek, J.R. e Taylor, L.O. “*What determines the value of life? A meta-analysis*”, National Bureau of Economic Research (NBER), Summer Policy Workshop, 2001. Disponível em [http://yosemite.epa.gov/ee/epa/erm.nsf/vwAN/EE-0483-08.pdf/\\$file](http://yosemite.epa.gov/ee/epa/erm.nsf/vwAN/EE-0483-08.pdf/$file) (acedido a 23 de março de 2012).

MTSS “Boletim Estatístico – Abril de 2012”, Gabinete de Estratégia e Planeamento, Ministério da Solidariedade e da Segurança Social, Equipa de estatísticas e difusão de indicadores, 2012. Disponível em <http://www.gep.msss.gov.pt/estatistica/be/beabr2012.pdf> (acedido a 4 de maio de 2012).

MUTCD “*Manual on uniform traffic control devices*”, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., U.S.A., 2009.

NDLI “*Modelling road user effects in HDM-4. Final report*”, Asian Development Bank RETA 5549, N.D. Lea International, Vancouver, Canada, 1995.

Nemeth, Z.A. e Migletz, D.J. “*Accident characteristics before, during, and after safety. Upgrading projects on Ohio’s rural interstate system*”, *Transportation Research Record* 672, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A., 1978, pp. 19-23.

NHTS “*2009 National household travel survey*”, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2011. Disponível em <http://nhts.ornl.gov/publications.shtml> (acedido a 20 de março de 2012).

NJDOT “*Road user cost manual*”, New Jersey Department of Transportation, New Jersey, U.S.A., 2001.

NRC “*Automotive fuel economy. How far should we go?*”, National Research Council, National Academy Press, Washington D.C., U.S.A., 1992.

O’Cineide, D., Murphy, J.C. e Ryan, T. “*Interurban accident rates by road type and geometric elements*”, University College Cork, Ireland, 2004.

Odgaard, T., Kelly, C.E. e Laird, J.J. “*Current practice in project appraisal in Europe – Analysis of country reports – HEATCO Work Package 3*”, HEATCO – Developing harmonised European approaches for transport costing and project assessment. Institut für Energiewissenschaft und Rationelle Energieanwendung, Stuttgart, Germany, 2005.

ODOT “*The value of travel-time: Estimates of the hourly value of time for vehicles in Oregon 2003*”, Oregon Department of Transportation, Policy and Economic Analysis Unit, 2004. Disponível em http://www.oregon.gov/ODOT/TD/EA/reports/Value_of_Travl-Time_20-03.pdf?ga=t (acedido a 4 de abril de 2012).

OMS “*World report on road traffic injury prevention*”, World Health Organization, Geneva, Switzerland, 2004.

Parry, I.W.H. “*Comparing alternative policies to reduce traffic accidents*”, Journal of Urban Economics, 54(2), 2004, pp. 346-368.

Pigman, J.G. e Agent, K.R. “*Highway accidents in construction and maintenance work zone*”, Transportation Research Record 1270, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A., 1990, pp. 12-21.

Quack, D. “*Prices and life cycle costs of comparable energy efficient products in Europe*”, Oeko-Institut e.V., 2011. Disponível em http://www.topten.info/upload-s/File/Deliverables%20Plus/D7%20WP4_LCC_EnEffProd.pdf (acedido a 2 de março de 2012).

Rouphail, N.M., Yang, Z.S. e Frazio, J. “*Comparative study of short- and long-term urban freeway work zones*”, Transportation Research Record, 1163, Transportation Research Board, Washington, D.C., U.S.A., 1988, pp. 4-14.

RSA “*Road safety strategy, 2007-2012*”, Road Safety Authority, Ireland, 2007. Disponível em http://www.rsa.ie/documents/road%20safety/rsa_strategy_eng_s.pdf (acedido a 15 de fevereiro de 2012).

Sabey, B.E. e Staughton, G.C. “*Interacting roles of environment, vehicle and road user in accidents*”, Proceedings of the 5th international conference of the International Association for Accident and Traffic Medicine, London, U.K., 1975.

SafetyNet “*Cost-benefit analysis*”, 2009. Disponível em http://ec.europa.eu/transport/road_safety/specialist/knowledge/pdf/cost_benefit_analysis.pdf (acedido a 29 de março de 2012).

Santos, B. “*Modelação dos custos dos utentes na gestão da estrada*”, Tese de doutoramento, em Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 2007.

Scuffham, P.A. e Langley, J.D. “*A model of traffic crashes in New Zealand*”, Accident Analysis and Prevention, 34(5), 2002, pp. 673-687.

TRB “*Special report 209: Highway Capacity Manual*”, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A., 1985.

TRB “*Highway Capacity Manual 2000*”, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A., 2000.

USDE "Vehicle technologies program", US Department of Energy, 2012. Disponível em http://www1.eere.energy.gov/vehiclesandfuels/facts/2010_fotw613.html (acedido a 26 de fevereiro de 2012).

USDOT "Departmental guidance for the valuation of travel time in economic analysis", US Department of Transportation, Office of the Secretary of Transportation, 1997. Disponível em http://jec.senate.gov/public/?a=Files.Serve&File_id=47e8d8a7-661d-4e6b-ae72-0f183-1dd1-207 (acedido a 15 de março de 2012).

van Beeck, E.F. e Mulder, S. "Measuring the cost of injury in Europe: a review of the state-of-the-art", Report n.º 209, European Consumer Safety Association, Amsterdam, Netherland, 1998.

Viscusi, W.K. "Equivalent frames of reference for judging risk regulation policies", New York University Environmental Law Journal, 3(2), 1995.

Viscusi, W.K. "Value of life", The New Palgrave Dictionary of Economics, Second Edition, Eds. Durlauf S.N. e Blume E., Palgrave Macmillan, 2008.

Walls, J. e Smith, M.R. "Life-cycle cost analysis in pavement design", Publication n.º FHWA-SA-98-079, Interim Technical Bulletin, Federal Highway Administration, Washington D.C., U.S.A., 1998.

Wang, C., Quddus, M.A. e Ison, S.G. "Impact of traffic congestion on road accidents: A spatial analysis of the M25 motorway in England", Accident Analysis and Prevention, 41(4), 2009, pp. 798-808.

Wang, J.-S., Knipling, R.R. e Blincoe, L.J. "Dimensions of motor vehicle crash risk", Journal of Transportation and Statistics, 2(1), 1999, pp. 19-43.

WB "HDM-4 Road Use Costs Model Version 2.00. Documentation", World Bank Technical Documentation, Washington, D.C., U.S.A., 2010.

White, J.A., Case, K.E., Pratt, D.B. e Agee, M.H. "Principles of engineering economic analysis", John Wiley and Sons, Inc., New Jersey, U.S.A., 1998.

WSDOT "Pavement management. Life-cycle cost analysis". Disponível em: <http://training.ce.washington.edu/PGI/>, (acedido a 10 de janeiro de 2012).

Zhou, M. e Sisiopiku, V. "Relationship between volume-to-capacity ratios and accident rates", Journal of the Transportation Research Board, 1581, Transportation Research Record, 1997, pp. 47-52.

CAPÍTULO 6 - Análise de custos de ciclo de vida de uma ponte

6.1 Introdução

Neste capítulo, os modelos desenvolvidos e apresentados são aplicados num caso de estudo. A metodologia adotada consiste na determinação dos custos totais atualizados, para o período de análise, através da quantificação dos custos diretos e dos utentes. A análise desenvolve-se definindo um possível cenário de intervenção. Este cenário considera-se constante independentemente dos materiais e técnicas de reparação admitidas.

A ponte escolhida, para a aplicação da metodologia, está integrada na A25, concessionada pela ASCENDI – Autoestradas das Beiras Litoral e Alta, S.A.. A construção desta ponte foi realizada entre maio de 2004 e julho de 2005.

A autoestrada A25, também denominada de E80, é uma das vias principais do norte do país, pois atravessa transversalmente o país ligando a fronteira de Vilar Formoso ao Oceano Atlântico. Esta via, no seu percurso, liga três capitais de distrito: Guarda, Viseu e Aveiro.

Na Figura 6.1, é apresentado o mapa de Portugal onde se pode verificar a localização da via em estudo.

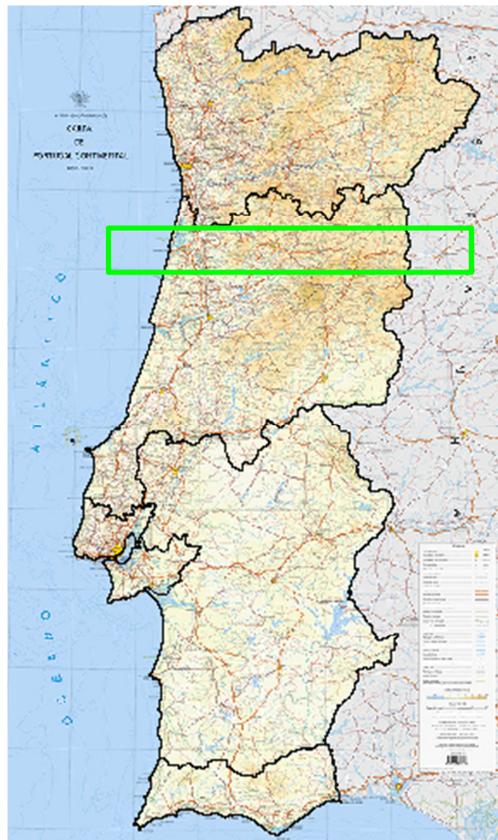


Figura 6.1 – Mapa de Portugal
(fonte: <http://mapas.igeo.pt>, 2012)

Na Figura 6.2, é apresentado um pormenor do traçado da autoestrada A25 onde se destacam as posições relativas das três capitais de distrito referidas.



Figura 6.2 – Autoestrada A25
(fonte: www.maps.google.pt, 2012)

A ponte em estudo localiza-se entre as cidades da Guarda e Viseu, mais precisamente no troço Celorico da Beira (pk. 137+800) / Fornos de Algodres (pk. 125+842) o qual tem uma extensão aproximada de 12,1 km. Na Figura 6.3, é apresentada a localização da ponte, no sublanço Celorico da Beira / Fornos de Algodres.



Figura 6.3 – Localização da ponte sobre a ribeira de Cortiço
(fonte: www.maps.google.pt, 2012)

A construção desta ponte, inserida no processo de duplicação da via para transformação do IP5 na A25, foi realizada a norte e paralelamente à ponte existente sobre a ribeira de Cortiço. Na Figura 6.4, é apresentada a planta da ponte em estudo e da existente.

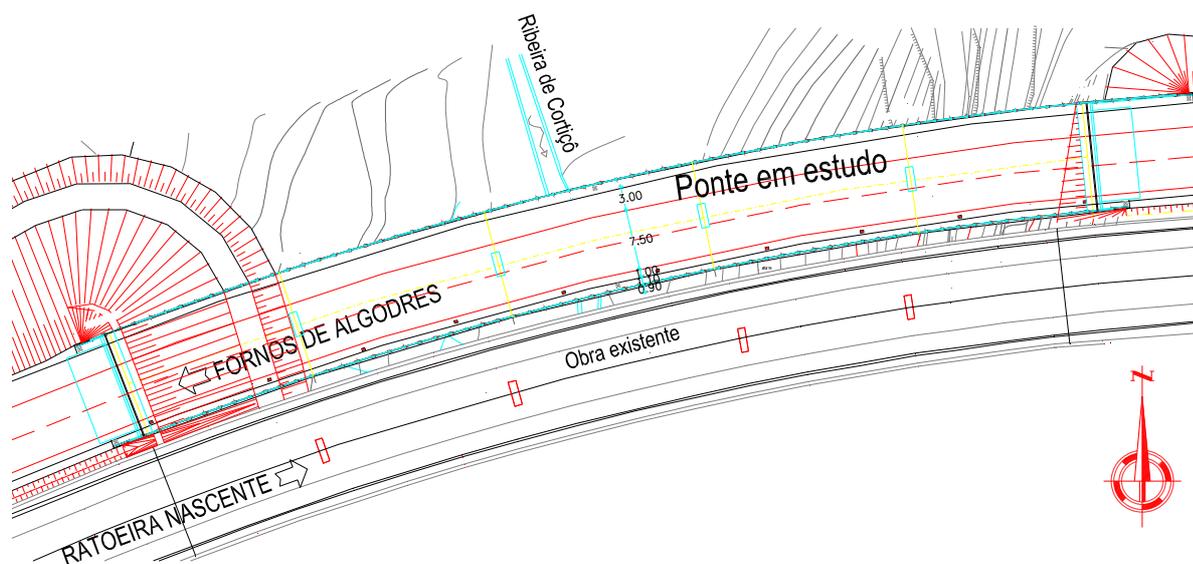


Figura 6.4 – Planta da ponte em estudo
(ASCENDI, 2003)

6.2 Caracterização estrutural

Esta ponte, denominada de ponte 1, localizada na A25, no sublanço Celorico da Beira / Fornos de Algodres, com uma extensão total de 122,00 m, é constituída por cinco vãos (22,00 m + 26,00 m + 26,00 m + 26,00 m + 22,00 m).

Na Figura 6.5, é apresentado o alçado da ponte onde se pode constatar que no terceiro vão existe a ribeira de Cortiçô. Verifica-se que os pilares se encontram fora do leito normal da ribeira, pelo que não constituem um obstáculo ao normal escoamento da água. No entanto, a ponte, segundo a ASCENDI (2003), encontra-se, de acordo com a informação constante no PDM, inserida na área correspondente a leitos dos cursos de água e zonas ameaçadas pelas cheias.

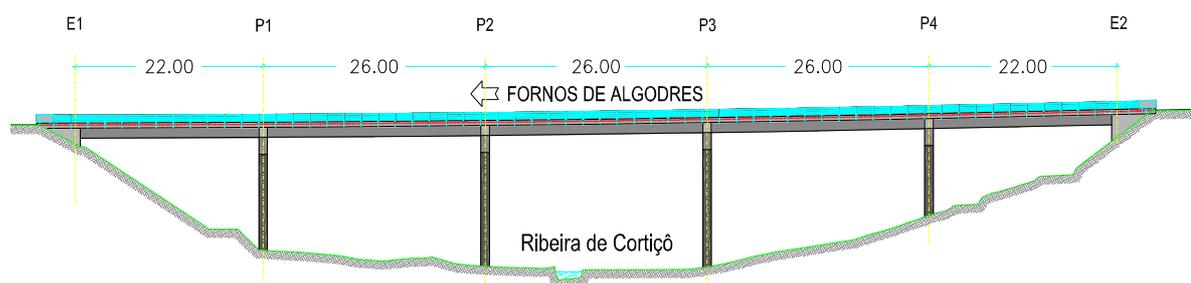


Figura 6.5 – Alçado da ponte 1
(ASCENDI, 2003)

A ponte existente é constituída por um tabuleiro moldado *in-situ*, apoiado em 4 pilares de secção assimilável a retangular e dois encontros. O tabuleiro é composto por duas vigas ligadas por uma laje intermédia que se prolonga para além das vigas, em consola.

O tabuleiro em estudo acompanha, em altimetria e em planimetria, os elementos definidos no projeto viário. As características do eixo da via, na zona em que a ponte se insere, são as seguintes:

- planta – curva circular com raio de 450 m, com sobrelevação constante igual a 7,0%;
- perfil – concordância vertical côncava de raio -5500 m em toda a extensão da obra.

A secção transversal tipo do tabuleiro compreende, conforme exposto na Figura 6.6, a faixa de rodagem, bermas e passeios. Os extremos do tabuleiro são ocupados pelos passadiços de serviço, no exterior e no interior. A zona do passadiço de serviço é constituída pela guarda de segurança, pela passagem de serviço e pelo guarda-corpos.

O tabuleiro, com uma área total de 1671,4 m², é composto por duas vigas, ligadas por uma laje intermédia com 0,30 m de espessura corrente, a qual se prolonga, em consola, para além das vigas, tendo uma espessura de 0,18 m na extremidade. A laje intermédia é dotada de esquadros de reforço com uma espessura máxima, idêntica à máxima espessura das consolas laterais, de 0,38 m.

As vigas longitudinais têm uma altura de 1,50 m e uma largura corrente de 0,75 m (0,70 m na base e 0,80 m junto à laje), aumentando gradualmente para 1,35 m (1,30 m na base e 1,40 m junto à laje) sobre os pilares. Na Figura 6.7 e na Figura 6.8, é apresentada a planta estrutural

onde se pode constatar a variação em planta da largura das vigas, respetivamente nos tramos intermédios e nos tramos extremos.

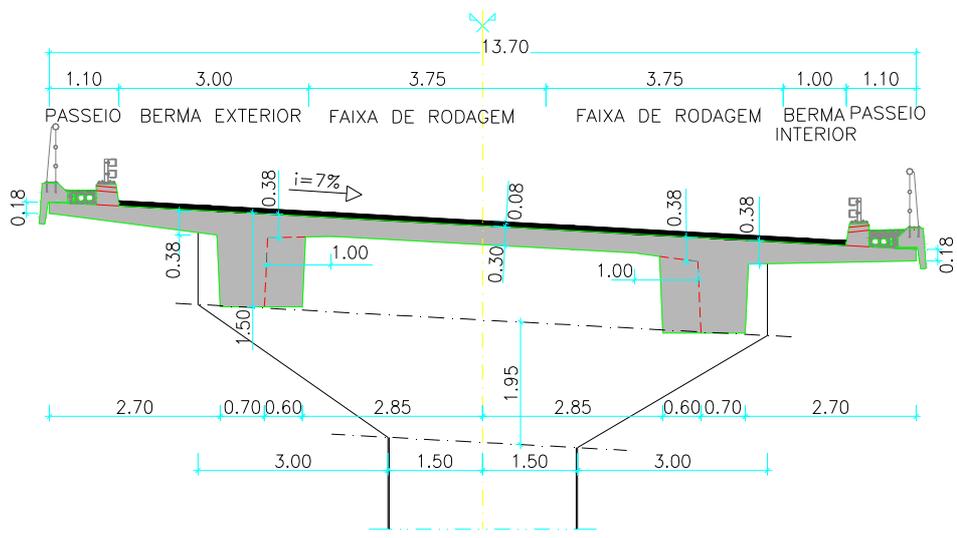


Figura 6.6 – Corte na zona do pilar (ASCENDI, 2003)

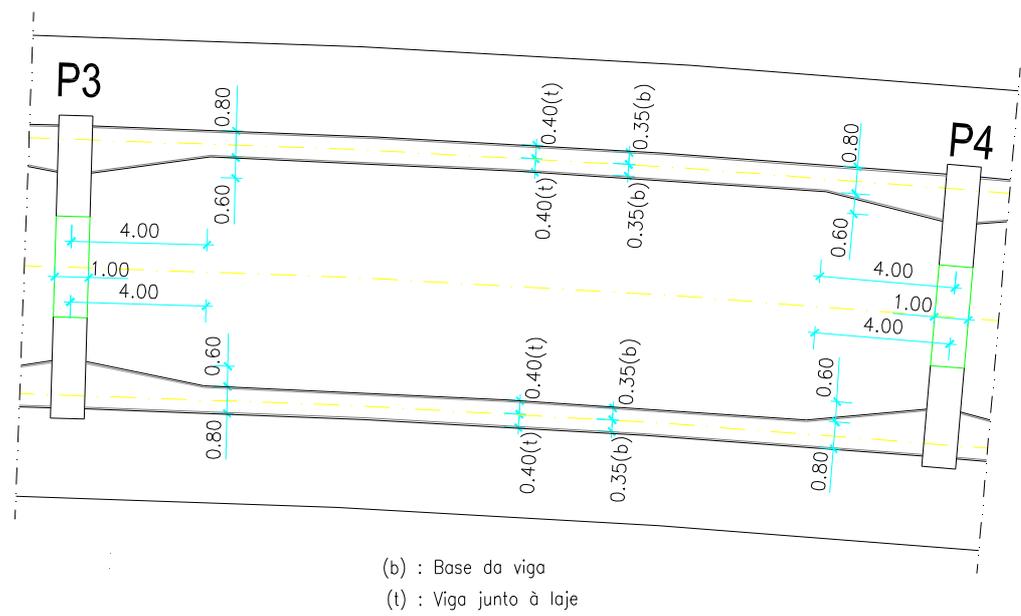


Figura 6.7 – Planta estrutural nos tramos intermédios (ASCENDI, 2003)

O volume de betão do tabuleiro, incluindo vigas, era 882,6 m³ e o peso total das armaduras ordinárias utilizadas foi de 88071 kg, resultando em aproximadamente em 100 kg de aço por metro cúbico de betão.

Todos os pilares têm as mesmas dimensões, existindo um pilar por alinhamento. Têm secção retangular, maciça, com dimensões de 1,00 x 3,00 m², sendo semelhantes aos da ponte existente. A ligação ao tabuleiro é realizada no topo do pilar através de um capitel, pré-esforçado transversalmente, com dimensões em planta de 1,0 x 9,0 m².

A cada viga está associado um aparelho de apoio nos encontros. O sistema de apoio do tabuleiro é materializado por:

- encastramento em todos os pilares;
- aparelhos de deslizamento livre nos encontros.

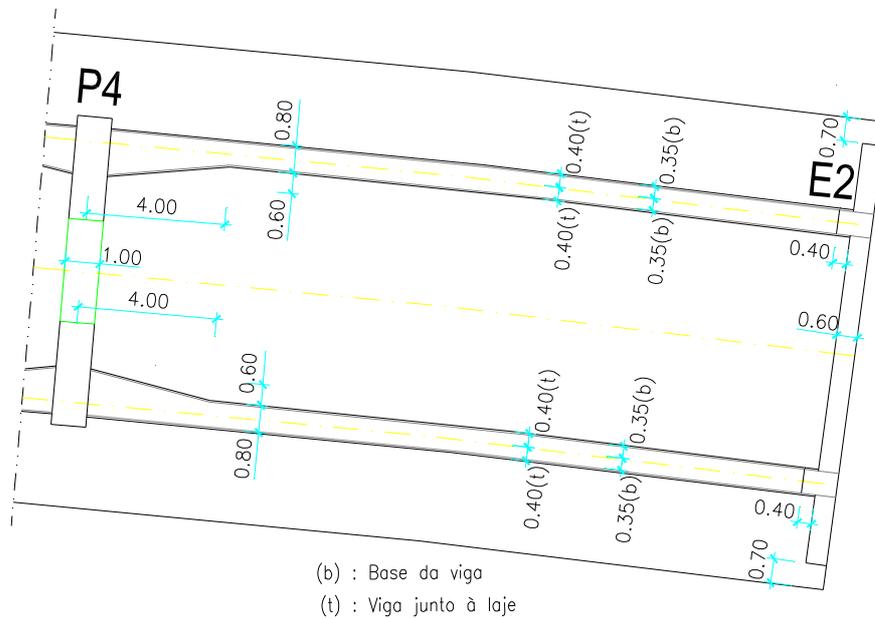


Figura 6.8 – Planta estrutural nos tramos extremos (ASCENDI, 2003)

Na Figura 6.9, é apresentado um corte na zona da carlinga do encontro E2, onde se pode observar, entre outros aspetos, o posicionamento dos aparelhos de apoio.

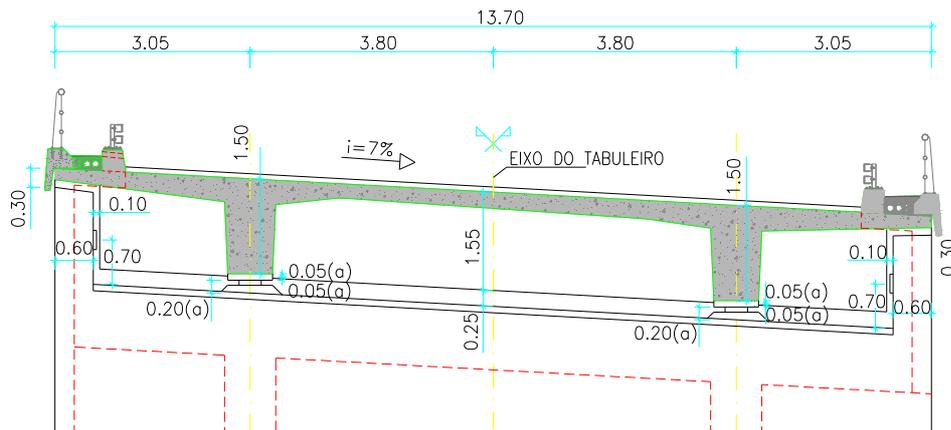


Figura 6.9 – Corte na zona do encontro E2 (ASCENDI, 2003)

Seguidamente é apresentado o faseamento construtivo (ASCENDI, 2003):

- execução do aterro do encontro E1;
- execução das fundações dos pilares e encontros;

- construção dos pilares;
- construção dos encontros até ao topo da viga estribo;
- colocação do cimbre, da cofragem e execução do tabuleiro (operação faseada para cada vão da ponte); no terceiro vão, o cimbre foi projetado, e devidamente protegido, para minimizar interferência na Ribeira de Cortiçô;
- conclusão dos encontros e execução dos aterros finais;
- pavimentação e acabamentos.

6.3 Materiais e recobrimentos

Nas armaduras e peças metálicas, foram utilizados os seguintes materiais:

- armaduras ordinárias das peças de betão armado – aço da classe A500NR;
- guardas e perfis metálicos – aço da classe S235;
- armaduras ativas em cordão – aço da classe $A_p1680 / 1880$.

Os tipos de betão utilizados foram:

- regularização de fundações – C 16 / 20;
- vigas de bordadura – C 20 / 25;
- fundações, encontros e lajes de transição – C 25 / 30;
- nos pilares e tabuleiro – C 30 / 37.

As armaduras foram aplicadas garantindo um recobrimento de:

- tabuleiro – 3 cm;
- pilares, encontros e lajes de transição – 5 cm.

6.4 Caracterização do tráfego

Os custos dos utentes são determinados considerando o tráfego que utiliza a via. Seguidamente são apresentados os valores do tráfego médio horário anual para os anos civis de 2010 e 2011. Os valores fornecidos pela concessionária ASCENDI estão expostos na Tabela 6.1 e na Tabela 6.2. Na Tabela 6.1, é apresentada a distribuição pela classe de veículos ligeiros e pesados para os valores do tráfego médio horário anual no ano civil de 2010.

Tabela 6.1 – Tráfego médio horário anual para o ano civil de 2010
(ASCENDI, 2012a)

Categoria	Mês / Ano civil											
	Jan / 10	Fev / 10	Mar / 10	Abr / 10	Mai / 10	Jun / 10	Jul / 10	Ago / 10	Set / 10	Out / 10	Nov / 10	Dez / 10
% Lig.	75%	73%	72%	76%	74%	74%	77%	85%	76%	76%	73%	77%
% Pes.	25%	27%	28%	24%	26%	26%	23%	15%	24%	24%	27%	23%

Para uma mais fácil perceção da realidade, é apresentado, na Figura 6.10, um gráfico com a distribuição de tráfego pelas duas classes: veículos ligeiros e veículos pesados. Da análise da Figura 6.10, verifica-se que a distribuição de tráfego ao longo de todo o ano é razoavelmente uniforme apresentando, no mês de agosto, menor percentagem de circulação de veículos pesados. A justificação desta distribuição deve-se ao facto de nesse mês o fluxo de veículos ligeiros com matrícula estrangeira ser muito significativa.

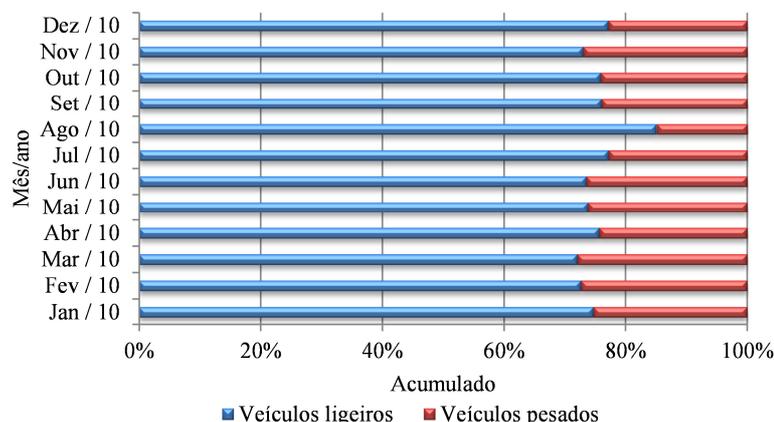


Figura 6.10 – Distribuição de veículos do tráfego médio horário anual para o ano de 2010

À semelhança do realizado para o ano civil de 2010, é apresentado na Tabela 6.2 o tráfego médio horário anual para o ano civil de 2011.

Tabela 6.2 – Tráfego médio horário anual para o ano civil de 2011 (ASCENDI, 2012a)

Categoria	Mês / Ano civil											
	Jan / 11	Fev / 11	Mar / 11	Abr / 11	Mai / 11	Jun / 11	Jul / 11	Ago / 11	Set / 11	Out / 11	Nov / 11	Dez / 11
% Lig.	74%	72%	72%	75%	76%	79%	80%	85%	76%	75%	73%	76%
% Pes.	26%	28%	28%	25%	24%	21%	20%	15%	24%	25%	27%	24%

Pode-se constatar, pela análise da Figura 6.11, que a distribuição apresenta também um pico de veículos ligeiros no mês de agosto. A justificação para este facto, para o ano civil de 2011, é a mesma da apresentada para o ano civil de 2010.

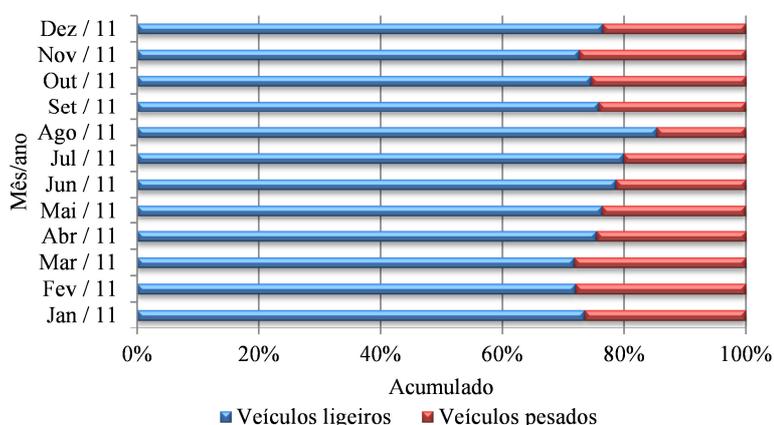


Figura 6.11 – Distribuição de veículos do tráfego médio horário anual para o ano de 2011 (ASCENDI, 2003)

Refira-se, por exemplo, que o documento TRB (2000) apresenta, para o dimensionamento de vias de comunicação, uma distribuição da relação entre os veículos comerciais e não comerciais para zonas rurais e urbanas respetivamente de cerca 13 e 10%. Da análise dos valores, verifica-se que, para esta via e para os anos civis de 2010 e 2011, a percentagem de veículos pesados que utilizaram a via foi de cerca de 25% do tráfego total. Este valor é justificado pela natureza da via, pois esta é um dos principais meios de circulação de veículos pesados devido a ser uma das mais importantes vias nacionais de ligação a Espanha e ao centro da Europa.

Para esta via, anteriormente denominada de SCUT (regime sem custos para o utilizador), o Governo anulou esse estatuto começando a cobrar portagens a 8 de dezembro de 2011. Este facto fez com que se tenha verificado uma redução no volume de tráfego na via. Esta redução está claramente evidenciada na Figura 6.12.

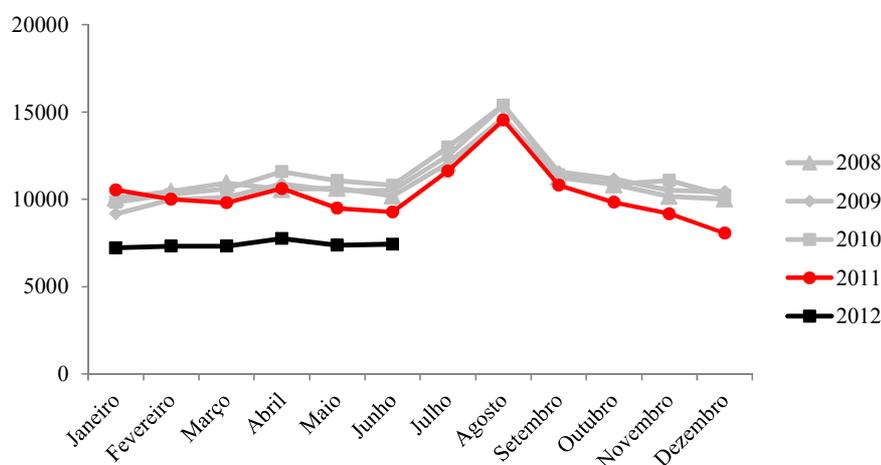


Figura 6.12 – Tráfego médio diário para o sublanço Fornos de Algodres / Celorico da Beira (InIR, 2009; InIR, 2010; InIR, 2011; InIR, 2012a; InIR, 2012b; InIR, 2012c)

Constata-se também, da análise da Figura 6.12, que o período em que se realizam as obras tem um evidente peso nos custos dos utentes, pois nos meses de verão, principalmente no mês de agosto, existe um volume de tráfego significativamente superior ao da média anual.

Para o ano civil de 2011 e até ao dia 30 do mês de setembro de 2012, existiu um regime de discriminação positiva o qual abrangia todos os utentes locais que a solicitassem. É portanto expectável que exista ainda uma redução significativa no tráfego devido ao fim deste regime.

Para este estudo, e de acordo com informação recebida pela ASCENDI, considerou-se que o tráfego médio diário é de 8200 veículos dia, correspondente a 75% da média do tráfego médio diário para os anos de 2008 a 2011. Para a previsão da evolução do tráfego, aplica-se, como referido no Capítulo 5, uma taxa de crescimento anual de 1%.

Na Tabela 6.3, é apresentada a distribuição horária, por tipo de veículo, para o mês de maio de 2011, para ambos os sentidos do sublanço Fornos de Algodres / Celorico da Beira. O motivo pelo qual são apresentadas as distribuições horárias em ambos os sentidos é o facto de a concessionária poder optar pelo desvio de todo o tráfego sempre dentro a autoestrada, isto é, interrompendo o tráfego num sentido e desviando-o para a outra via.

Pode-se constatar, através da análise da Tabela 6.3, e para o mês de maio de 2011, que o tráfego no sentido O / E (Fornos de Algodres / Celorico da Beira) é superior ao do sentido E /

O Celorico da Beira / Fornos de Algodres. O tráfego diário considerado no sentido Fornos de Algodres / Celorico da Beira será de 4300 veículos e no sentido Celorico da Beira / Fornos de Algodres será de 3900 veículos.

Tabela 6.3 – Tráfego médio horário para o mês de maio de 2011

Hora	Fornos de Algodres / Celorico						Celorico / Fornos de Algodres					
	Ligeiros	Pesados	Parcial	Ligeiros	Pesados	Parcial	Ligeiros	Pesados	Parcial	Ligeiros	Pesados	Parcial
0-1	33	13	46	0,7%	0,3%	0,9%	26	16	42	0,6%	0,4%	0,9%
1-2	21	12	34	0,4%	0,2%	0,7%	20	14	34	0,4%	0,3%	0,8%
2-3	20	12	31	0,4%	0,2%	0,6%	16	13	28	0,3%	0,3%	0,6%
3-4	29	16	45	0,6%	0,3%	0,9%	19	18	36	0,4%	0,4%	0,8%
4-5	47	23	69	0,9%	0,4%	1,4%	35	33	68	0,8%	0,7%	1,5%
5-6	90	43	132	1,8%	0,8%	2,6%	68	48	116	1,5%	1,1%	2,6%
6-7	170	53	224	3,4%	1,1%	4,5%	134	62	196	3,0%	1,4%	4,4%
7-8	278	62	340	5,6%	1,2%	6,8%	210	62	273	4,7%	1,4%	6,1%
8-9	276	60	336	5,5%	1,2%	6,7%	181	65	246	4,0%	1,4%	5,5%
9-10	252	63	316	5,0%	1,3%	6,3%	184	66	250	4,1%	1,5%	5,6%
10-11	239	72	312	4,8%	1,4%	6,2%	181	62	243	4,0%	1,4%	5,4%
11-12	194	75	269	3,9%	1,5%	5,4%	160	49	209	3,6%	1,1%	4,7%
12-13	152	59	211	3,0%	1,2%	4,2%	166	52	218	3,7%	1,2%	4,9%
13-14	171	63	234	3,4%	1,2%	4,7%	201	63	264	4,5%	1,4%	5,9%
14-15	212	70	282	4,2%	1,4%	5,6%	243	65	308	5,4%	1,4%	6,9%
15-16	236	82	318	4,7%	1,6%	6,4%	260	65	325	5,8%	1,5%	7,2%
16-17	257	82	339	5,1%	1,6%	6,8%	311	59	370	6,9%	1,3%	8,2%
17-18	266	83	349	5,3%	1,7%	7,0%	311	60	370	6,9%	1,3%	8,3%
18-19	255	74	329	5,1%	1,5%	6,6%	248	50	298	5,5%	1,1%	6,6%
19-20	201	63	264	4,0%	1,3%	5,3%	165	39	203	3,7%	0,9%	4,5%
20-21	145	41	186	2,9%	0,8%	3,7%	109	28	137	2,4%	0,6%	3,1%
21-22	121	31	153	2,4%	0,6%	3,1%	90	23	113	2,0%	0,5%	2,5%
22-23	89	23	113	1,8%	0,5%	2,3%	65	19	84	1,4%	0,4%	1,9%
23-24	53	21	74	1,1%	0,4%	1,5%	39	17	56	0,9%	0,4%	1,2%
Total	3809	1,196	5005	76,1%	23,9%	100,0%	3442	1047	4489	76,7%	23,3%	100,0%
	5005			100%			4489			100%		

A distribuição média semanal, em cada sentido, é apresentada na Figura 6.13 e na Figura 6.14.

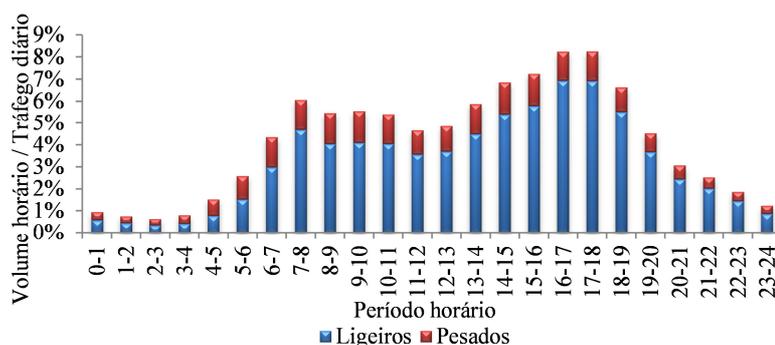


Figura 6.13 – Distribuição horária média semanal registada (sentido E / O) (ASCENDI, 2012)

O cenário base definido neste estudo considera a utilização dos materiais e recobrimento referidos em 6.3. O período de análise admitido para a ponte, isto é, a vida útil da estrutura, foi de 100 anos.

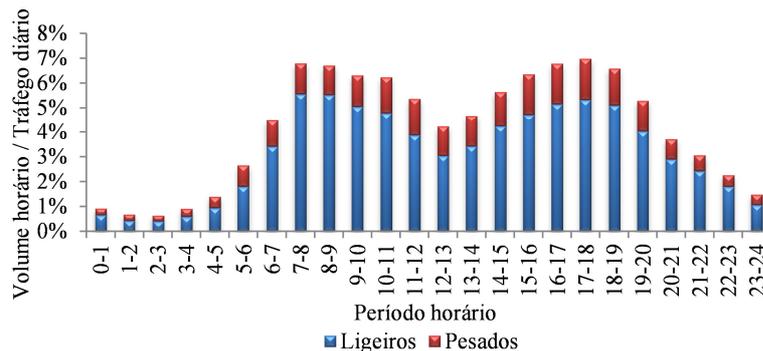


Figura 6.14 – Distribuição horária média semanal registrada (sentido O / E) (ASCENDI, 2012)

6.5 Determinação do tempo de iniciação

Recorrendo ao modelo de deterioração, determinou-se o período de iniciação da corrosão para a alternativa considerada como base (utilização de armaduras correntes). A estratégia de reparação definida considera que as reparações são implementadas no final do período de iniciação.

O período de iniciação foi determinado admitindo que o betão do tabuleiro está protegido da chuva. A classe de exposição considerada foi a XC3 (NP EN 1992-1-1, 2012).

O método utilizado para a determinação do período de iniciação foi o previsto na Especificação LNEC E-465 (2007). O valor do período de iniciação, devido à carbonatação, é determinado recorrendo à formulação apresentada no Capítulo 3. Admitiu-se como valor da profundidade da frente de carbonatação o valor do recobrimento das armaduras ($X = 30 \text{ mm}$). O parâmetro da resistência à carbonatação do betão R_{c65} admitido foi de $23,5 \text{ kg.ano.m}^5$. A definição deste parâmetro deve ser realizada recorrendo a ensaios no terreno. Dado que a variação do recobrimento tem repercussões no tempo de iniciação, fez-se uma análise de sensibilidade da influência deste parâmetro para aferição do seu peso na análise.

Utilizando os parâmetros definidos, determinou-se o valor de 30 anos para o período de iniciação. Os parâmetros utilizados são apresentados na Figura 6A.1 Anexo 6A.

Para as restantes alternativas, consideram-se as relações apresentadas no Capítulo 4. Na Tabela 6.4, são apresentados os valores da vida útil admitidos para as diferentes alternativas de reparação.

Tabela 6.4 – Vida útil das diferentes opções de reparação

Opção	Vida útil [anos]	
A0	Aço corrente	30
A1	Armaduras revestidas com resina epóxida	A0 + 20
A2	Armaduras de aço galvanizadas	A0 + 5
A3	Armaduras de aço inoxidável	A0 + 80
A4	Armaduras revestidas a aço inoxidável	A0 + 50
A5	Inibidores de corrosão	A0 + 20
A6	Proteção / prevenção catódica	A0 + 35

Constata-se, da análise da Tabela 6.4, que as alternativas A1 (armaduras revestidas com resina epóxida) e A5 (inibidores de corrosão) têm igual vida útil. Este facto levará, aquando do cálculo dos custos dos utentes, que se apresente apenas a análise de uma das alternativas,

sendo depois considerados esses valores para a determinação dos custos totais de ambas as alternativas.

6.6 Custos diretos

Os custos diretos, para o cenário base, foram quantificados considerando que a vida útil da solução de reparação, pelo que o período de tempo entre intervenções é igual ao tempo de iniciação para o material aplicado.

A definição da data das intervenções é realizada recorrendo à data de construção da estrutura e ao período de intervenção. Esta formulação é apresentada na equação (3.23).

$$T_{i,j} = T_0 + \Delta T_j \quad (6.1)$$

Em que,

$T_{i,j}$ – ano da intervenção número i da alternativa j ;

T_0 – ano de construção da ponte (2005);

$\Delta T_{i,j}$ – período de tempo entre intervenções da alternativa j (assumido igual ao período de iniciação).

Os custos diretos para cada alternativa de reparação foram determinados considerando os valores e as relações entre os custos dos materiais apresentados no Capítulo 4. Admitindo que o custo de aplicação de um metro cúbico de betão C 30 / 37 S2 XC3 22 mm é de 100 €/m³ e considerando os custos dos diferentes materiais apresentados no Capítulo 4, obtiveram-se, para as diferentes alternativas, os custos diretos que constam da Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Custos de aplicação das diferentes alternativas de reparação

Opção	Custo unitário [€/kg; €/m ²]	Custo de manutenção [€/m ² /ano]	Custo direto [€]	Custo de manutenção [€/ano]	Custo de aplicação [€]	
A0	Aço corrente	0,78	156955		156955	
A1	Armaduras revestidas com resina epóxida	1,17	191303		191303	
A2	Armaduras de aço galvanizadas	1,33	205042		205042	
A3	Armaduras de aço inoxidável	5,30	555388		555388	
A4	Armaduras revestidas a aço inoxidável	2,18	280607		280607	
A5	Inibidores de corrosão	1,13	187868		187868	
A6	Proteção / prevenção catódica	110,00	4,30	340809	7187	347996

Na Tabela 6.6, é apresentado um estudo comparativo dos custos imediatos para as diferentes alternativas. Neste estudo, são apresentados os custos de cada opção, bem como o seu ordenamento. Constata-se, como seria expectável, que a opção A0 (utilização de armaduras correntes) é a que apresenta os menores custos. Por outro lado, a opção A3 (utilização de armaduras de aço inoxidável) é a que apresenta um custo inicial superior. Pode-se constatar que esta solução tem um acréscimo de custo de 254%, relativamente à opção mais económica.

Para a alternativa A0, admite-se que o período entre intervenções é igual ao tempo de iniciação das armaduras nas condições especificadas. Neste caso, com as condicionantes impostas, determinou-se que este período era de 30 anos.

Tabela 6.6 – Estudo comparativo entre os custos diretos imediatos

Ano / Opção	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
2005	136639 €	166541 €	178502 €	483499 €	244285 €	163551 €	302952 €
Classificação	1	3	4	7	5	2	6
Acréscimo de custo relativamente à solução mais económica	0%	22%	31%	254%	79%	20%	122%

Para a alternativa A0, admite-se que o período entre intervenções é igual ao tempo de iniciação das armaduras nas condições especificadas. Neste caso, com as condicionantes impostas, determinou-se que este período era de 30 anos. Admitindo a mesma regra, são apresentadas na Tabela 6.7 as datas de intervenção para cada uma das operações de reparação.

Tabela 6.7 – Datas de intervenção

Opção	Ano de construção	Vida útil	1ª Intervenção	2ª Intervenção	3ª Intervenção	4ª Intervenção
A0	2005	30	2035	2065	2095	-
A1		50	2055	2105	-	-
A2		35	2040	2075	-	-
A3		110	-	-	-	-
A4		80	2085	-	-	-
A5		50	2055	2105	-	-
A6		65	2070	-	-	-

A opção A6 apresenta ainda um custo anual relativo à manutenção do sistema de proteção catódica.

Da análise da Tabela 6.7, destacam-se a alternativa A0 (utilização de armaduras de aço corrente), por ter a vida útil mais curta, que é a alternativa que apresenta um maior número de intervenções e a A3 (utilização de armaduras de aço inoxidável), por ter a vida útil mais longa, sendo a alternativa que não necessita de qualquer tipo de intervenção. Este facto leva a que o custo da solução em que se utilizam armaduras de aço inoxidável seja o custo final pois, como não ocorre nenhuma intervenção no período de análise, não existem quaisquer custos dos utentes devido à realização das obras.

Neste estudo, para a determinação dos custos atualizados, admite-se que a inflação tem uma evolução constante de 2% ao longo de todo o período de análise e que o custo de oportunidade de capital é de 5%.

Os custos atualizados para o ano de 2012, bem como os investimentos anuais, são apresentados na Tabela 6B.1 do Anexo 6B.

São apresentados na Tabela 6.8 os custos diretos atualizados resultantes das intervenções indicadas na Tabela 6.7 com os custos diretos referidos na Tabela 6.5.

Tabela 6.8 – Custos diretos atualizados

Ano / Opção	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Total	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
Classificação	3	2	5	6	4	1	7
Acréscimo de custo	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%

Da análise dos dados da Tabela 6.8, constata-se que, considerando unicamente os custos diretos, a opção mais económica é a A5 (utilização de inibidores de corrosão), seguida muito de perto pela solução A1 (utilização de armaduras com revestimento epoxídico). A opção A3 (utilização de armaduras de aço inoxidável) deixa de ser a mais dispendiosa (passando a ser a alternativa A6). No entanto, para a alternativa A3 e relativamente aos custos diretos imediatos, o diferencial relativamente à solução mais económica passou de 254% para 110%.

Em seguida, é apresentado o estudo relativo aos custos dos utentes para cada uma das soluções.

6.7 Custos dos utentes

Quando se realizam as operações de reparação, e devido a existirem condicionamentos ao livre fluxo de tráfego, podem existir custos adicionais nos utentes. Aqui faz-se um estudo comparativo entre os custos dos utentes sem contabilizar qualquer perturbação devido à existência de obras e os custos que ocorrem devido à existência de obras. O diferencial entre estes custos será o valor atribuído a cada intervenção. O estudo é realizado de nó a nó da autoestrada A25, neste caso entre os nós 24 e 25.

Para este estudo, foram utilizadas as contagens horárias de tráfego disponibilizadas pela ASCENDI, apresentadas na Tabela 6.3. A distribuição de tráfego considerada foi de 75% de veículos ligeiros e 25% de veículos pesados. Cada uma destas classes foi subdividida, de acordo com o definido no Capítulo 5, em duas. A classe dos veículos ligeiros foi subdividida em veículos ligeiros de passageiros e veículos comerciais ligeiros. A classe dos veículos pesados foi subdividida em veículos pesados de mercadorias e veículos pesados de passageiros. Na Tabela 6.9, é apresentada a percentagem de veículos em cada classe. Esta foi calculada tendo por base os veículos matriculados em Portugal a 31 de dezembro de 2010.

Tabela 6.9 – Distribuição de tráfego considerada

Categoria	N.º de veículos matriculados	Distribuição	Categoria	N.º de veículos matriculados	Distribuição
Veículos ligeiros passageiros	4480000	79%	Veículos pesados de mercadorias	132000	89%
Veículos comerciais ligeiros	1205000	21%	Veículos pesados de passageiros	15600	11%
Total	5685000	100%	Total	147600	100%

O cenário base proposto resulta num corte total da via no sentido Celorico da Beira / Fornos de Algodres e o desvio de tráfego pela ponte sul sobre a ribeira de Cortiçô. Este cenário implicará uma perturbação, e portanto custos nos utentes, no tráfego em ambos os sentidos, permitindo ainda assim, por parte da concessionária, a cobrança de portagens.

Admitiu-se, pela natureza das obras, que a duração de cada intervenção é de 100 dias. Dado que os custos dos utentes dependem diretamente do número total de dias de intervenção, fez-se uma análise de sensibilidade à influência deste parâmetro nos custos totais.

Durante este período, o tráfego permanecerá permanentemente desviado limitando a sua velocidade de percurso pela zona de desvio a 60 km/h. Considera-se que a zona de trabalhos se estende a 2,5 km. Esta zona de trabalhos corresponde ao somatório da extensão da zona de aviso, zona de transição, zona de segurança longitudinal, zona de atividade e zona de transição.

Dado que, devido à existência de obras, existe a possibilidade de se formarem consideráveis filas de trânsito, admitiu-se que o número máximo de veículos em fila de espera é 500. Quando for superior, o tráfego adicional será reencaminhado por uma via alternativa, que neste caso é a estrada nacional EN 16.

A ligação realizada pela EN 16, entre os nós 24 e 25, tem uma extensão de 13300 m e uma via em cada sentido da via. A velocidade média considerada para a travessia por esta via foi de 50 km/h.

São apresentadas, na Tabela 6.10, as características da via alternativa de desvio. Nesta tabela, são apresentados os tipos de vias caracterizadas relativamente às taxas de acidentes referidas no Capítulo 5. As vias possíveis para a circulação do tráfego são: autoestrada (A), estrada nacional (EN), itinerário principal / complementar (IP / IC), estrada municipal (EM), arruamento (AR) e outras vias (O). O desvio considerado possui 8700 m em estrada nacional, 4600 m em arruamentos e 300 m em vias de acesso, aqui incluídas no subgrupo de outro tipo de via.

Tabela 6.10 – Caracterização da via alternativa de desvio

Tipo de via	AE	EN	IP/IC	EM	AR	O
Extensão	0	8700	0	0	4600	300
% dentro localidades	0%	10%	0%	0%	100%	0%
% fora localidades	100%	90%	100%	100%	0%	100%

Para além da extensão da via em cada tipo de estrada, é também apresentado o valor percentual relativo à localização da via. Neste caso, considerou-se: 10% da EN localiza-se dentro de localidades e o restante fora de localidades; 100% dos AR localizam-se dentro de localidades; e toda a extensão da via classificada como O se localiza fora das localidades.

6.7.1 Alternativa A0 (Armaduras correntes)

6.7.1.1 Sentido Celorico da Beira → Fornos de Algodres

São apresentados os cálculos relativos à 1ª intervenção para a opção base A0 (utilização de armaduras correntes). Esta intervenção, como referido na Tabela 6.7, ocorrerá no ano de 2035.

Na Tabela 6.11 e na Tabela 6.12, é apresentado o estudo, considerado como base de comparação, relativo à circulação na via nas condições atuais, isto é sem qualquer tipo de perturbação devido à existência de obras. Nesta tabela, é apresentado, para cada intervalo horário, o tráfego / procura horária. O tempo total de travessia é determinado utilizando a formulação apresentada no Capítulo 5.

Tabela 6.11 – Estudo da circulação na via sem qualquer tipo de interrupção (I)

Intervalo de tempo [h]	Tráfego horário [%]	Procura horária [veí/h]	Número de vias abertas	Densidade [veí/km/via]	Nível de serviço	Velocidade de serviço [km/h]	Capacidade [veí/h]	Tempo que demora a travessia da via nó a nó [h/veí]	Tempo total que demora a travessia da via nó a nó [h]
0-1	0,9	46	2	0,20	A	120	1028	0,101	5,0
1-2	0,8	37	2	0,16	A	120	1028	0,101	4,0
2-3	0,6	31	2	0,13	A	120	1028	0,101	3,0
3-4	0,8	39	2	0,17	A	120	1028	0,101	4,0
4-5	1,5	75	2	0,31	A	120	1028	0,101	8,0
5-6	2,6	127	2	0,53	A	120	1028	0,101	13,0
6-7	4,4	214	2	0,89	A	120	1028	0,101	22,0
7-8	6,1	298	2	1,24	A	120	1028	0,101	30,0
8-9	5,5	269	2	1,12	A	120	1028	0,101	27,0
9-10	5,6	273	2	1,14	A	120	1028	0,101	28,0
10-11	5,4	266	2	1,11	A	120	1028	0,101	27,0
11-12	4,7	228	2	0,95	A	120	1028	0,101	23,0

Pode-se observar, para o fluxo horário apresentado, que o somatório total do tempo gasto para atravessar a via é de 497 horas para os 4903 veículos que utilizam a via.

Tabela 6.12 – Estudo da circulação na via sem qualquer tipo de interrupção (II)

Intervalo de tempo [h]	Tráfego horário [%]	Procura horária [veí/h]	Número de vias abertas	Densidade [veí/km/via]	Nível de serviço	Velocidade de serviço [km/h]	Capacidade [veí/h]	Tempo que demora a travessia da via nó a nó [h/veí]	Tempo total que demora a travessia da via nó a nó [h]
12-13	4,9	238	2	1,00	A	120	1028	0,101	24,0
13-14	5,9	288	2	1,20	A	120	1028	0,101	29,0
14-15	6,9	336	2	1,40	A	120	1028	0,101	34,0
15-16	7,2	355	2	1,48	A	120	1028	0,101	36,0
16-17	8,2	404	2	1,69	A	120	1028	0,101	41,0
17-18	8,3	405	2	1,69	A	120	1028	0,101	41,0
18-19	6,6	325	2	1,36	A	120	1028	0,101	33,0
19-20	4,5	222	2	0,93	A	120	1028	0,101	22,0
20-21	3,1	150	2	0,63	A	120	1028	0,101	15,0
21-22	2,5	124	2	0,52	A	120	1028	0,101	13,0
22-23	1,9	91	2	0,38	A	120	1028	0,101	9,0
23-24	1,2	61	2	0,26	A	120	1028	0,101	6,0
Total	100	4903						Total	497,0

A quantificação do custo de travessia da via de nó a nó considera também a possibilidade de existência de filas de espera devido ao volume de tráfego que circula na via. As filas de espera ocorrerão sempre que a taxa de veículos em fila de espera for positiva.

No estudo horário, apresentado na Tabela 6.13, pode-se constatar que, para o ano considerado (2035), não haverá formação de qualquer fila de espera.

Tabela 6.13 – Estudo da circulação na via com formação de fila de espera

Intervalo de tempo [h]	Procura horária [veí/h]	Número de vias abertas [#]	Densidade [veí/km]	Nível de serviço	Velocidade de serviço [km/h]	Capacidade [veí/h/via]	Capacidade de escoamento [veí/h]	Taxa de veículos em fila de espera [veí/h]	Veículos em fila de espera [veí/h]	Média de veículos em fila de espera [veí/h]	Veículos que atravessam a via [veí/h]
0-1	46	2	0,2	A	120	514	1028	-982	0	0	46
1-2	37	2	0,2	A	120	514	1028	-991	0	0	37
2-3	31	2	0,1	A	120	514	1028	-997	0	0	31
3-4	39	2	0,2	A	120	514	1028	-989	0	0	39
4-5	75	2	0,3	A	120	514	1028	-953	0	0	75
5-6	127	2	0,5	A	120	514	1028	-901	0	0	127
6-7	214	2	0,9	A	120	514	1028	-814	0	0	214
7-8	298	2	1,2	A	120	514	1028	-730	0	0	298
8-9	269	2	1,1	A	120	514	1028	-759	0	0	269
9-10	273	2	1,1	A	120	514	1028	-755	0	0	273
10-11	266	2	1,1	A	120	514	1028	-762	0	0	266
11-12	228	2	1,0	A	120	514	1028	-800	0	0	228
12-13	238	2	1,0	A	120	514	1028	-790	0	0	238
13-14	288	2	1,2	A	120	514	1028	-740	0	0	288
14-15	336	2	1,4	A	120	514	1028	-692	0	0	336
15-16	355	2	1,5	A	120	514	1028	-673	0	0	355
16-17	404	2	1,7	A	120	514	1028	-624	0	0	404
17-18	405	2	1,7	A	120	514	1028	-623	0	0	405
18-19	325	2	1,4	A	120	514	1028	-703	0	0	325
19-20	222	2	0,9	A	120	514	1028	-806	0	0	222
20-21	150	2	0,6	A	120	514	1028	-878	0	0	150
21-22	124	2	0,5	A	120	514	1028	-904	0	0	124
22-23	91	2	0,4	A	120	514	1028	-937	0	0	91
23-24	61	2	0,3	A	120	514	1028	-967	0	0	61
Total	4903								Total		4903

Na Tabela 6.14, é apresentado, por intervalo horário, o estudo do tempo adicional que é gasto pelos utentes devido à formação de filas de espera.

Neste caso, constata-se, como não há formação de filas de espera, que o valor gasto não sofre qualquer agravamento com a formação de filas de espera. Como se pode observar na Figura 6.15, a procura horária é muito inferior à capacidade da via, não existindo por isso formação de filas de espera no cenário em que não ocorrem obras na via.

Realiza-se agora o estudo considerando a perturbação admitida. No presente caso, é feito o desvio do tráfego para a via de sentido contrário, limitando a utilização a uma faixa por sentido.

O cálculo do tempo necessário para atravessar a via de nó a nó após a introdução da perturbação é apresentado na Tabela 6.15.

Tabela 6.14 – Estudo da circulação na via com e sem formação de filas de espera

Veículos que atravessam a via sem formação de fila de espera [veí/h]	Veículos que seguem em fila [veí/h]	Tempo que demora a travessia da via sem formação de fila de espera nó a nó [h/veí]	Tempo que demora a travessia da via sem formação de fila de espera de nó a nó [h]	Tempo que demora a travessia da via com formação de fila de espera nó a nó [h/veí]	Tempo que demora a travessia da via com formação de fila de espera de nó a nó [h]
46	0,0	0,101	5	-	-
37	0,0	0,101	4	-	-
31	0,0	0,101	3	-	-
39	0,0	0,101	4	-	-
75	0,0	0,101	8	-	-
127	0,0	0,101	13	-	-
214	0,0	0,101	22	-	-
298	0,0	0,101	30	-	-
269	0,0	0,101	27	-	-
273	0,0	0,101	28	-	-
266	0,0	0,101	27	-	-
228	0,0	0,101	23	-	-
238	0,0	0,101	24	-	-
288	0,0	0,101	29	-	-
336	0,0	0,101	34	-	-
355	0,0	0,101	36	-	-
404	0,0	0,101	41	-	-
405	0,0	0,101	41	-	-
325	0,0	0,101	33	-	-
222	0,0	0,101	22	-	-
150	0,0	0,101	15	-	-
124	0,0	0,101	13	-	-
91	0,0	0,101	9	-	-
61	0,0	0,101	6	-	-
4903	0,0	Total	497	Total	0
4903					

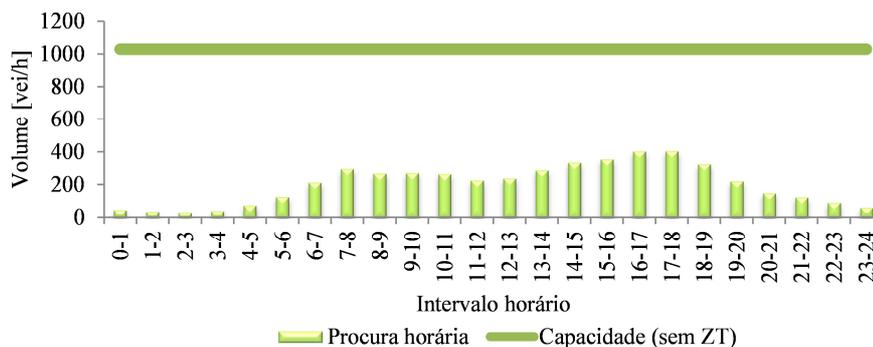


Figura 6.15 – Tráfego horário na via

Da análise da tabela, pode-se constatar que a introdução da perturbação, à livre circulação do tráfego, faz com que, do total de 4903 veículos, apenas 610 circulem sem qualquer perturbação, 4179 circulem em fila de espera e 114 veículos são conduzidos para o desvio, pois é atingido o limite de 500 veículos em fila de espera.

Como se pode constatar na Tabela 6.15 e visualizar na Figura 6.16, a capacidade da via é ultrapassada em alguns períodos horários levando à formação de filas de espera.

Tabela 6.15 – Estudo da circulação na via com interrupção

Intervalo de tempo [h]	Número de vias abertas	Densidade [veí/km]	Nível de serviço	Velocidade de travessia da zona de obras [km/h]	Capacidade [veí/h/via]	Capacidade da zona de trabalhos [veí/h]	Taxa de veículos em fila de espera [veí/h]	Veículos em fila de espera [veí/h]	Média de veículos em fila de espera [veí/h]	Veículos que seguem sem formação de fila de espera [veí/h]	Veículos que circulam em fila [veí/h]	Veículos que atravessam a zona de trabalhos [veí/h]	Veículos desviados [veí/h]
0-1	1	0,8	A	60	256	256	-210	0	0	46	0	46	0
1-2	1	0,6	A	60	256	256	-219	0	0	37	0	37	0
2-3	1	0,5	A	60	256	256	-225	0	0	31	0	31	0
3-4	1	0,7	A	60	256	256	-217	0	0	39	0	39	0
4-5	1	1,2	A	60	256	256	-181	0	0	75	0	75	0
5-6	1	2,1	A	60	256	256	-129	0	0	127	0	127	0
6-7	1	3,6	A	60	256	256	-42	0	0	214	0	214	0
7-8	1	5,0	A	60	256	256	42	42	21	0	256	256	0
8-9	1	4,5	A	60	256	256	13	54	48	0	256	256	0
9-10	1	4,6	A	60	256	256	17	71	63	0	256	256	0
10-11	1	4,4	A	60	256	256	10	81	76	0	256	256	0
11-12	1	3,8	A	60	256	256	-28	53	67	0	256	256	0
12-13	1	4,0	A	60	256	256	-18	36	44	0	256	256	0
13-14	1	4,8	A	60	256	256	32	68	52	0	256	256	0
14-15	1	5,6	A	60	256	256	80	148	108	0	256	256	0
15-16	1	5,9	A	60	256	256	99	248	198	0	256	256	0
16-17	1	6,7	A	60	256	256	148	396	322	0	256	256	0
17-18	1	6,7	A	60	256	256	149	500	448	0	256	256	45
18-19	1	5,4	A	60	256	256	69	500	500	0	256	256	69
19-20	1	3,7	A	60	256	256	-34	466	483	0	256	256	0
20-21	1	2,5	A	60	256	256	-106	360	413	0	256	256	0
21-22	1	2,1	A	60	256	256	-132	228	294	0	256	256	0
22-23	1	1,5	A	60	256	256	-165	63	146	0	256	256	0
23-24	1	1,0	A	60	256	256	-195	0	32	41	83	124	0
Parcial										610	4179	4789	114
Total										4789		4903	

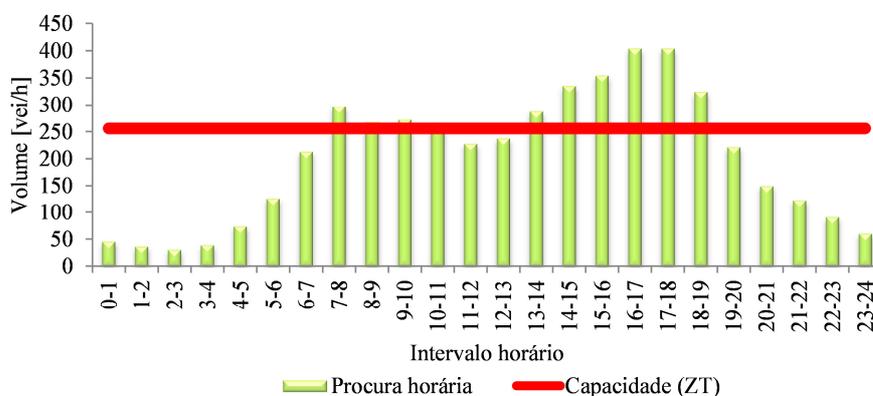


Figura 6.16 – Veículos que atravessam a zona de obras

Quando a capacidade da via é ultrapassada, é quantificado o número de veículos em fila de espera, recorrendo à determinação da taxa de veículos em fila de espera. Na Figura 6.17, é representada a distribuição de veículos que atravessa a via em obras conjuntamente com a sua

capacidade. Sempre que a capacidade é ultrapassada formam-se filas de espera, levando a que a totalidade do tráfego não seja escoada no período horário em que acede à via, mas sim nos períodos subsequentes.

Nos casos em que a procura horária é inferior à capacidade da via, não há lugar à formação de filas de espera. Na Figura 6.18, pode-se observar a distribuição dos 610 veículos que atravessam a via sem que haja formação de filas de espera. Na Figura 6.19, representa-se a distribuição de veículos que atravessa a zona de obras com formação de filas de espera.

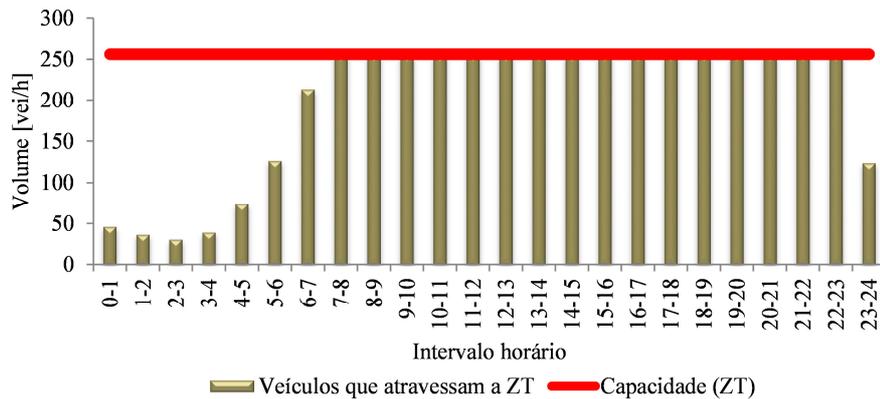


Figura 6.17 – Veículos que atravessam a zona de obras

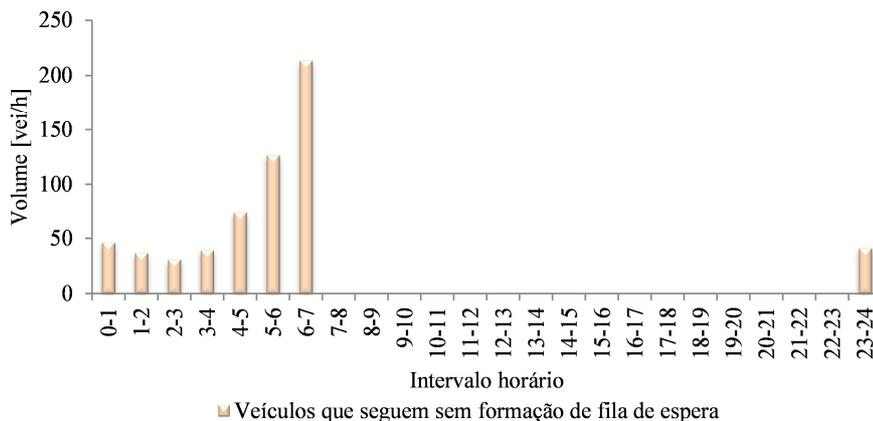


Figura 6.18 – Veículos que seguem sem formação de fila de espera

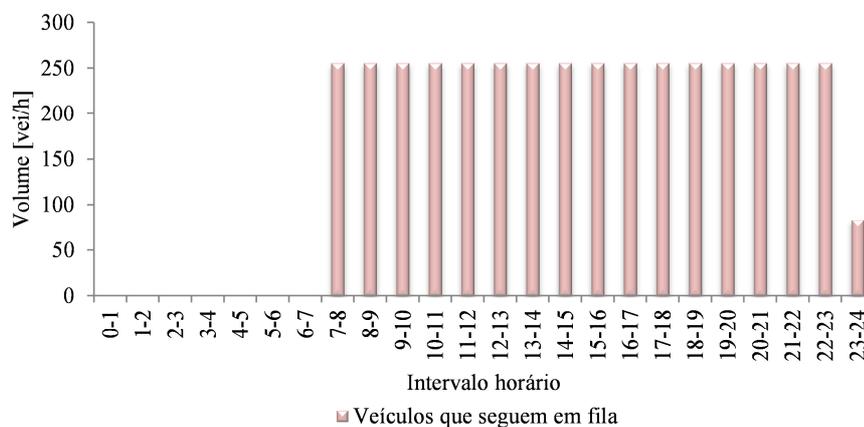


Figura 6.19 – Veículos que atravessam a via com formação de filas de espera

Como pré-definido, sempre que o número de veículos em fila de espera ultrapassa o valor de 500 veículos, o valor excedente é encaminhado para a via de desvio, que neste caso é a estrada nacional EN 16. Será realizada uma análise de sensibilidade a este valor de modo a aferir a sua influência na composição do custo global. Na Figura 6.20, constata-se que, no período horário das 17h00 às 18h00 e das 18h00 às 19h00, o tráfego em fila de espera ultrapassa o valor limite definido, pelo que o tráfego excedente é encaminhado para o desvio.

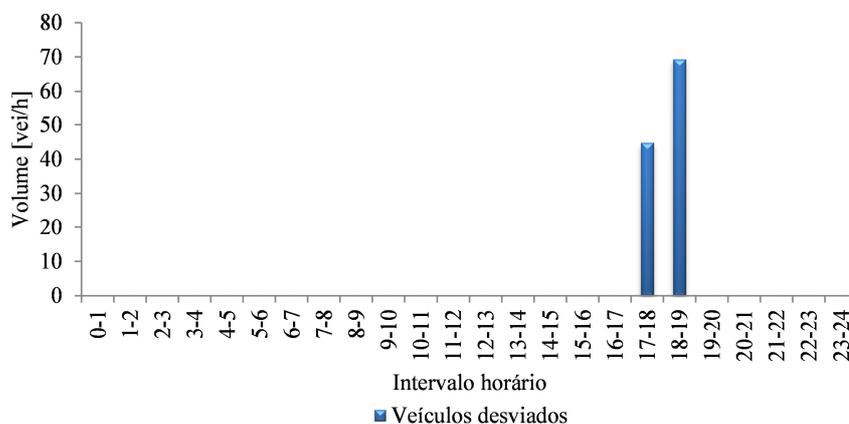


Figura 6.20 – Veículos desviados

Para cada situação, circulação com e sem restrições, faz-se o estudo relativo aos custos decorrentes da existência de filas de espera, determinando-se o comprimento da fila de espera e a velocidade a que esta é percorrida.

A determinação do acréscimo de tempo gasto devido à existência de filas de espera é apresentada na Tabela 6.16 e na Tabela 6.17.

Tabela 6.16 – Caracterização das filas de espera na via sem obras

Intervalo de tempo [h]	Volume da fila de espera [veí/h]	Capacidade normal [veí/h]	Rácio V/C	Velocidade média da fila de espera [km/h]	Velocidade sem restrições [km/h]	Média de veículos em fila de espera [veí/h]
0-1	0	1028	0	0	120	0
1-2	0	1028	0	0	120	0
2-3	0	1028	0	0	120	0
3-4	0	1028	0	0	120	0
4-5	0	1028	0	0	120	0
5-6	0	1028	0	0	120	0
6-7	0	1028	0	0	120	0
7-8	0	1028	0	0	120	0
8-9	0	1028	0	0	120	0
9-10	0	1028	0	0	120	0
10-11	0	1028	0	0	120	0
11-12	0	1028	0	0	120	0
12-13	0	1028	0	0	120	0
13-14	0	1028	0	0	120	0
14-15	0	1028	0	0	120	0
15-16	0	1028	0	0	120	0
16-17	0	1028	0	0	120	0
17-18	0	1028	0	0	120	0
18-19	0	1028	0	0	120	0
19-20	0	1028	0	0	120	0
20-21	0	1028	0	0	120	0
21-22	0	1028	0	0	120	0
22-23	0	1028	0	0	120	0
23-24	0	1028	0	0	120	0
Total	0					

Neste cenário, e com a procura horária existente no ano em estudo, não existe formação de filas de espera, pelo que não existe qualquer acréscimo ao tempo de percurso. Deve referir-se que, embora possuam valores nulos, estas tabelas são aqui apresentadas de modo a exibir quais os parâmetros necessários para a quantificação dos diversos componentes dos custos devidos à formação de filas de espera na via sem obras.

Tabela 6.17 – Quantificação da perda de tempo devido à existência das filas de espera na via sem obras

Intervalo de tempo [h]	Comprimento médio dos veículos [m/veí]	Comprimento médio da fila de espera [km]	Tempo de viagem da fila de espera à velocidade sem restrições [h/veí]	Tempo de viagem da fila de espera à velocidade com restrições [h/veí]	Acréscimo de tempo devido à existência de fila de espera [h/veí]	Acréscimo de tempo por período de fila de espera [h]
0-1	12,2	0	0	0	0,0	0,0
1-2	12,2	0	0	0	0,0	0,0
2-3	12,2	0	0	0	0,0	0,0
3-4	12,2	0	0	0	0,0	0,0
4-5	12,2	0	0	0	0,0	0,0
5-6	12,2	0	0	0	0,0	0,0
6-7	12,2	0	0	0	0,0	0,0
7-8	12,2	0	0	0	0,0	0,0
8-9	12,2	0	0	0	0,0	0,0
9-10	12,2	0	0	0	0,0	0,0
10-11	12,2	0	0	0	0,0	0,0
11-12	12,2	0	0	0	0,0	0,0
12-13	12,2	0	0	0	0,0	0,0
13-14	12,2	0	0	0	0,0	0,0
14-15	12,2	0	0	0	0,0	0,0
15-16	12,2	0	0	0	0,0	0,0
16-17	12,2	0	0	0	0,0	0,0
17-18	12,2	0	0	0	0,0	0,0
18-19	12,2	0	0	0	0,0	0,0
19-20	12,2	0	0	0	0,0	0,0
20-21	12,2	0	0	0	0,0	0,0
21-22	12,2	0	0	0	0,0	0,0
22-23	12,2	0	0	0	0,0	0,0
23-24	12,2	0	0	0	0,0	0,0
					Total	0,0
Perda de tempo médio por veículo em fila de espera [h/veí]						0,000

O acréscimo de tempo devido à existência de filas de espera é também determinado para o cenário da existência de restrições ao tráfego. Este estudo é apresentado da Tabela 6.18 a Tabela 6.20.

Tabela 6.18 – Caracterização das filas de espera na via em obras (I)

Intervalo de tempo [h]	Veículos que circulam em fila [veí/h]	Capacidade normal [veí/h]	Rácio V/C	Velocidade média da fila de espera [km/h]	Velocidade sem restrições [km/h]	Número médio de veículos em fila de espera [#]	Número de vias em fila de espera [#]
0-1	0	1028	0	0,0	120,0	0	1
1-2	0	1028	0	0,0	120,0	0	1
2-3	0	1028	0	0,0	120,0	0	1
3-4	0	1028	0	0,0	120,0	0	1
4-5	0	1028	0	0,0	120,0	0	1
5-6	0	1028	0	0,0	120,0	0	1
6-7	0	1028	0	0,0	120,0	0	1
7-8	256	1028	0,25	6,8	120,0	21	1
8-9	256	1028	0,25	6,8	120,0	48	1
9-10	256	1028	0,25	6,8	120,0	63	1
10-11	256	1028	0,25	6,8	120,0	76	1
11-12	256	1028	0,25	6,8	120,0	67	1

Tabela 6.19 – Caracterização das filas de espera na via em obras (II)

Intervalo de tempo [h]	Veículos que circulam em fila [veí/h]	Capacidade normal [veí/h]	Rácio V/C	Velocidade média da fila de espera [km/h]	Velocidade sem restrições [km/h]	Número médio de veículos em fila de espera [#]	Número de vias em fila de espera [#]
12-13	256	1028	0,25	6,8	120,0	44	1
13-14	256	1028	0,25	6,8	120,0	52	1
14-15	256	1028	0,25	6,8	120,0	108	1
15-16	256	1028	0,25	6,8	120,0	198	1
16-17	256	1028	0,25	6,8	120,0	322	1
17-18	256	1028	0,25	6,8	120,0	448	1
18-19	256	1028	0,25	6,8	120,0	500	1
19-20	256	1028	0,25	6,8	120,0	483	1
20-21	256	1028	0,25	6,8	120,0	413	1
21-22	256	1028	0,25	6,8	120,0	294	1
22-23	256	1028	0,25	6,8	120,0	146	1
23-24	83	1028	0,08	2,0	120,0	32	1
Total	4179						

Tabela 6.20 – Quantificação da perda de tempo devido à existência das filas de espera na via em obras

Intervalo de tempo [h]	Comprimento médio dos veículos [m/veí]	Comprimento médio da fila de espera [km]	Tempo de viagem da fila de espera à velocidade sem restrições [h/veí]	Tempo de viagem da fila de espera à velocidade com restrições [h/veí]	Acréscimo de tempo devido à existência de fila de espera [h/veí]	Acréscimo de tempo por período de fila de espera [h]
0-1	12,2	0,0	0	0	0,0	0,0
1-2	12,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	12,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	12,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4-5	12,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5-6	12,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6-7	12,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7-8	12,2	0,3	0,0	0,0	0,0	9,0
8-9	12,2	0,6	0,0	0,1	0,1	21,0
9-10	12,2	0,8	0,0	0,1	0,1	27,0
10-11	12,2	0,9	0,0	0,1	0,1	33,0
11-12	12,2	0,8	0,0	0,1	0,1	29,0
12-13	12,2	0,5	0,0	0,1	0,1	19,0
13-14	12,2	0,6	0,0	0,1	0,1	23,0
14-15	12,2	1,3	0,0	0,2	0,2	47,0
15-16	12,2	2,4	0,0	0,4	0,3	86,0
16-17	12,2	3,9	0,0	0,6	0,5	139,0
17-18	12,2	5,5	0,0	0,8	0,8	193,0
18-19	12,2	6,1	0,1	0,9	0,8	216,0
19-20	12,2	5,9	0,0	0,9	0,8	209,0
20-21	12,2	5,0	0,0	0,7	0,7	178,0
21-22	12,2	3,6	0,0	0,5	0,5	127,0
22-23	12,2	1,8	0,0	0,3	0,2	63,0
23-24	12,2	0,4	0,0	0,2	0,2	16,0
Total						1435,0
Perda de tempo médio por veículo em fila de espera [h/veí]						0,343

Para os veículos desviados é realizado um estudo sobre a formação de filas de espera. Este estudo divide-se em duas fases: filas de espera formadas na via principal devido à redução da velocidade de circulação dos veículos que tomam o desvio; e filas de espera formadas no desvio quando a sua capacidade é ultrapassada.

À semelhança do descrito para os veículos que atravessam a via, com e sem formação de filas de espera, realiza-se um estudo para os veículos que utilizam o desvio, este estudo é apresentado na Tabela 6.21.

Tabela 6.21 – Estudo da circulação na via principal para o tráfego desviado

Intervalo de tempo [h]	Veículos desviados [veí/h]	Número de vias abertas do desvio	Densidade na via principal [veí/km]	Nível de serviço	Velocidade de travessia do desvio [km/h]	Capacidade na via principal à velocidade do desvio [veí/h/via]	Capacidade [veí/h]	Taxa de veículos em fila de espera [veí/h]	Veículos em fila de espera [veí/h]	Média de veículos em fila de espera [veí/h]	Veículos que circulam em fila [veí/h]
0-1	0	1	0,20	A	50	213	213	-213	0	0	0
1-2	0	1	0,16	A	50	213	213	-213	0	0	0
2-3	0	1	0,13	A	50	213	213	-213	0	0	0
3-4	0	1	0,17	A	50	213	213	-213	0	0	0
4-5	0	1	0,31	A	50	213	213	-213	0	0	0
5-6	0	1	0,53	A	50	213	213	-213	0	0	0
6-7	0	1	0,89	A	50	213	213	-213	0	0	0
7-8	0	1	1,24	A	50	213	213	-213	0	0	0
8-9	0	1	1,12	A	50	213	213	-213	0	0	0
9-10	0	1	1,14	A	50	213	213	-213	0	0	0
10-11	0	1	1,11	A	50	213	213	-213	0	0	0
11-12	0	1	0,95	A	50	213	213	-213	0	0	0
12-13	0	1	1,00	A	50	213	213	-213	0	0	0
13-14	0	1	1,20	A	50	213	213	-213	0	0	0
14-15	0	1	1,40	A	50	213	213	-213	0	0	0
15-16	0	1	1,48	A	50	213	213	-213	0	0	0
16-17	0	1	1,69	A	50	213	213	-213	0	0	0
17-18	45	1	1,69	A	50	213	213	-168	0	0	0
18-19	69	1	1,36	A	50	213	213	-144	0	0	0
19-20	0	1	0,93	A	50	213	213	-213	0	0	0
20-21	0	1	0,63	A	50	213	213	-213	0	0	0
21-22	0	1	0,52	A	50	213	213	-213	0	0	0
22-23	0	1	0,38	A	50	213	213	-213	0	0	0
23-24	0	1	0,26	A	50	213	213	-213	0	0	0
Total	114									Total	0

Na Tabela 6.22, é apresentada a caracterização das filas de espera formadas na via principal devido ao tráfego desviado.

Tabela 6.22 – Caracterização das filas de espera na via em obras dos veículos desviados

Intervalo de tempo [h]	Capacidade normal via principal [veí/h]	Rácio V/C	Velocidade média da fila de espera [km/h]	Velocidade sem restrições [km/h]	Número médio de veículos em fila de espera [#]	Número de vias em fila de espera [#]
0-1	1028	0	0	120,0	0	1
1-2	1028	0	0	120,0	0	1
2-3	1028	0	0	120,0	0	1
3-4	1028	0	0	120,0	0	1
4-5	1028	0	0	120,0	0	1
5-6	1028	0	0	120,0	0	1
6-7	1028	0	0	120,0	0	1
7-8	1028	0	0	120,0	0	1
8-9	1028	0	0	120,0	0	1
9-10	1028	0	0	120,0	0	1
10-11	1028	0	0	120,0	0	1
11-12	1028	0	0	120,0	0	1
12-13	1028	0	0	120,0	0	1
13-14	1028	0	0	120,0	0	1
14-15	1028	0	0	120,0	0	1
15-16	1028	0	0	120,0	0	1
16-17	1028	0	0	120,0	0	1
17-18	1028	0	0	120,0	0	1
18-19	1028	0	0	120,0	0	1
19-20	1028	0	0	120,0	0	1
20-21	1028	0	0	120,0	0	1
21-22	1028	0	0	120,0	0	1
22-23	1028	0	0	120,0	0	1
23-24	1028	0	0	120,0	0	1
Total						

Para os veículos determinados, faz-se a caracterização das filas de espera de modo a se poder quantificar quer o seu comprimento quer o tempo adicional gasto pelos veículos para o percorrer. Este estudo está apresentado na Tabela 6.23.

Tabela 6.23 – Quantificação da perda de tempo devido à existência das filas de espera na via em obras devido ao desvio de veículos

Intervalo de tempo [h]	Comprimento médio dos veículos [m/vef]	Comprimento médio da fila de espera [km]	Tempo de viagem da fila de espera à velocidade sem restrições [h/vef]	Tempo de viagem da fila de espera à velocidade com restrições [h/vef]	Acréscimo de tempo devido à existência de fila de espera [h/vef]	Acréscimo de tempo por período de fila de espera [h]
0-1	12,2	0	0	0	0	0
1-2	12,2	0	0	0	0	0
2-3	12,2	0	0	0	0	0
3-4	12,2	0	0	0	0	0
4-5	12,2	0	0	0	0	0
5-6	12,2	0	0	0	0	0
6-7	12,2	0	0	0	0	0
7-8	12,2	0	0	0	0	0
8-9	12,2	0	0	0	0	0
9-10	12,2	0	0	0	0	0
10-11	12,2	0	0	0	0	0
11-12	12,2	0	0	0	0	0
12-13	12,2	0	0	0	0	0
13-14	12,2	0	0	0	0	0
14-15	12,2	0	0	0	0	0
15-16	12,2	0	0	0	0	0
16-17	12,2	0	0	0	0	0
17-18	12,2	0	0	0	0	0
18-19	12,2	0	0	0	0	0
19-20	12,2	0	0	0	0	0
20-21	12,2	0	0	0	0	0
21-22	12,2	0	0	0	0	0
22-23	12,2	0	0	0	0	0
23-24	12,2	0	0	0	0	0
Total						0
Perda de tempo médio por veículo em fila de espera [h/vef]						0

Após a caracterização da perda de tempo adicional devido à formação de filas de espera na via principal, faz-se o estudo da circulação no desvio. Na Tabela 6.24 e na Tabela 6.25 é apresentado o estudo da circulação no desvio com e sem lugar à formação de filas de espera. Constata-se que não existe formação de filas de espera, nem na via principal nem no desvio, sendo o tráfego permanentemente fluido.

Tabela 6.24 – Estudo da circulação no desvio com formação de filas de espera (I)

Intervalo de tempo [h]	Procura horária [vef/h]	Número de vias abertas [#]	Densidade [vef/km]	Nível de serviço	Velocidade de serviço [km/h]	Capacidade [vef/h/via]	Capacidade de escoamento [vef/h]	Taxa de veículos em fila de espera [vef/h]	Veículos em fila de espera [vef/h]	Média de veículos em fila de espera [vef/h]	Veículos que atravessam o desvio [vef/h]
0-1	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
1-2	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
2-3	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
3-4	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
4-5	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
5-6	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
6-7	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
7-8	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
8-9	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
9-10	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
10-11	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0
11-12	0	1	0,0	A	50,0	1700	1700	-1.700	0	0	0

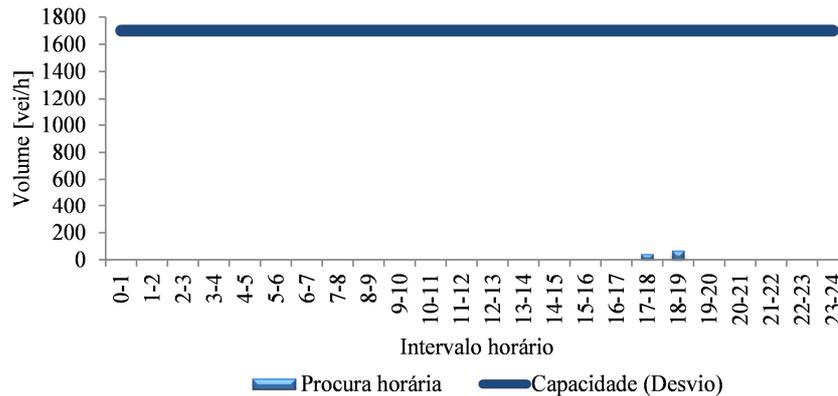


Figura 6.21 – Tráfego horário no desvio

Verifica-se que a procura horária é muito inferior à capacidade da via, levando a que todos os veículos circulem sem que haja lugar à formação de filas de espera. São apresentados, na Figura 6.22, os veículos que atravessam o desvio em circulação sem restrições. Neste cenário, não existe nenhum veículo que atravesse o desvio com filas de espera.

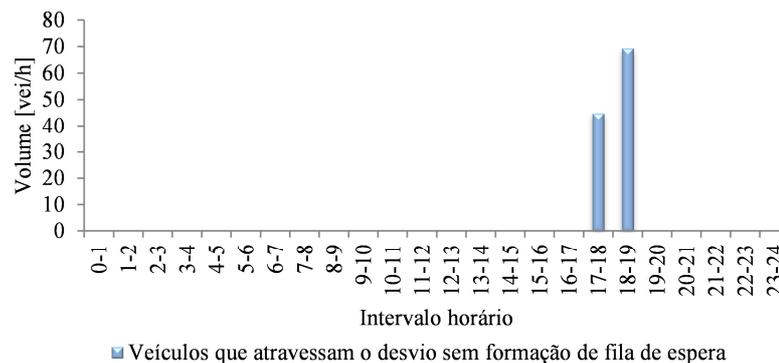


Figura 6.22 – Veículos que atravessam o desvio sem formação de fila de espera

Para o ano em estudo, o cálculo é realizado de modo semelhante ao da circulação na via sem qualquer tipo de impedimento. Este cenário poderá não ocorrer nas intervenções seguintes devido ao aumento do volume de tráfego total a utilizar a via e consequente aumento do tráfego no desvio.

O estudo do tempo adicional gasto para a travessia do desvio é apresentado na Tabela 6.27.

Após a quantificação dos tempos de percurso, para cada uma das situações de circulação (circulação na via sem obras; circulação na via com obras, com e sem formação de filas de espera; e circulação no desvio, com e sem formação de filas de espera), são determinados os custos de circulação correspondentes.

Tal como referido anteriormente estas tabelas, embora possuam todos os valores nulos nesta primeira intervenção, são aqui apresentadas para que se possa exibir quais os parâmetros necessários para a quantificação dos custos devidos à formação de filas de espera.

Tabela 6.27 – Caracterização das filas de espera no desvio

Intervalo de tempo [h]	Volume da fila de espera [veí/h]	Capacidade normal [veí/h]	Rácio V/C	Velocidade média da fila de espera [km/h]	Velocidade sem restrições [km/h]	Média de veículos em fila de espera [veí/h]
0-1	0	1028	0	0	120	0
1-2	0	1028	0	0	120	0
2-3	0	1028	0	0	120	0
3-4	0	1028	0	0	120	0
4-5	0	1028	0	0	120	0
5-6	0	1028	0	0	120	0
6-7	0	1028	0	0	120	0
7-8	0	1028	0	0	120	0
8-9	0	1028	0	0	120	0
9-10	0	1028	0	0	120	0
10-11	0	1028	0	0	120	0
11-12	0	1028	0	0	120	0
12-13	0	1028	0	0	120	0
13-14	0	1028	0	0	120	0
14-15	0	1028	0	0	120	0
15-16	0	1028	0	0	120	0
16-17	0	1028	0	0	120	0
17-18	0	1028	0	0	120	0
18-19	0	1028	0	0	120	0
19-20	0	1028	0	0	120	0
20-21	0	1028	0	0	120	0
21-22	0	1028	0	0	120	0
22-23	0	1028	0	0	120	0
23-24	0	1028	0	0	120	0
Total	0					

Tabela 6.28 – Quantificação da perda de tempo devido à existência das filas de espera no desvio

Intervalo de tempo [h]	Comprimento médio dos veículos [m/veí]	Comprimento médio da fila de espera [km]	Tempo de viagem da fila de espera à velocidade sem restrições [h/veí]	Tempo de viagem da fila de espera à velocidade com restrições [h/veí]	Acréscimo de tempo devido à existência de fila de espera [h/veí]	Acréscimo de tempo por período de fila de espera [h]
0-1	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
4-5	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
5-6	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
6-7	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
7-8	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
8-9	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
9-10	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
10-11	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
11-12	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
12-13	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
13-14	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
14-15	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
15-16	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
16-17	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
17-18	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
18-19	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
19-20	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
20-21	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
21-22	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
22-23	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
23-24	12,2	0	0,0	0,0	0,0	0,0
Total						0,0
Perda de tempo médio por veículo em fila de espera						0,000

O custo unitário de percurso considerado foi o definido no Capítulo 5. Os valores, referenciados ao ano de 2012, para cada tipo de veículo, são apresentados na Tabela 6.29.

Tabela 6.29 – Custo unitário de percurso

Categoria	Custo unitário [€]	Categoria	Custo unitário [€]
Veículos ligeiros passageiros	0,21	Veículos pesados de mercadorias	0,69
Veículos comerciais ligeiros	0,21	Veículos pesados de passageiros	0,76

O método utilizado, neste cenário, para a determinação dos custos horários dos utentes foi o definido no Capítulo 5 como o método do Produto Interno Bruto. Os valores do custo horário utilizados para o ano de 2012 são apresentados na Tabela 6.30.

Tabela 6.30 – Custo horário dos utentes

Categoria	Custo horário [€]	Categoria	Custo horário [€]
Veículos ligeiros passageiros	8,75	Veículos pesados de mercadorias	10,89
Veículos comerciais ligeiros	7,78	Veículos pesados de passageiros	69,24

Na Tabela 6.31, são apresentados os custos, para o ano em estudo, determinados para cada tipo de veículo, nas condições de circulação sem qualquer tipo de interrupção. O custo total é determinado fazendo o produto do custo de percurso unitário pela distância percorrida e o custo horário unitário por tipo de veículo pelo respetivo tempo de percurso.

Tabela 6.31 – Via sem obras – custo relativo à distância percorrida sem interrupções

Distância percorrida sem interrupções	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Distância percorrida [m]	Custo unitário [€/km]	Tempo total de travessia da via nó a nó [h]	Custo horário unitário [€/veí-h]	Custos dos utentes [€/dia]	
							Distância	Tempo
	VLP	2898	12100	0,33	293,7	18,22	11582	5352
	VCL	779	12100	0,33	79,0	33,51	3143	2648
	VPM	1096	12100	1,09	111,1	33,51	14439	3723
	VPP	130	12100	1,20	13,1	217,81	1888	2860
	Total	4903		Total	497	Total	31052	14583

Na Tabela 6.32, é feita a determinação dos custos para os veículos que circulam com formação de fila de espera. Como se viu neste caso, não há qualquer veículo a circular com a formação de filas de espera.

Tabela 6.32 – Via sem obras – custo relativo ao atraso devido às filas de espera

Atraso devido às filas de espera	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Distância percorrida [m]	Custo unitário [€/km]	Tempo de travessia da via nó a nó [h]	Custo horário unitário [€/veí-h]	Custos dos utentes [€/dia]	
							Distância	Tempo
	VLP	0	12100	0,33	0	18,22	0	0
	VCL	0	12100	0,33	0	33,51	0	0
	VPM	0	12100	1,09	0	33,51	0	0
	VPP	0	12100	1,20	0	217,81	0	0
	Total	0		Total	0	Total	0	0

Quando existe a formação de filas de espera, existe um custo adicional que se deve à circulação dos veículos em marcha lenta. O valor admitido para os veículos ligeiros corresponde a 6% do custo horário unitário dos veículos ligeiros de passageiros e o valor admitido para os veículos pesados é cerca de 4% do custo horário unitário dos veículos pesados de mercadorias.

Dado que a via em estudo é uma autoestrada existem custos para a sua travessia, esses custos são aqui denominados de custos de portagem.

Tabela 6.33 – Via sem obras – custo de operação dos veículos em marcha lenta

Operação dos veículos em marcha lenta	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Tempo adicional consumido [h/veí]	Custo horário unitário [€/h]	Custos dos utentes [€/dia]
	VLP	0	0,00	1,09	0,00
	VCL	0	0,00	1,09	0,00
	VPM	0	0,00	1,34	0,00
	VPP	0	0,00	1,34	0,00
	Total	0		Total	0,00

Na Tabela 6.34, são apresentados os custos de portagem, relativos ao sublanço Celorico da Beira / Fornos de Algodres, para cada uma das classes de veículos consideradas. Estes valores são os definidos na Portaria n.º 303/2011 de 5 de dezembro.

Tabela 6.34 – Custo de portagem

Categoria	Classe	Valor portagem [€]	Categoria	Classe	Valor portagem [€]
Veículos ligeiros passageiros	C1	1,85	Veículos pesados de mercadorias	C4	4,60
Veículos comerciais ligeiros	C1	1,85	Veículos pesados de passageiros	C2	3,20

Na Tabela 6.35, são apresentados os custos de portagem que decorrem da travessia da via, no cenário sem obras.

Tabela 6.35 – Via sem obras – custo de portagem

Portagem	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Classe de portagem	Valor unitário de portagem [€]	Custos dos utentes [€/dia]
	VLP	2898	1	2,92	8454
	VCL	779	1	2,92	2274
	VPM	1096	4	7,25	7951
	VPP	130	2	6,47	838
	Total	4903		Total	19516

Os custos dos utentes para cada intervenção são determinados comparando os custos de travessia da via sem obras e os decorrentes da existência de obras na via. A quantificação destes custos, com base no estudo do tráfego realizado, é materializada quantificando os custos de circulação com e sem formação de filas de espera e dos custos resultantes da travessia do desvio. Na Tabela 6.36, é feito o cálculo dos custos de travessia da zona de trabalhos dos 610 veículos que a atravessam sem que estejam numa fila de espera. Este custo, à semelhança do que ocorre para o custo de travessia da via sem formação de filas de espera, é determinado em função da distância percorrida e do tempo gasto para completar o percurso.

Tabela 6.36 – Via com obras – custo de travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera

Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Distância percorrida [m]	Custo unitário [€/km]	Tempo de travessia da via nó a nó [h]	Custo horário unitário [€/veí-h]	Custos dos utentes [€/dia]	
							Distância	Tempo
	VLP	360	12100	0,33	43,7	18,22	1439	797
	VCL	97	12100	0,33	11,8	33,51	391	395
	VPM	136	12100	1,09	16,5	33,51	1791	554
	VPP	17	12100	1,20	1,9	217,81	233	423
	Total	610		Total	74,0	Total	3854	2169

Na Tabela 6.37, é apresentada a quantificação de custos dos 4179 veículos que percorrem a via em filas de espera. Nesta situação, são também quantificados os custos relativos ao tempo e à distância percorrida.

Tabela 6.37 – Via com obras – custo relativo ao atraso devido às filas de espera

Atraso devido às filas de espera	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Distância percorrida [m]	Custo unitário [€/km]	Tempo de travessia da via nó a nó [h]	Custo horário unitário [€/veí-h]	Custos dos utentes [€/dia]	
							Distância	Tempo
	VLP	2470	12100	0,33	1147,8	18,22	9872	20913
	VCL	664	12100	0,33	308,7	33,51	2679	10345
	VPM	934	12100	1,09	434,2	33,51	12307	14549
	VPP	110	12100	1,20	51,3	217,81	1610	11176
	Total	4179		Total	1942,0	Total	26467	56984

Para além dos custos que decorrem devido à travessia da via a uma velocidade reduzida, na situação de formação de filas de trânsito, ocorrem também custos devido à operação dos veículos em marcha lenta. Estas são tipicamente as situações de para / arranca. Nesta situação, encontram-se todos os 4179 veículos que percorrem a distância englobados numa fila de espera.

Tabela 6.38 – Via com obras – custo de operação dos veículos em marcha lenta

Operação dos veículos em marcha lenta	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Tempo adicional consumido [h/veí]	Custo horário unitário [€/h]	Custos dos utentes [€/dia]
	VLP	2470	0,30	1,09	926
	VCL	664	0,30	1,09	249
	VPM	934	0,30	1,34	430
	VPP	110	0,30	1,34	51
	Total	4179		Total	1656

Como se referiu, nem todos os veículos atravessam a zona em obras. Sempre que o número de veículos em fila de espera atingir 500, estes serão desviados. Neste cenário, são 114 veículos que são conduzidos para a estrada nacional EN 16. Os restantes veículos atravessam a zona em obras nas situações já previstas, isto é, com e sem formação de filas de espera. Os 4789 veículos que atravessam a autoestrada, mesmo em sentido contrário, irão pagar portagem.

Tabela 6.39 – Via com obras – custo de portagem

Portagem\	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Classe de portagem	Valor unitário de portagem [€]	Custos dos utentes [€/dia]
	VLP	2830	1	2,92	8257
	VCL	761	1	2,92	2221
	VPM	1071	4	7,25	7766
	VPP	127	2	6,47	818
	Total	4789		Total	19062

Os restantes 114 veículos, que foram entretanto desviados, percorrerão o desvio resultando em custos devido ao tempo consumido e à distância percorrida. Estes custos subdividem-se nos custos relativos à formação de filas de espera na via principal devido ao tráfego desviado e aos custos resultantes da circulação no desvio.

Na Tabela 6.40 são apresentados os custos resultantes do tempo adicional gasto pela formação de filas de espera pelos veículos desviados na via.

Na Tabela 6.41, e para os veículos desviados, são apresentados os custos relativos à operação em marcha lenta devido à fila formada na via principal.

O trajeto, de modo semelhante ao apresentado para a circulação na via em obras, pode ser realizado com e sem formação de filas de espera.

Tabela 6.40 – Veículos desviados – custo relativo ao tempo adicional para o percurso da fila de espera formada na via

Atraso dos veículos desviados devido às filas de espera na via principal	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Tempo que demora a percorrer a fila de espera [h]	Custo horário unitário [€/veí-h]	Custos dos utentes [€/dia]
					Tempo
	VLP	0	0	18,22	0
	VCL	0	0	33,51	0
	VPM	0	0	33,51	0
	VPP	0	0	217,81	0
	Total	0	0	Total	0

Tabela 6.41 – Veículos desviados – custo de operação dos veículos em marcha lenta na via

Operação dos veículos desviados em marcha lenta na via principal	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Tempo adicional despendido [h/veí]	Custo horário unitário [€/h]	Custos dos utentes [€/dia]
	VLP	0	0	1,09	0
	VCL	0	0	1,09	0
	VPM	0	0	1,34	0
	VPP	0	0	1,34	0
	Total	0		Total	0

Na Tabela 6.42, são apresentados os custos de travessia do desvio, relativos ao tempo e à distância percorrida.

Tabela 6.42 – Desvio – custo relativo à distância percorrida sem interrupções

Distância percorrida sem interrupções	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Distância percorrida [m]	Custo unitário [€/km]	Tempo total de travessia da via nó a nó [h]	Custo horário unitário [€/veí-h]	Custos dos utentes [€/dia]	
							Distância	Tempo
	VLP	67	13300	0,33	18,3	18,22	296	333
	VCL	18	13300	0,33	4,9	33,51	80	165
	VPM	26	13300	1,09	6,9	33,51	369	232
	VPP	3	13300	1,20	0,8	217,81	48	178
	Total	114		Total	31,0	Total	794	910

Na Tabela 6.43 e Tabela 6.44, é apresentado o cálculo dos custos devido ao tempo e distância percorrida quando ocorrem filas de espera. Estes custos devem-se respetivamente ao percurso inserido em fila de espera e aos custos de operação dos veículos em marcha lenta.

O estudo, para cada intervenção completa-se com a determinação dos custos de acidente para as diferentes situações de circulação existentes (circulação na via sem obras; circulação na via com obras; e circulação no desvio).

Tabela 6.43 – Desvio – custo relativo ao atraso devido às filas de espera

Atraso devido às filas de espera	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Distância percorrida [m]	Custo unitário [€/km]	Tempo de travessia da via nó a nó [h]	Custo horário unitário [€/veí-h]	Custos dos utentes [€/dia]	
							Distância	Tempo
	VLP	0	13300	0,33	0,0	18,22	0,00	0,00
	VCL	0	13300	0,33	0,0	33,51	0,00	0,00
	VPM	0	13300	1,09	0,0	33,51	0,00	0,00
	VPP	0	13300	1,20	0,0	217,81	0,00	0,00
	Total	0		Total	0,0	Total	0,00	0,00

A quantificação dos custos devidos aos acidentes foi feita utilizando o método do capital humano, apresentado no Capítulo 5, admitindo-se uma redução anual de 1% na taxa de acidentes.

Tabela 6.44 – Desvio – custo de operação dos veículos em marcha lenta

Operação dos veículos em marcha lenta	Tipo de veículo	Número de veículos [#]	Tempo adicional consumido [h/vei]	Custo horário unitário [€/h]	Custos dos utentes [€/dia]
	VLP	0	0,000	1,09	0,00
	VCL	0	0,000	1,09	0,00
	VPM	0	0,000	1,34	0,00
	VPP	0	0,000	1,34	0,00
	Total	0		Total	0

Na Tabela 6.45, é apresentado o estudo dos custos de acidente para as situações enunciadas. Este custo é determinado em função do valor atribuído para a vítima mortal, ferido grave, ferido leve e acidente apenas com danos materiais. A quantificação dos custos tem em consideração a taxa de acidentes em cada tipo de via em função da sua localização perante as localidades e o número de feridos resultantes. Estes valores são ainda retificados através de um fator de correção devido aos acidentes não declarados.

Tabela 6.45 – Custos de acidente

		Sem obras		Com obras					FCAND	Custo unitário [€]
		A	A	EN	IP / IC	EM	AR	O		
Acidente	kvi	1,00	1,00	4,50	0,67	1,67	8,33	0,33		
	Extensão [km]	12,1	12,1	8,7	0,0	0,0	4,6	0,0		
	% in loc.	0%	0%	10%	0%	0%	100%	0%		
	% out loc.	100%	100%	90%	100%	100%	0%	100%		
	AADT	4903	4789	114						
	AC	1,457	1,426	0,036	0,000	0,000	0,020	0,000		
	ACT	1,457	1,854	0,027	0,000	0,000	0,334	0,000		
	VM	0,042	0,042	0,043	0,069	0,035	0,012	0,042	1,02	1017100
		0,061	0,078	0,001	0,000	0,000	0,004	0,000		
	FG	0,101	0,101	0,126	0,145	0,116	0,078	0,111	1,3	149805
		0,147	0,187	0,003	0,000	0,000	0,026	0,000		
	FL	1,411	1,411	1,294	1,365	1,215	1,153	1,288	2	86729
		2,056	2,616	0,035	0,000	0,000	0,386	0,000		
	DM	5,828	7,417	0,107	0,000	0,000	1,338	0,000	4	12458
Custo total [€]	739109		1096670							

Em que,

kvi – fator de ajuste relativo ao tipo de via (definido no Capítulo 5);

AADT – tráfego médio diário anual (definido no Capítulo 5);

AC – número de acidentes com danos corporais no troço considerado, para um período de 6 anos (definido no Capítulo 5);

ACT – número total de acidentes corrigido para a via do tipo i (definido no Capítulo 5);

VM – vítimas mortais (definido no Capítulo 5);

FG – feridos graves (definido no Capítulo 5);

FL – feridos leves (definido no Capítulo 5);

DM – danos materiais (definido no Capítulo 5);

FCAND – fator corretivo dos acidentes não declarados (definido no Capítulo 5).

Da análise da Tabela 6.45, constata-se que os custos de acidente aumentam com a introdução das obras.

De modo a facilitar a leitura e comparação de valores, para os diferentes tipos de cenário e para as intervenções previstas ao longo da vida útil da estrutura, todos os custos diários resultantes, para a alternativa A0, são apresentados da Tabela 6.46 à Tabela 6.51. Na Tabela 6.46, são apresentados os componentes dos custos relativos à travessia da via no cenário em que não existem obras.

Tabela 6.46 – Custos dos utentes (I) – A0 (E / O)

		Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	11582	5352	0	0	0	8454	3696
	VCL	3143	2648	0	0	0	2274	
	VPM	14439	3723	0	0	0	7951	
	VPP	1888	2860	0	0	0	838	
	Totais	31052	14583	0	0	0	19516	
2ª Intervenção	VLP	28276	12952	0	0	0	20639	6478
	VCL	7672	6407	0	0	0	5551	
	VPM	35252	9011	0	0	0	19413	
	VPP	4610	6922	0	0	0	2045	
	Totais	75811	35292	0	0	0	47648	
3ª Intervenção	VLP	69035	31870	0	0	0	50389	11354
	VCL	18731	15765	0	0	0	13553	
	VPM	86066	22172	0	0	0	47396	
	VPP	11256	17032	0	0	0	4992	
	Totais	185088	86840	0	0	0	116330	

De modo a se poder analisar a evolução do peso de cada um dos componentes do custo, é feita, na Figura 6.23 uma representação gráfica, pois todos os custos apresentados são como era expectável, pois quer o número de veículos quer os custos unitários aumentam ao longo do tempo.

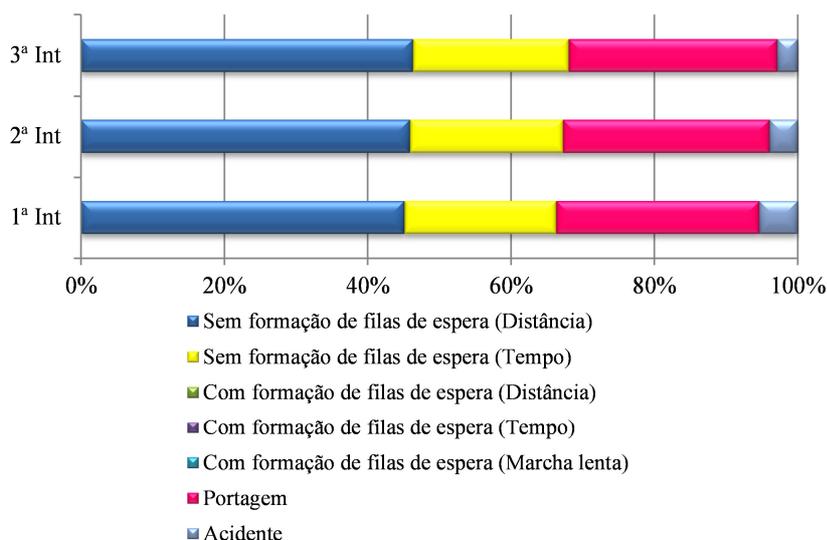


Figura 6.23 – Relação entre custos – circulação sem obras – A0 (E / O)

Da análise da Figura 6.23, constata-se que a relação dos custos ao longo dos anos não sofre alterações significativas sendo o maior peso (ligeiramente superior a 40%) o correspondente ao custo de operação dos veículos. Verifica-se ainda que o peso deste custo aumenta

ligeiramente ao longo do tempo. Observa-se que o custo de portagem é o segundo com maior peso relativo, sendo que o seu peso, ao longo das intervenções, não sofre alterações significativas.

Verifica-se também que a relação dos restantes custos, excetuando os custos de acidente, não sofre alterações significativas. A justificação da redução do peso dos custos de acidente, embora exista um maior número de veículos a circular na via, deve-se ao parâmetro admitido que impõe uma redução da taxa de acidentes ao longo dos anos. De modo a se determinar a influência dos custos de acidente nos custos totais, foi realizada uma análise de sensibilidade quer à taxa de redução de acidentes quer ao método utilizado (método dos custos globais ou método do custo de capital humano).

Na Tabela 6.47 e na Tabela 6.48, são apresentados os custos diários resultantes da introdução de obras na via.

Tabela 6.47 – Custos dos utentes (II) – A0 (E / O)

		Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	1439	797	9872	20913	926	0	0
2035	VCL	391	395	2679	10345	249	0	0
	VPM	1791	554	12307	14549	430	0	0
	VPP	233	423	1610	11176	51	0	0
	Totais	3855	2169	26467	56984	1656	0	0
2ª Intervenção	VLP	1976	1095	23555	69443	3383	0	0
2065	VCL	533	538	6391	34351	910	0	0
	VPM	2458	759	29366	48311	1569	0	0
	VPP	317	575	3841	37112	185	0	0
	Totais	5284	2967	63153	189216	6047	0	0
3ª Intervenção	VLP	4170	2332	53324	138541	6520	3675	220
2095	VCL	1138	1160	14468	68531	1754	1818	59
	VPM	5186	1619	66478	96382	3024	2556	102
	VPP	670	1227	8694	74039	357	1964	12
	Totais	11163	6338	142964	377494	11655	10013	394

Constata-se, para a 3ª intervenção, que o número de veículos desviados começa a ser significativo levando a surjam custos devido à formação de filas de espera na via principal.

Como se pode observar na Figura 6.24, o componente dos custos que é mais significativo em qualquer das intervenções é o relativo a tempo adicional consumido nas filas de espera, que tem um peso superior a 60% em qualquer das intervenções. Observa-se ainda que cerca de um quarto do custo é relativo ao componente do percurso em fila de espera. Pode-se concluir que a maior parte do custo surge devido à formação de filas de espera.

Na Tabela 6.48, são apresentados os restantes custos relativos ao cenário quando existem obras, bem como os totais diários, quer para o ano de intervenção, quer os valores atualizados para o ano de referência.

Da análise da Tabela 6.48, constata-se que o custo total diário atualizado para o ano de 2012 é de 35176 €. Na Tabela 6G.1 e Tabela 6G.2 do Anexo 6G, são apresentados os custos totais atualizados para este cenário, bem como a classificação das diferentes alternativas em função do menor custo.



Figura 6.24 – Relação entre custos – circulação na via com obras – A0 (E / O)

Tabela 6.48 – Custos dos utentes (III) – A0 (E / O)

		Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
1ª Int.	VLP	296	334	0	0	0	8257	5483	48533	15801
	VCL	80	165	0	0	0	2221			
	VPM	369	232	0	0	0	7766			
	VPP	48	178	0	0	0	818			
	Totais	794	910	0	0	0	19062			
2ª Int.	VLP	3017	3394	0	0	0	18636	12624	174421	13139
	VCL	819	1679	0	0	0	5012			
	VPM	3761	2361	0	0	0	17529			
	VPP	492	1814	0	0	0	1846			
	Totais	8088	9248	0	0	0	43023			
3ª Int.	VLP	12682	14628	0	0	0	41967	26647	357802	6236
	VCL	3441	7236	0	0	0	11288			
	VPM	15811	10177	0	0	0	39474			
	VPP	2068	7817	0	0	0	4158			
	Totais	34001	39858	0	0	0	96888			

Na Figura 6.25, é apresentada uma relação, para as diferentes intervenções de todos os custos decorrentes da existência de obras na via. Aqui estão expostos quer os custos que resultam da travessia da via pela autoestrada quer os decorrentes da travessia do desvio.

Verifica-se que os principais componentes do custo são os relativos ao custo devido à formação de filas de espera. Analisando este custo, observa-se que o componente relativo ao tempo gasto na fila de espera é preponderante, representando cerca de 50% do custo total. Este parâmetro será tanto maior quanto maior o custo horário dos trabalhadores. Para aferição do peso do custo horário, realizou-se uma análise de sensibilidade comparando os métodos definidos no Capítulo 5 (método do vencimento e método do produto interno bruto).

Constata-se que o custo relativo à circulação sem formação de filas de espera, resultante quer da distância percorrida quer do tempo gasto, diminui ao longo das intervenções. Isto deve-se ao facto de existir, ao longo das intervenções, cada vez mais veículos a circular ou inseridos numa fila de espera ou desviados.

Observa-se, na Figura 6.25, que, devido ao aumento gradual do número de veículos que são desviados, os custos relativos à circulação no desvio aumenta ao longo das intervenções.

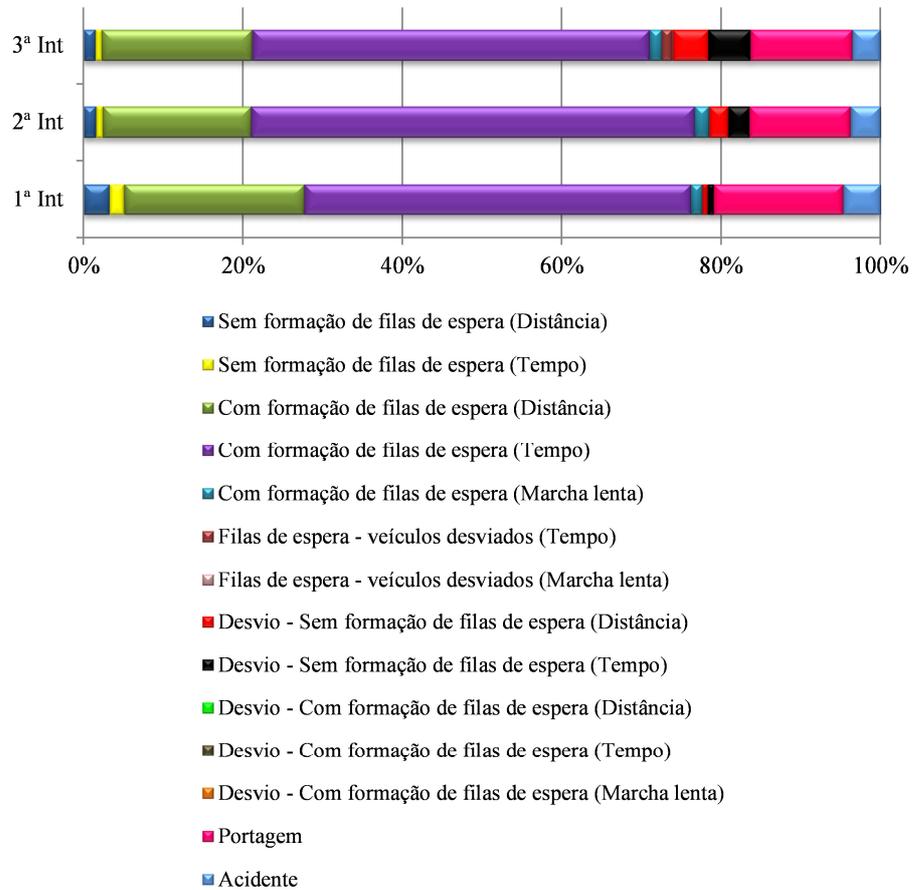


Figura 6.25 – Relação entre custos – circulação com obras – A0 (E / O)

O aumento do custo de travessia do desvio está bem patente na Figura 6.26, onde se pode constatar esse crescimento, bem como o elevado peso da terceira intervenção.

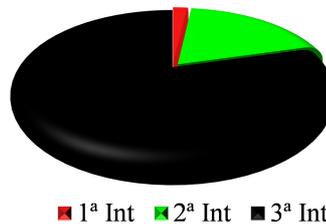


Figura 6.26 – Custo de travessia do desvio – A0 (E / O)

Para a aferição da influência da estratégia adotada para o tráfego, fez-se uma análise de sensibilidade deste parâmetro admitindo que todo o tráfego é desviado por uma via alternativa exterior à autoestrada (neste caso, a estrada nacional EN 16).

Na Figura 6.27, é apresentada uma distribuição dos custos relativos aos custos dos utentes para cada uma das intervenções.

Verifica-se, da análise da Figura 6.27 a), que o peso relativo da 3ª intervenção é muito grande, pois, para além dos custos para cada intervenção serem agravados com o valor da inflação, é também definida uma taxa de crescimento para o volume de tráfego. Para que se possa entender o peso da variação de cada um destes parâmetros, realizou-se uma análise de sensibilidade da variação da taxa de inflação.

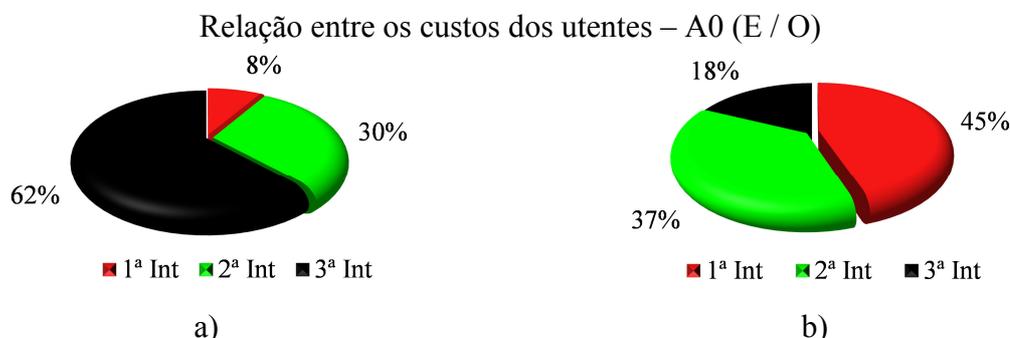


Figura 6.27 – a) Valores no ano da intervenção; b) Valores atualizados a 2012

Atualizando os valores para o ano de referência de 2012, constata-se que o peso da 3ª intervenção é reduzido para 18%, assumindo a primeira intervenção um peso maior. A transferência de peso do custo no ano de intervenção para o ano de referência será tanto maior quanto maior for o custo de oportunidade de capital. De modo a se poder compreender a importância do parâmetro do custo de oportunidade de capital, fez-se uma análise de sensibilidade da variação desse parâmetro.

6.7.1.2 Sentido Fornos de Algodres → Celorico da Beira

Como referido, estes custos resultam da redução de uma faixa de rodagem, pois é ocupada pelo tráfego no outro sentido. O volume diário de tráfego considerado é de 4300 veículos. O processo de cálculo é igual ao adotado para o sentido contrário, sendo por isso apenas aqui apresentados os quadros resumo dos custos.

Na Tabela 6.49, são apresentados os custos relativos ao cenário em que não ocorrem obras.

Tabela 6.49 – Custos dos utentes (I) – A0 (O / E)

		Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	12770	5869	0	0	0	9321	4035
	VCL	3465	2903	0	0	0	2507	
	VPM	15920	4083	0	0	0	8767	
	VPP	2082	3137	0	0	0	923	
	Totais	34237	15992	0	0	0	21518	
2ª Intervenção	VLP	31177	14376	0	0	0	22756	7073
	VCL	8459	7111	0	0	0	6121	
	VPM	38868	10001	0	0	0	21404	
	VPP	5083	7683	0	0	0	2255	
	Totais	83586	39172	0	0	0	52535	
3ª Intervenção	VLP	76116	34980	0	0	0	55557	12397
	VCL	20653	17303	0	0	0	14943	
	VPM	94893	24335	0	0	0	52257	
	VPP	12410	18694	0	0	0	5505	
	Totais	204071	95312	0	0	0	128261	

Na Figura 6.28, é apresentada uma representação da desagregação dos custos pelos diferentes componentes considerados. Consta-se que o peso de cada componente é muito semelhante ao obtido para o sentido inverso.

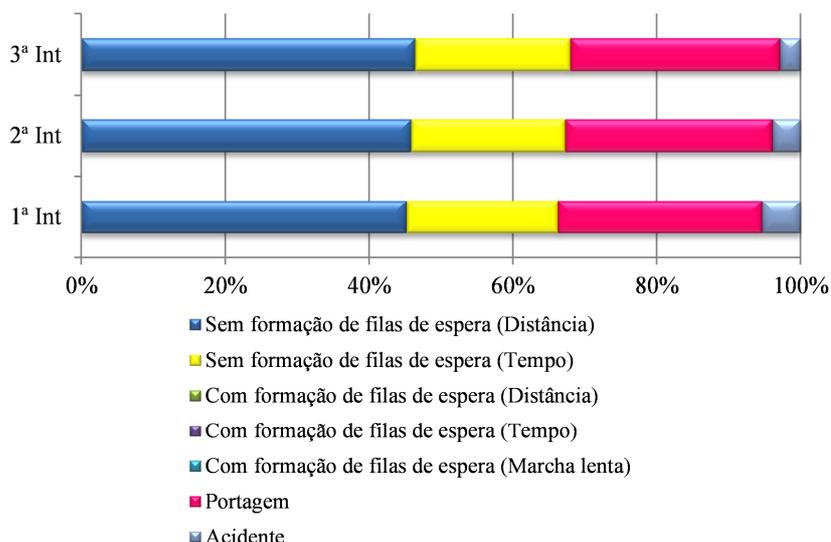


Figura 6.28 – Relação entre custos – circulação sem obras – A0 (O / E)

Seguidamente, e de modo semelhante ao realizado para o sentido inverso, são apresentados os custos que resultam da introdução de perturbações ao normal fluxo do tráfego devido à existência de obras na via. Estes custos são apresentados na Tabela 6.50 e na Tabela 6.51.

Pode-se constatar que os custos crescem de intervenção para intervenção. Este incremento deve-se ao aumento do volume de veículos a circular na via, à taxa de inflação e também ao cada vez maior número de veículos que são forçados a utilizar a via alternativa de desvio.

Tabela 6.50 – Custos dos utentes (II) – A0 (O / E)

		Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	1535	852	10857	28064	1321	0	0
	VCL	415	420	2946	13882	355	0	0
	VPM	1910	591	13535	19524	613	0	0
	VPP	248	451	1770	14998	72	0	0
	Totais	4108	2314	29108	76467	2362	0	0
2ª Intervenção	VLP	2085	1171	25331	70067	3360	0	0
	VCL	562	576	6873	34659	904	0	0
	VPM	2601	815	31580	48745	1559	0	0
	VPP	343	632	4130	37445	184	0	0
	Totais	5591	3194	67914	190917	6007	0	0
3ª Intervenção	VLP	4406	2475	58679	140202	6420	12755	766
	VCL	1191	1219	15922	69353	1727	6310	206
	VPM	5489	1721	73155	97538	2978	8874	355
	VPP	717	1321	9567	74927	352	6817	42
	Totais	11803	6737	157323	382019	11477	34755	1370

Pode-se constatar que os custos apresentados na Tabela 6.50 são aproximadamente proporcionais aos custos que ocorrem no sentido oposto apresentados na Tabela 6.47. Verifica-se, no entanto, que os custos resultantes da formação de filas de espera na via, devido aos veículos desviados, são cerca do triplo. Isto deve-se a que o número de veículos desviados

neste sentido é superior, pois o limite máximo de veículos em fila de espera considerado neste cenário mantém-se nos 500 veículos.

Tabela 6.51 – Custos dos utentes (III) – A0 (O / E)

		Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
1ª Int.	VLP	416	463	0	0	0	9044	6164	67999	22138
	VCL	113	229	0	0	0	2433			
	VPM	519	322	0	0	0	8507			
	VPP	68	247	0	0	0	896			
	Totais	1115	1262	0	0	0	20880			
2ª Int.	VLP	4135	4740	0	0	0	20010	14753	176207	13274
	VCL	1122	2345	0	0	0	5382			
	VPM	5155	3298	0	0	0	18821			
	VPP	674	2533	0	0	0	1983			
	Totais	11086	12916	0	0	0	46196			
3ª Int.	VLP	14317	16607	0	0	0	46049	29367	384755	6706
	VCL	3885	8215	0	0	0	12386			
	VPM	17849	11553	0	0	0	43314			
	VPP	2334	8875	0	0	0	4563			
	Totais	38386	45249	0	0	0	106312			

Para uma mais fácil análise do peso relativo dos valores expostos nas tabelas, representa-se na Figura 6.29 a relação entre o peso dos diferentes custos.

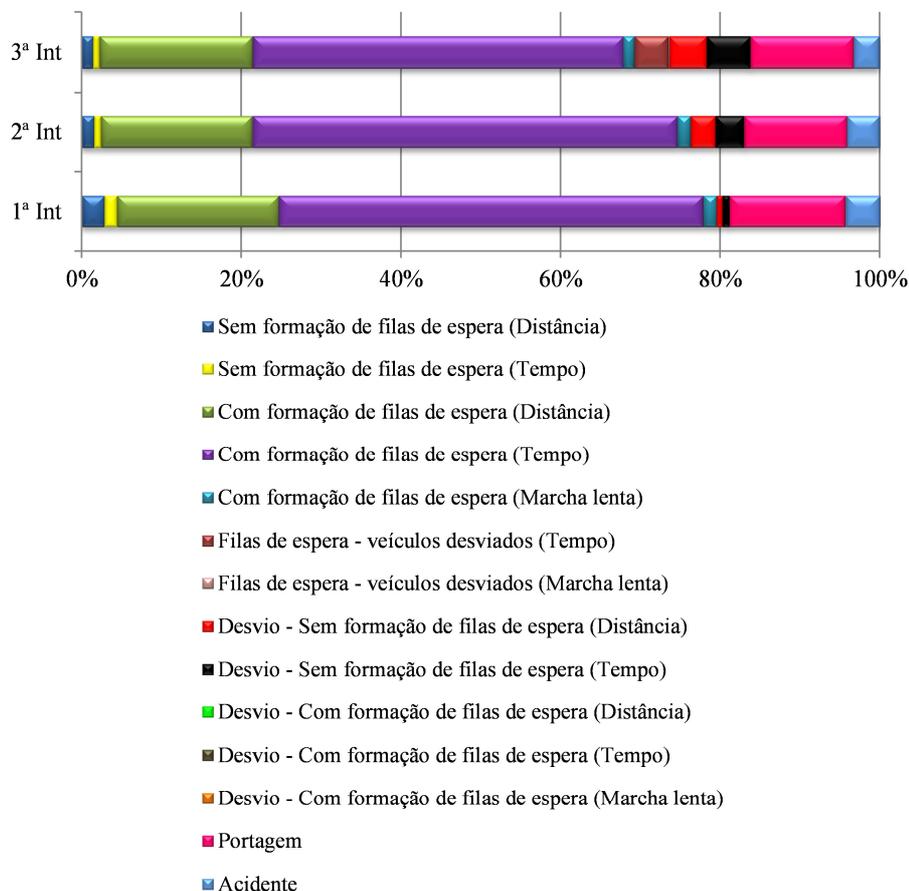


Figura 6.29 – Relação entre custos – circulação com obras – A0 (O / E)

Comparando os valores com os apresentados na Figura 6.25, constata-se que não existem diferenças significativas no peso de cada um dos componentes. Esta semelhança era expectável pois apenas existe uma diferença de aproximadamente 10% no volume total de tráfego.

6.7.2 Restantes alternativas

Seguidamente, e dado que, para cada material, o cálculo é realizado de forma idêntica à alternativa A0, é apresentado um estudo comparativo conjunto para as restantes alternativas. O estudo é apresentado em cada direção. A metodologia utilizada baseia-se no estudo dos custos decorrentes da utilização da via sem qualquer restrição e no estudo dos custos decorrentes da realização das obras. O custo total diário resulta, para cada alternativa e para cada intervenção, da diferença entre estes valores.

Na alternativa A1, faz-se o estudo dos custos decorrentes da utilização de armaduras revestidas com resina epóxida. Esta solução, como se pode constatar na Tabela 6.4, produz um aumento na vida útil da solução, relativamente à alternativa A0, de 20 anos. Isto faz com que a seja necessário realizar duas intervenções. Estas intervenções ocorrem nos anos de 2055 e 2105. Os quadros resumo, relativos a este estudo, são apresentados da Tabela 6C.1 à Tabela 6C.6 do Anexo 6C.

Na alternativa A2, determinam-se os custos decorrentes da aplicação de armaduras de aço galvanizadas. Considera-se que esta técnica de proteção de armaduras produz um aumento da vida útil da solução, relativamente à alternativa 0, de 5 anos. A vida útil total considerada para esta opção, 35 anos, leva a que seja necessário intervir a estrutura nos anos de 2040 e 2075. No Anexo 6D, da Tabela 6D.1 à Tabela 6D.6, são apresentados os quadros resumo relativos a este estudo.

Para a alternativa A3, de acordo com o determinado no Capítulo 4, e representado na Tabela 6.4, a vida útil considerada é superior à da utilização de armaduras correntes em 80 anos. A utilização de armaduras de aço inoxidável faz com que o período de intervenção ocorra após o período de análise considerado. Deste modo, esta solução não produz qualquer custo aos utentes, não sendo, por esse facto, aqui analisada.

A utilização de armaduras revestidas aço inoxidável produz um incremento, relativamente à alternativa A0, de 50 anos à vida útil da solução. Deste modo, no período de estudo considerado, será necessário realizar uma intervenção no ano de 2085. O estudo desta alternativa é apresentado, da Tabela 6E.1 à Tabela 6E.6, no Anexo 6E.

A alternativa A5, utilização de inibidores de corrosão, produz, relativamente à alternativa A0, um incremento de 20 anos na vida útil da estrutura. Constata-se que este incremento é igual ao proporcionado pela utilização de armaduras revestidas com resina epóxida (alternativa A1), levando a que os custos dos utentes sejam iguais. Não será realizado um estudo específico pois este é igual ao da alternativa A1. Para a determinação dos custos globais desta alternativa, utilizar-se-ão os valores apresentados no Anexo 6C, da Tabela 6C.1 à Tabela 6C.6.

Finalmente, na alternativa A6, considera-se a utilização de proteção / prevenção catódica. Esta técnica de proteção tem uma vida útil 35 anos superior à considerada para a alternativa A0. Fazendo com que a estrutura deva ser submetida a uma intervenção de reparação no ano de 2070. Os custos decorrentes da aplicação desta alternativa são apresentados, da Tabela 6F.1 à Tabela 6F.6, do Anexo 6F.

6.7.2.1 Sentido Celorico da Beira → Fornos de Algodres

Na Figura 6.30, expõe-se a relação entre os diferentes componentes do custo, para as diferentes alternativas analisadas. Apresentam-se também, para uma mais fácil comparação e compreensão da evolução dos valores, as datas de intervenção para cada alternativa, que permite analisar a evolução temporal da relação dos custos para os anos 2040, 2055, 2070, 2075, 2085 e 2105.

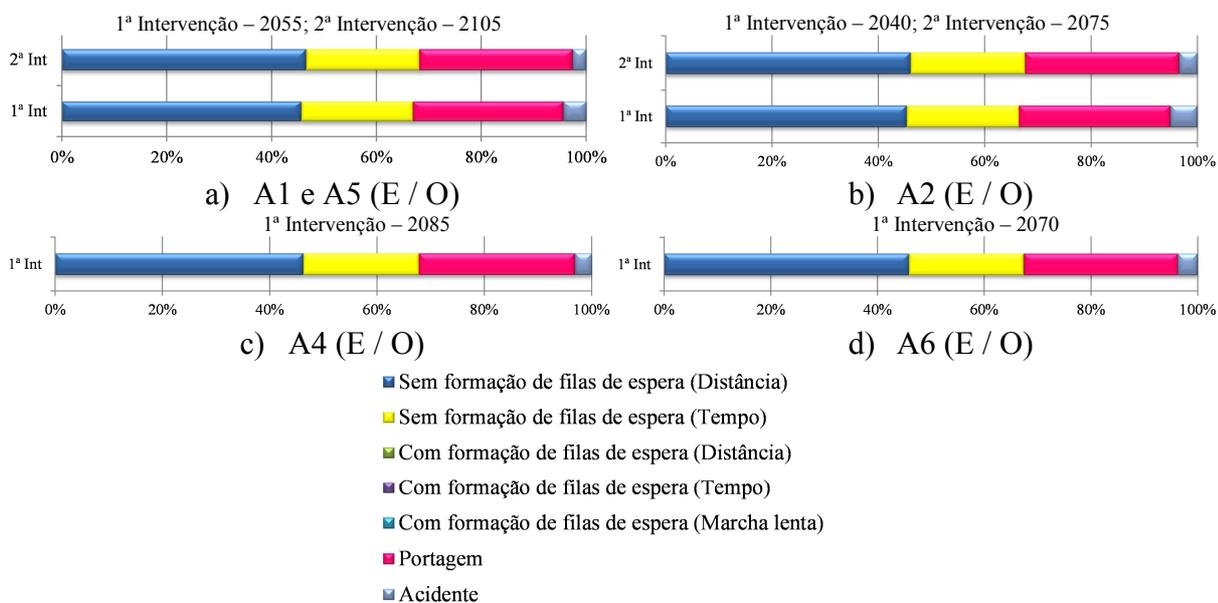


Figura 6.30 – Relação entre custos – circulação sem obras

Verifica-se, como ilustrado na Figura 6.28 para a alternativa A0, que o principal componente do custo, no cenário sem realização de obras, é o relativo ao percurso da via sem formação de filas de espera. Este custo subdivide-se no gasto resultante do custo de operação do veículo e no gasto devido ao tempo consumido para atravessar a via de nó a nó. O principal componente do custo é o relativo ao custo de operação dos veículos, que aumenta ligeiramente de intervenção para intervenção.

O segundo componente individual com maior peso, superior ao custo devido ao tempo gasto na travessia, é o componente do custo de portagem. Constata-se também que o peso do componente do custo de acidente diminui ao longo das intervenções, muito provavelmente afetado pela taxa de redução de acidentes.

Analogamente ao que sucedeu para a alternativa A0, para ambas as direções não existem quaisquer custos associados às filas de espera no percurso da via. Este facto significa que se projeta que a via, durante o período de análise, nunca entre em rotura funcional.

De modo análogo ao realizado, são apresentados na Figura 6.31 os custos decorrentes da introdução de perturbações ao livre fluxo do tráfego, resultante da realização das obras. Constata-se, para todas as alternativas, que: o principal custo resulta da travessia da via com circulação condicionada; o peso deste custo é superior a 70%; a relação entre o custo de travessia em fila de espera devido ao tempo e ao custo de operação dos veículos mantém-se aproximadamente constante.

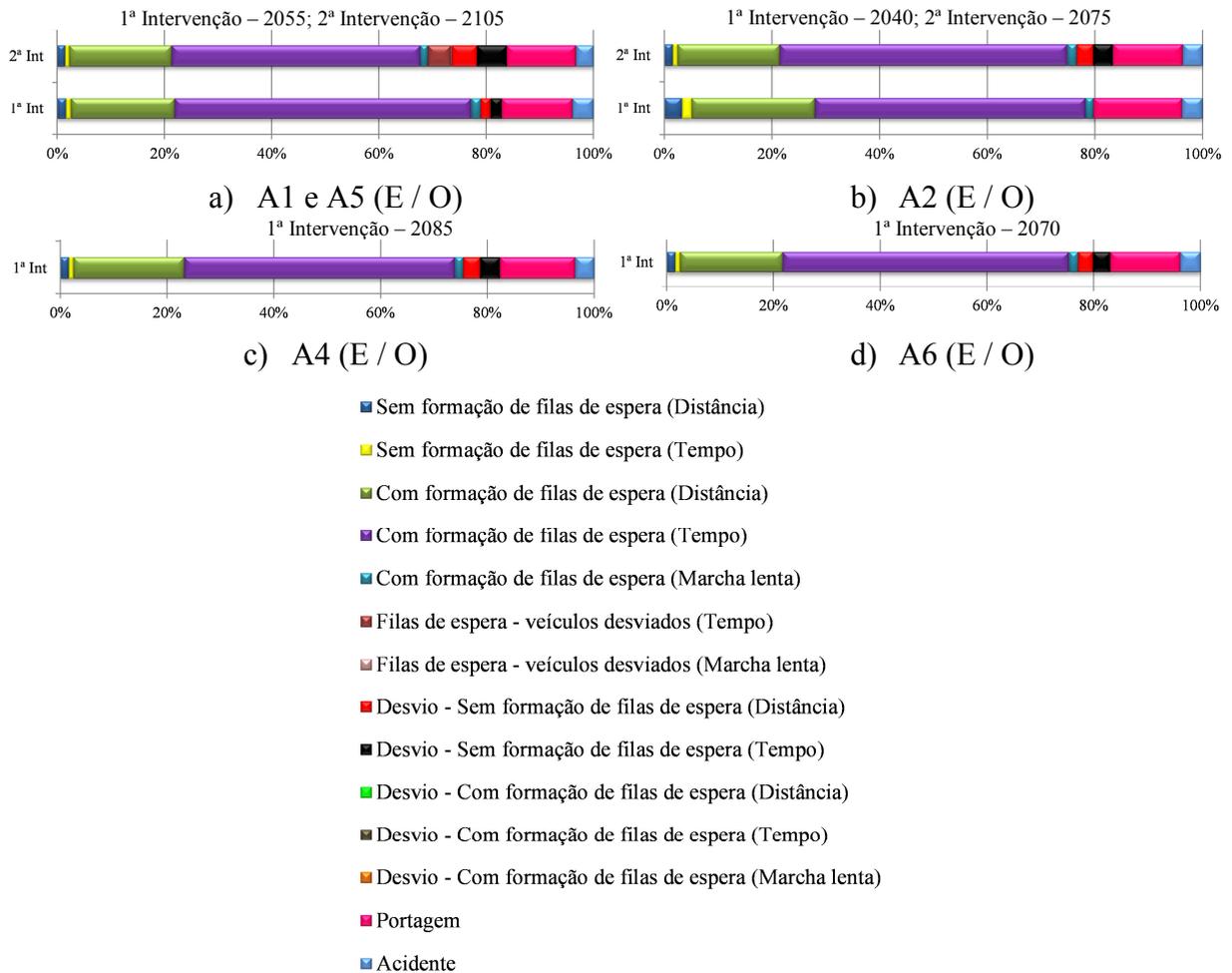


Figura 6.31 – Relação entre custos – circulação com obras

Da análise da Figura 6.31, verifica-se que, para todas as intervenções, independentemente da alternativa, o peso do custo, devido aos gastos dos utentes que decorrem da travessia da via sem formação de filas de espera, é muito reduzido, praticamente sem relevância.

Da Figura 6.31 constata-se ainda que a introdução de perturbações faz com que seja necessário deslocar alguns veículos para o desvio alternativo, fazendo com que o custo associado à sua travessia seja, em qualquer das intervenções, superior ao custo de travessia da via no cenário de circulação de tráfego sem formação de filas de espera. Este facto deve-se a um cada vez maior número de veículos ser obrigado a utilizar a via de desvio e também ao aumento do número de veículos que atravessam a via em obras com formação de filas de espera.

Como se pode observar na Tabela 6D.2 do Anexo 6D, verifica-se ainda que, para a 1ª intervenção da alternativa A2, não existem custos associados ao desvio. Isto deve-se a que, para o volume de veículos projetado para o ano de 2040, o número de veículos em fila de espera não atinge o valor limite de 500, a partir do qual os veículos são desviados. A não existência destes custos faz com que o peso relativo dos restantes componentes seja obviamente superior.

Observa-se, relativamente ao custo que resulta de percorrer a distância pelo desvio, que, para todas as alternativas e para as diferentes intervenções, não existem custos associados à formação de filas de espera exceto para as alternativas A1 e A5 na 2ª intervenção. Estes

custos resultam da formação de filas de espera na via principal devido ao elevado número de veículos que são forçados no modelo a tomar o desvio. Este componente dos custos resulta não só do tempo perdido na formação de filas de espera mas também devido aos custos de operação em marcha lenta.

Constata-se genericamente que, dado o constante crescimento do tráfego admitido, os custos de circulação pelo desvio são crescentes pois o número de veículos desviados aumenta com o avanço temporal das intervenções.

Quanto aos custos devidos à portagem, verifica-se que o seu peso não sofre alterações significativas relativamente ao custo total, sofrendo mesmo uma ligeira diminuição ao longo do tempo, pois a proporção de veículos que circula na via é cada vez menor dado o aumento percentual do número de veículos desviados.

Relativamente ao peso dos custos de acidente, constata-se que existe uma ligeira diminuição com o avanço temporal da análise, mantendo-se no entanto o seu peso aproximadamente igual.

Seguidamente, é apresentada a análise dos custos resultantes da travessia do tráfego na direção oposta, pois, como referido, neste cenário o tráfego é desviado para esta via provocando uma redução de duas para uma via.

6.7.2.2 Sentido Fornos de Algodres → Celorico da Beira

Como referido, a principal característica relativamente ao estudo no sentido contrário é o volume de tráfego no ano de referência de 2012. Nesta direção, considera-se um volume diário de tráfego de 4300 veículos. Admite-se que a distribuição horária é igual à adotada no sentido oposto.

Na Figura 6.32, estão representados, para as diferentes alternativas, os pesos relativos dos custos de circulação na via sem a realização de obras.

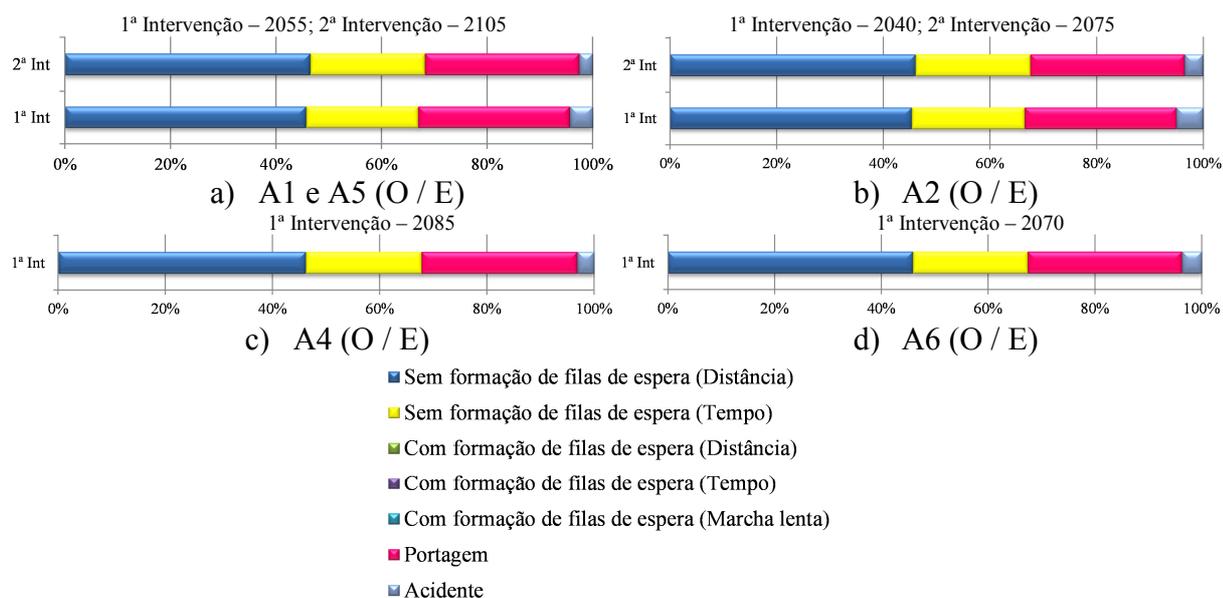


Figura 6.32 – Relação entre custos – circulação sem obras

Constata-se, tal como na direção oposta, que o componente dos custos com mais peso é o relativo ao gasto de travessia da via sem formação de filas de espera (distância + tempo).

Observa-se também que o tráfego se desenrola, para todas as alternativas, sem que haja lugar à formação de filas de espera. Do custo de travessia, confirma-se que o maior peso é o relativo aos custos de operação de veículos, o qual aumenta ligeiramente com o avançar das intervenções, seguido pelos custos de portagem.

Verifica-se, também neste sentido, que o peso dos custos de acidente vai diminuindo quando se avança temporalmente com as intervenções.

Na Figura 6.33, estão representados os pesos relativos dos custos para as alternativas de reparação consideradas.

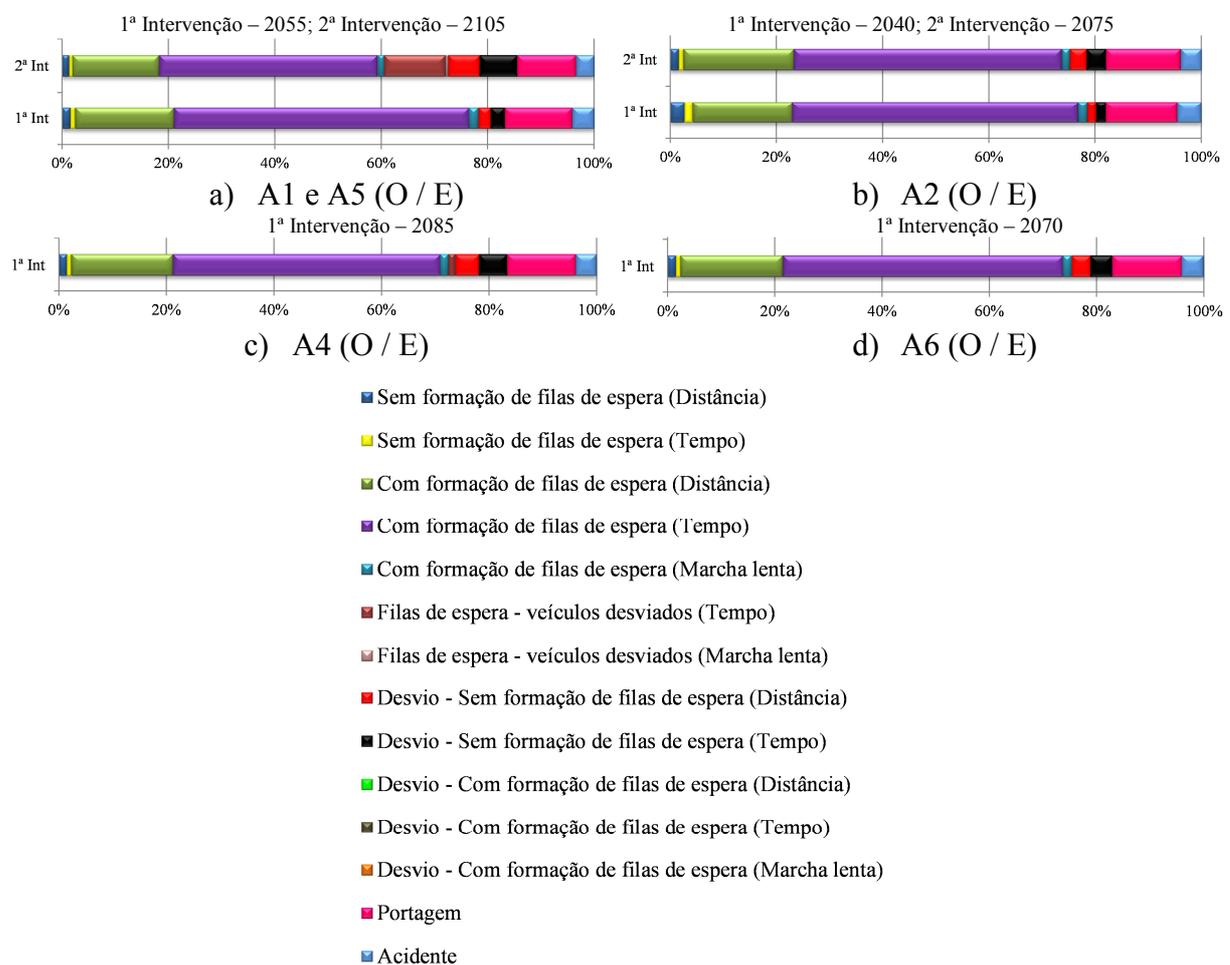


Figura 6.33 – Relação entre custos – circulação com obras

Fazendo uma análise comparativa com os custos representados na Figura 6.31, constata-se um acentuar da tendência de diminuição do peso do custo de travessia da via sem qualquer formação de filas de espera. A justificação para este facto é que neste sentido o volume de tráfego é cerca de 10% superior ao tráfego no sentido oposto. Estes valores podem-se comprovar através da análise dos componentes dos custos da 1ª intervenção da alternativa (A2).

No sentido (O / E), verificou-se que, dado o relativamente pequeno volume de tráfego na via,

não existem custos relativos à travessia do desvio. Nesta direção, isso já não se verifica, constatando-se que existem em todas as intervenções, independentemente da alternativa considerada, custos relativos à travessia da via de desvio.

Constata-se que continuam as mesmas tendências detetadas no sentido contrário, isto é:

- o componente principal dos custos resulta dos custos decorrentes da circulação com formação de filas de espera;
- dos custos de circulação com formação de fila de espera, o componente relativo ao peso do custo devido ao tempo é o mais relevante (embora o seu peso relativo vá diminuindo ao longo do tempo);
- o peso dos custos de travessia do desvio é crescente;
- o peso dos custos de portagem é relativamente constante ao longo do tempo, diminuindo ligeiramente com o aumento dos veículos desviados, ou seja, com o aumento dos custos de desvio;
- ligeira diminuição dos custos de acidente.

6.8 Análise de custos

Seguidamente, com base nos valores apresentados no Anexo 6G da Tabela 6G.1 à Tabela 6G.4, faz-se uma representação dos custos decorrentes da aplicação da cada uma das intervenções.

6.8.1 Custos diretos

Na Figura 6.34, são representados os custos diretos acumulados ao longo de todo o período de intervenção. As discontinuidades que se observam resultam dos investimentos realizados para cada opção. Constata-se que a opção A6 é a única que apresenta, para além das discontinuidades, um crescimento gradual. Isto deve-se a ser a única opção em que se considera que existam custos anuais de manutenção.

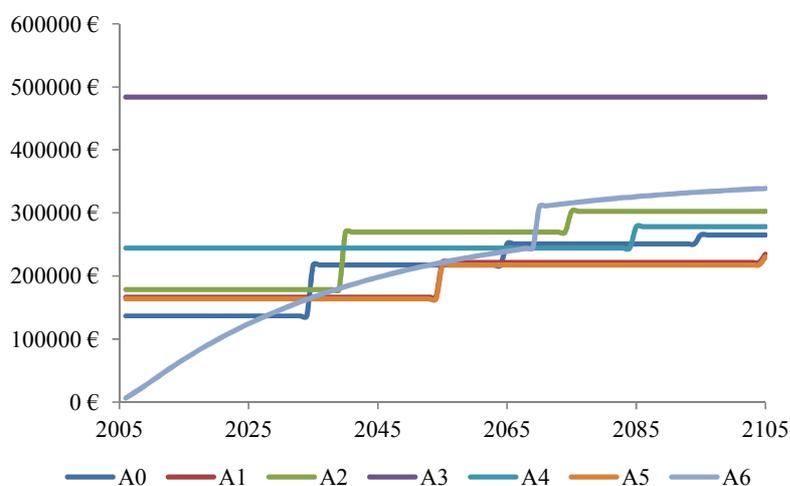


Figura 6.34 – Custos diretos

Como apresentado na Tabela 6.8, verifica-se que a melhor opção, considerando apenas os custos diretos, é a A5 (inibidores de corrosão). A alternativa A1 (armaduras com revestimento epoxídico) apresenta, relativamente à melhor opção, um custo 2% superior.

No extremo oposto, encontram-se as alternativas A6 (proteção / prevenção catódica) e A3 (armaduras de aço inoxidável).

6.8.2 Custos dos utentes

Os custos dos utentes, considerando os gastos decorrentes da perturbação em ambas as direções, são apresentados na Tabela 6.52. Nesta tabela, é apresentada também a classificação de cada uma das opções relativamente ao menor custo.

Tabela 6.52 – Custos totais dos utentes atualizados e classificação

Ano / opção	Aço corrente	Armaduras revestidas com resina epóxida	Armaduras de aço galvanizadas	Armaduras de aço inoxidável	Armaduras revestidas a aço inoxidável	Adjuvantes inibidores de corrosão	Proteção / prevenção catódica
	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Total	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
Classificação	7	4	6	1	2	4	3

Na Figura 6.35, são representados os custos diretos resultantes do somatório dos custos que decorrem em ambas as direções.

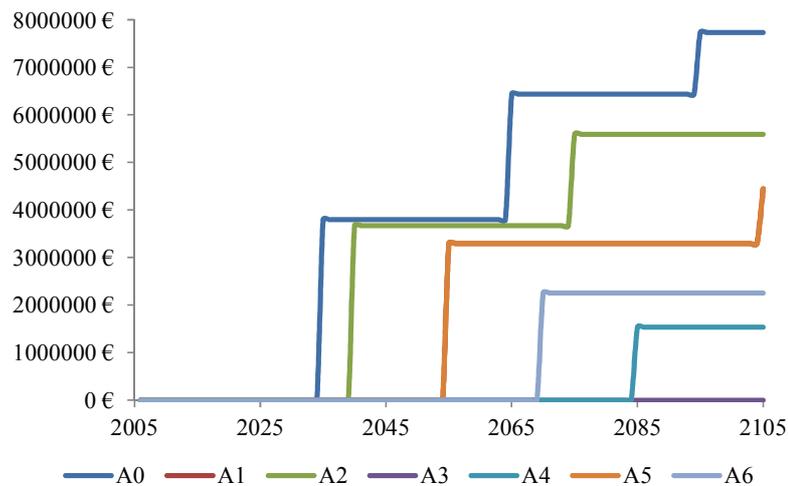


Figura 6.35 – Custos dos utentes

No gráfico, constata-se que a alternativa A0 apresenta maiores custos pois é aquela que impõe um maior número de intervenções (3 no total). Observa-se também que, quanto mais afastada for a data da intervenção relativamente à data do ano de referência, menor será o seu valor atualizado. Isto resulta do facto de se ter imposto um custo de oportunidade de capital de 5%. Embora também se agravem os custos, quer devido à taxa de inflação (2%) quer devido à taxa de aumento do volume de tráfego (1%), estes não conseguem, no período de análise, ultrapassar o efeito da atualização dos custos.

A melhor alternativa, considerando apenas os custos dos utentes, é a que resulta da utilização de armaduras de aço inoxidável (alternativa 3). Esta solução, como referido, possui uma vida útil (110 anos) superior ao período de análise, que neste caso se considerou ser 100 anos, não produzindo quaisquer custos aos utentes.

A segunda melhor opção é a que resulta da aplicação de armaduras revestidas a aço inoxidável.

6.8.3 Custos globais

Estes custos são obtidos adicionando os custos diretos aos custos dos utentes. Na Tabela 6.53, são apresentados os valores totais, a classificação de cada alternativa e o valor percentual do acréscimo de custo relativamente à solução ótima.

Tabela 6.53 – Custo global atualizado e classificação

Ano / Opção	Aço corrente	Armaduras revestidas com resina epóxida	Armaduras de aço galvanizadas	Armaduras de aço inoxidável	Armaduras revestidas a aço inoxidável	Adjuvantes inibidores de corrosão	Proteção / prevenção catódica
	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Total	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
Classificação	7	5	6	1	2	4	3
Acréscimo de custo relativamente à solução ótima	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%

Pode observar-se que a solução ótima é a que resulta da aplicação de armaduras de aço inoxidável. Esta solução é a única que não tem custos dos utentes, pois estes materiais têm usualmente uma vida útil superior ao período de análise considerado. A sua classificação resulta do facto de os custos dos utentes serem muito superiores aos custos de aplicação das técnicas.

Observa-se ainda que a alternativa que prevê a utilização de armaduras revestidas a aço inoxidável está classificada em segundo lugar.

Por outro lado, a solução convencional, utilização de armaduras de aço corrente, é a que apresenta um pior desempenho económico tendo um acréscimo de custo superior a 1500%.

Para uma mais fácil visualização da evolução dos custos das diferentes alternativas, estes são representados na Figura 6.36.

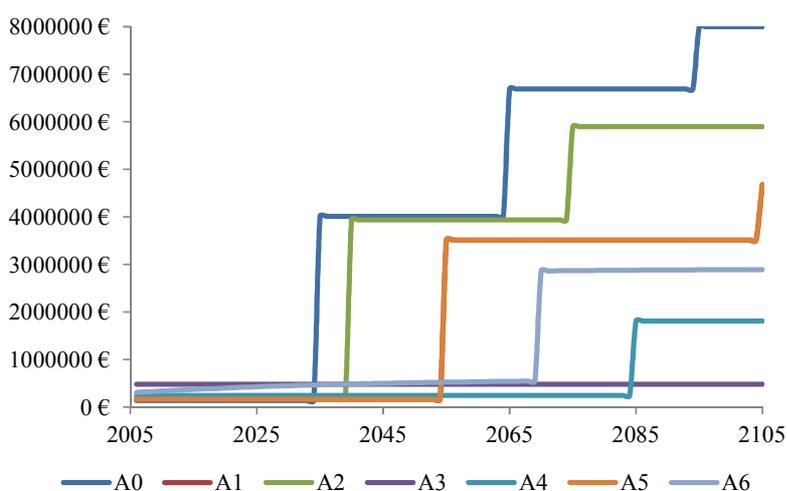


Figura 6.36 – Custos globais

6.9 Análise de sensibilidade

De seguida, é apresentada uma análise de sensibilidade dos parâmetros que previamente se definiram como fundamentais. O procedimento utilizado consiste no estudo, para cada alternativa, da relação entre a variação do parâmetro em causa e a variação do custo. Nestas tabelas, é apresentado em destaque o valor admitido no cenário inicial. Para uma mais fácil visualização das tendências de evolução, faz-se uma representação das variações resultantes. Nesta análise, são apresentadas as tabelas onde se pode constatar a variação percentual do valor de cada alternativa relativamente à solução ótima.

As alternativas A1 e A5, relativamente aos custos dos utentes, são abordadas em conjunto pois, como as intervenções previstas ocorrem na mesma data e se considera o mesmo tempo de intervenção, geram os mesmos custos.

Para cada parâmetro, faz-se uma análise considerando os custos: diretos; dos utentes; e totais.

6.9.1 Inflação

Neste cenário, é analisado o efeito da variação da taxa de inflação nos diferentes componentes dos custos. No cenário de referência, considerou-se uma taxa de inflação de 2%; aqui analisa-se o efeito nos custos das seguintes taxas: 0%; 1%; 2% (base); 3%; e 4%.

São apresentados, no Anexo 6H, da Tabela 6H.1 à Tabela 6H.3, os custos diretos para os diferentes cenários de inflação considerados. Constata-se que a solução mais económica é, para qualquer cenário, a alternativa A5 sendo que se registam, dependendo da taxa considerada, algumas variações relativamente à diferença de custo das restantes alternativas, excetuando a alternativa A1 pois esta ocorre nas mesmas datas.

Observa-se, na Figura 6.37, que a alternativa A3 se aproxima gradualmente da solução ótima, pois esta é a única alternativa que apenas sofre uma intervenção no ano de construção. Como se considerou que a taxa de inflação é a mesma durante todo o período de análise do estudo, o gasto admitido no ano de construção diminui com o aumento da taxa de inflação.

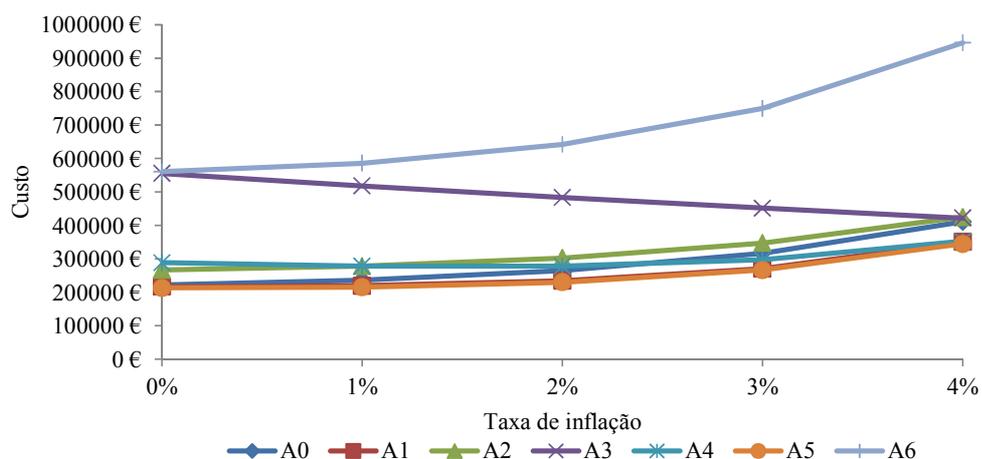


Figura 6.37 – Variação dos custos diretos com a taxa de inflação

Relativamente aos custos dos utentes verifica-se, da análise da Tabela 6H.4 à Tabela 6H.5 do Anexo 6H que estes aumentam globalmente com o agravamento da taxa de inflação. Constata-se ainda, na Tabela 6H.5, que a alternativa A4 é aquela que maior aumento sofre relativamente ao cenário base (2% de taxa de inflação), pois apenas prevê uma intervenção 80

anos após a construção, concentrando-se nesta data o aumento de custos devido ao incremento da taxa de inflação.

Na Figura 6.38, constata-se que as alternativas A0, A1 e A5, por serem as que preveem uma intervenção perto do final do período de análise (2095, 2105 e 2105), são as que mais aumentam a diferença de custos relativamente ao cenário base. Este aumento agrava-se com o aumento da taxa de inflação. Verifica-se, para a taxa de 4%, que os custos dos utentes para a alternativa A5 são praticamente os mesmos do que os da alternativa A1. Verifica-se, para esta taxa, que o custo da alternativa A5, é superior ao da alternativa A2, pois as intervenções ocorrem em datas posteriores, levando a que haja mais veículos na via e, portanto, maiores custos.

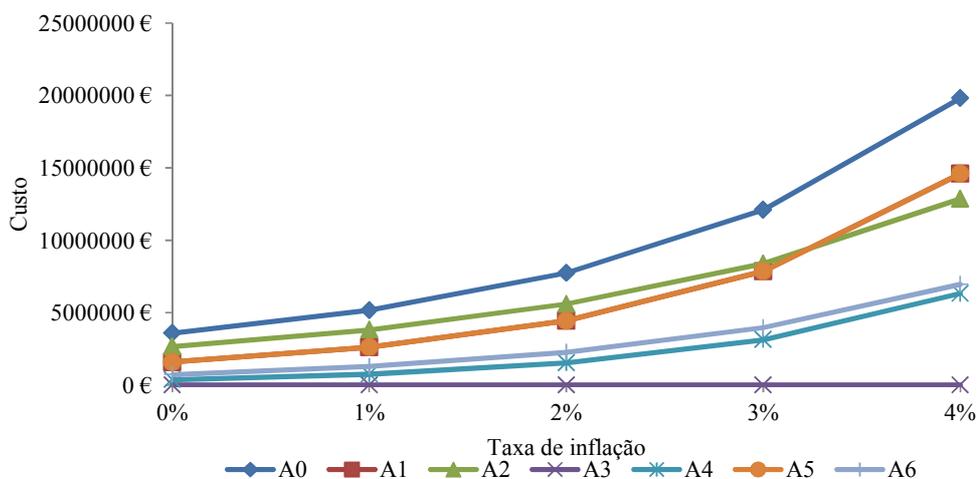


Figura 6.38 – Variação dos custos dos utentes com a taxa de inflação

É apresentada, da Tabela 6H.6 à Tabela 6H.8 do Anexo 6H, a relação de custos totais com a variação da taxa de inflação. A relação entre os custos das diferentes alternativas é apresentada na Figura 6.39.

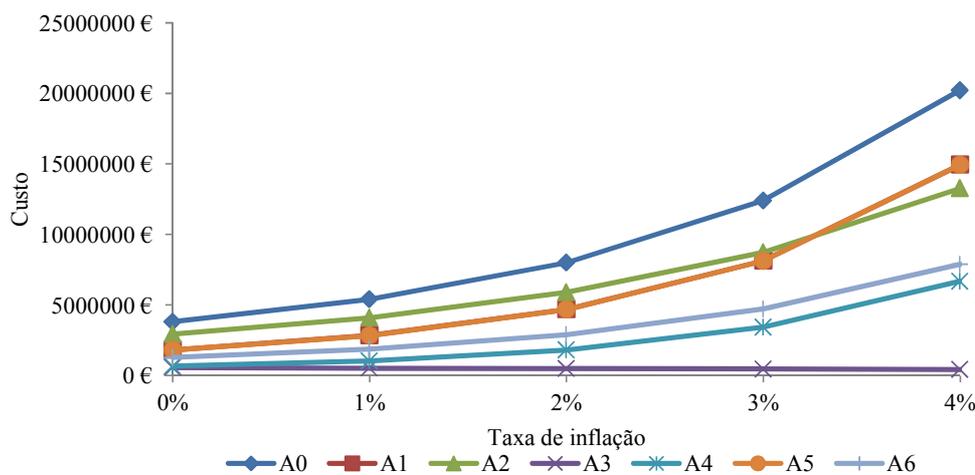


Figura 6.39 – Variação dos custos totais com a taxa de inflação

Dado que apenas ocorre uma intervenção, à data da construção para a alternativa A3, observa-se que o aumento da taxa de inflação leva a que esta solução seja tanto mais económica quanto maior for a taxa, sendo sempre, para qualquer cenário, a melhor opção.

A diminuição da taxa de inflação leva a uma diminuição das diferenças, tornando, quando a taxa de inflação é nula, a alternativa A4 competitiva relativamente à opção A3.

Constata-se que a taxa de inflação considerada pode influenciar em muito os valores dos custos; no entanto, no que respeita a pontes novas, esta não condiciona, para esta gama de valores de custos diretos e de custos dos utentes, a tomada de decisão, pois em qualquer dos cenários será a alternativa A3 a escolha mais económica, dado que esta não tem custos dos utentes.

Verifica-se, relativamente à taxa de inflação, que quanto maior forem os custos a longo prazo mais importância tem uma correta estimativa da taxa de inflação. Fazendo uma análise individual, constata-se, relativamente à taxa de inflação considerada, que uma diminuição de 2% no valor da taxa de inflação para a alternativa A0 faz com que o custo total baixe cerca de 60% e que uma subida de 2% da taxa de inflação produz um aumento de cerca de 150%.

6.9.2 Custo de oportunidade de capital

Neste cenário, é analisado o efeito da variação do custo de oportunidade de capital nos diferentes componentes dos custos. No cenário de referência, considerou-se um custo de oportunidade de capital de 5%. Aqui analisa-se o efeito nos custos do custo de oportunidade de capital para os valores: 1%; 3%; 5% (base); 7%; e 9%.

Os resultados relativos à análise da influência do custo de oportunidade de capital nos custos diretos são apresentados da Tabela 6I.1 à Tabela 6I.8 do Anexo 6I. Constata-se que, como o aumento do valor do custo de oportunidade de capital reflete diretamente a desvalorização do valor da moeda, com o seu aumento diminuem os custos atualizados para todas as alternativas com a exceção da alternativa A3, pois esta, pela natureza das armaduras utilizadas, não prevê qualquer intervenção após a construção da ponte. Verifica-se que a variação entre os valores dos custos para as diferentes alternativas é muito significativa para o intervalo de variação do parâmetro considerado.

Através da análise da Figura 6.40, constata-se a influência deste parâmetro, pois apenas quando se considera um valor ligeiramente inferior a 3% é que a alternativa mais económica é a A3, deixando gradualmente de o ser com o aumento deste valor.

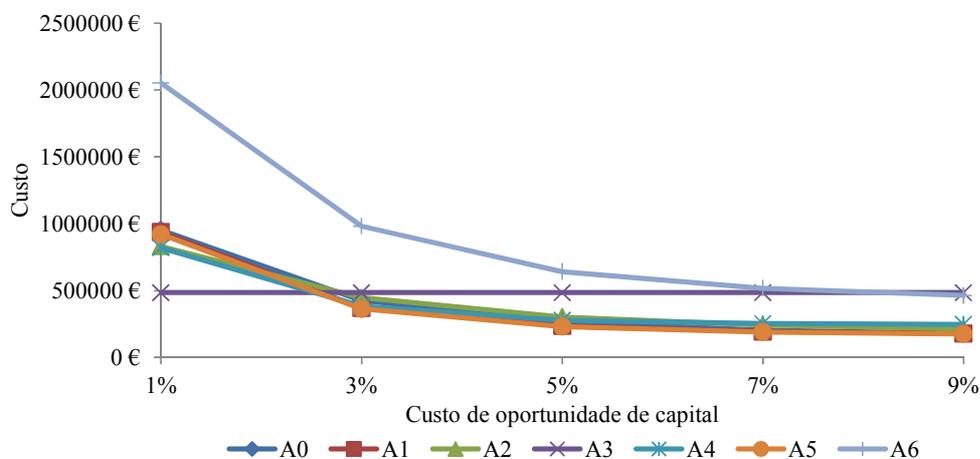


Figura 6.40 – Variação dos custos diretos com o custo de oportunidade de capital

Verifica-se também, com a exceção das alternativas A3 e A6, que o aumento do custo de oportunidade de capital faz com que a diferença entre os valores dos custos diretos seja cada vez menor.

Da análise da Tabela 6I.4 e da Tabela 6I.5 do Anexo 6I, verifica-se que a influência do valor do custo de oportunidade de capital nos custos dos utentes é ainda mais significativa do que para os custos diretos. A variação que se constata é de uma ordem de grandeza.

Na Figura 6.41, observa-se uma grande redução registada no valor dos custos dos utentes com o aumento do custo de oportunidade de capital. Verifica-se, para os valores extremos do intervalo de análise, que a variação dos custos dos utentes é de uma ordem de grandeza, para todas as alternativas excetuando a A3, pois não tem quaisquer custos dos utentes.

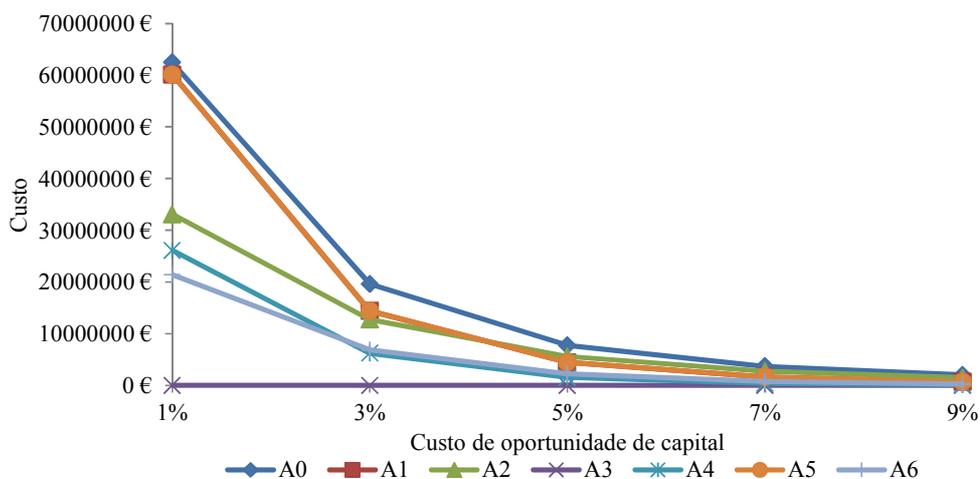


Figura 6.41 – Variação dos custos dos utentes com o custo de oportunidade de capital

A análise dos custos totais relativamente à variação do custo de oportunidade de capital é apresentada da Tabela 6I.6 à Tabela 6I.8 do Anexo 6I. Na Figura 6.42, são observadas as tendências registadas para os custos diretos e dos utentes.

A redução de custos, resultante da consideração de valores superiores do custo de oportunidade de capital, faz com que, no cenário de este ser 9%, a alternativa mais económica seja a A4.

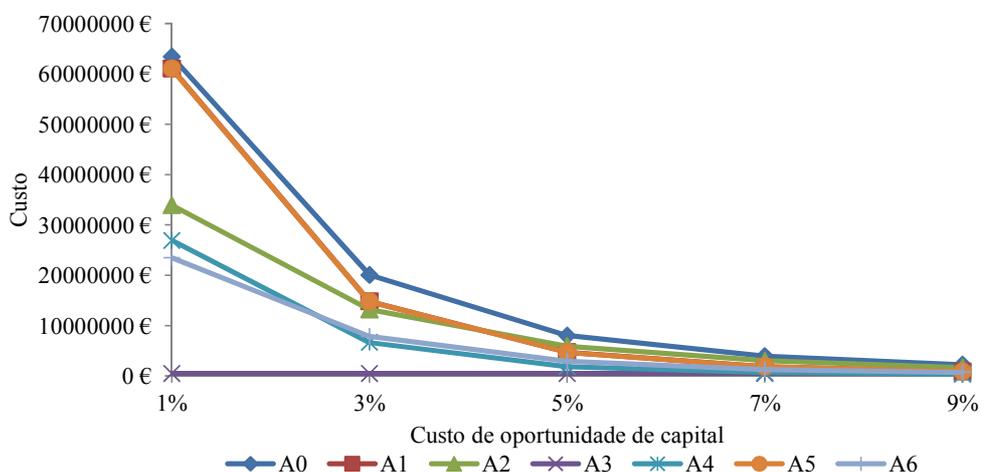


Figura 6.42 – Variação dos custos totais com o custo de oportunidade de capital

É fundamental que a taxa de custo de oportunidade de capital considerada ao longo de todo o período de análise seja a mais rigorosa possível, pois, como se constata pela análise realizada, pode alterar a decisão sobre a opção a tomar, podendo levar a um aumento significativo de custos.

6.9.3 Taxa de crescimento de tráfego

Neste cenário, é analisado o efeito da variação da taxa de crescimento do tráfego nos diferentes componentes dos custos. No cenário de referência, considerou-se uma taxa de crescimento do tráfego de 1%. Aqui analisa-se o efeito nos custos para as taxas: -1; 0%; 1% (base); 2%; e 3%.

No Anexo 6J, da Tabela 6J.1 à Tabela 6J.8, são apresentados os custos diretos para cada alternativa. Observa-se que este parâmetro não tem qualquer influência nos custos diretos, pois estes dependem, ao longo do tempo, apenas do custo de construção e não do tráfego que nela circula.

Mesmo considerando que esta ponte está num ambiente rural, deve referir-se que o aumento do tráfego na estrutura produz, por exemplo, o aumento da concentração de CO e CO₂ disponível na atmosfera, potenciando reações de carbonatação do betão e logo a sua degradação. Este fenómeno, dada a dificuldade na sua quantificação, não é modelado nem considerado neste trabalho.

Na Figura 6.43, está representada a variação dos custos dos utentes. Da análise dos valores apresentados na Tabela 6J.4 e na Tabela 6J.5 do Anexo 6J, verifica-se um aumento dos custos até se atingir uma taxa de crescimento de 2%.

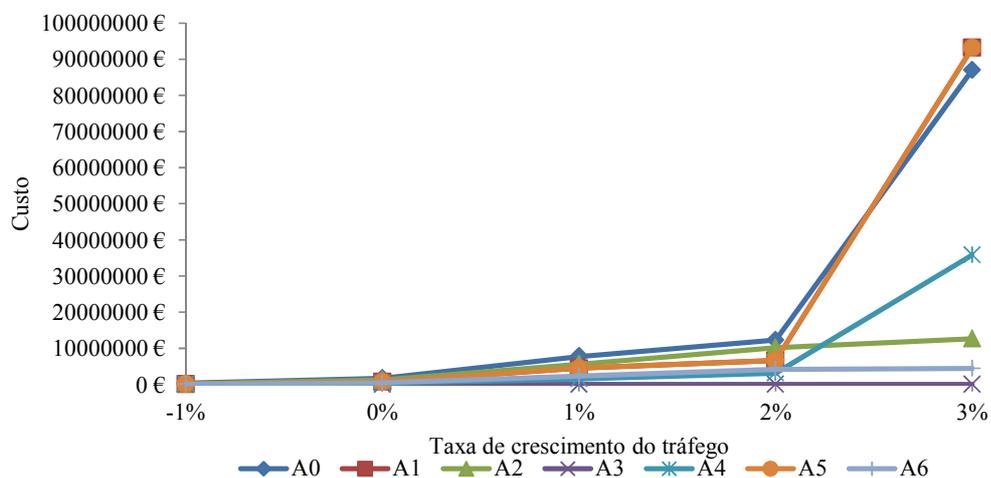


Figura 6.43 – Variação dos custos dos utentes com a taxa de crescimento do tráfego

Para valores superiores a 2%, observa-se um crescimento desproporcionado. Estes valores, aparentemente não expectáveis, resultam da limitação física do modelo de análise. O modelo não permite que exista uma perturbação contínua na via, pois o cálculo da taxa de veículos em fila de espera é realizado considerando a média de veículos em fila de espera para cada período horário em estudo e o seu precedente. Deste modo, como referido no Capítulo 5, a via estaria permanentemente com filas de espera, ultrapassando o limite de validade do modelo, pois a via entraria em rotura funcional. Este facto apenas ocorre quando se faz a análise para as intervenções que se realizam em 2095 e 2105.

Deve referir-se que mesmo os valores resultantes dos cálculos dos custos para a taxa de 2% já não são reais, pois embora não apresentem uma evolução de custos tão díspar como para taxas superiores, para esta taxa, e para as intervenções que ocorrem em datas próximas do final do período de análise, o escoamento total do tráfego em 24 horas deixa de ser possível.

Este facto é um indicador para que, nestes casos em que o congestionamento é constante, se deve desviar um ainda maior número de veículos. Neste cenário de contínua formação de filas de espera, seriam os próprios condutores a optar por vias alternativas, fazendo com que a previsão de veículos na via realizada não fosse fiável.

Observa-se que o modelo, quando considera taxas de crescimento superiores a 2%, produz soluções muito díspares. Estes valores, embora tenham sido aqui apresentados, não possuem qualquer significado físico.

Dado que os custos totais resultam da adição dos custos diretos e dos custos dos utentes atualizados, os custos totais aqui apresentados também não têm significado físico para valores da taxa de crescimento superior a 2%. Os valores dos custos totais são apresentados da Tabela 6J.6 à Tabela 6J.8 do Anexo 6J, sendo a sua representação feita na Figura 6.44.

Constata-se, da análise da Tabela 6J.8, que, se a taxa de crescimento for negativa, os custos dos utentes serão cada vez menor, levando mesmo a que a opção mais económica seja a resultante da aplicação da alternativa A4.

Da análise dos valores resultantes da variação da taxa de crescimento do tráfego, constata-se que, embora o modelo determine custos para qualquer situação, é fundamental que este estudo seja conduzido impondo condições que possam emular a realidade, isto é, leva a que seja necessário e fundamental um efetivo controlo dos resultados, para que se possam tomar decisões.

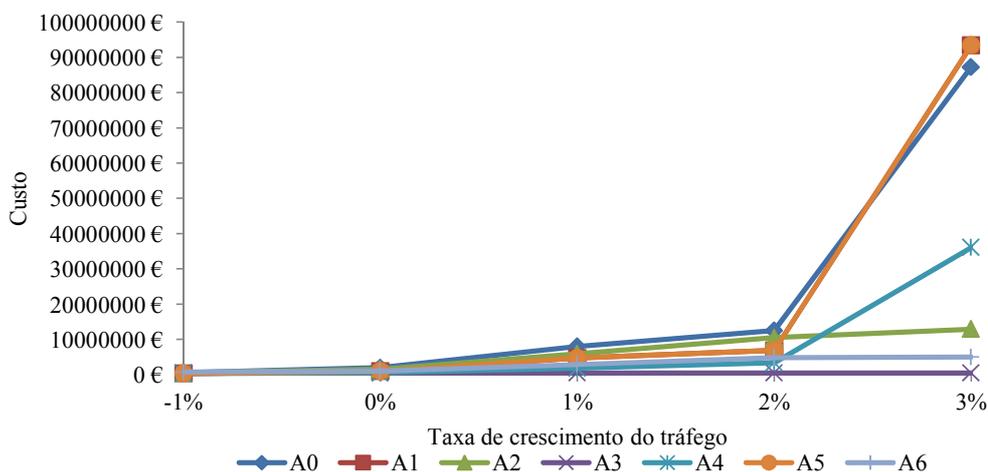


Figura 6.44 – Variação dos custos totais com a taxa de crescimento do tráfego

6.9.4 Recobrimento

No estudo realizado, utilizou-se para o cenário base o valor do recobrimento admitido em projeto (30 mm). A análise de sensibilidade que se apresenta no Anexo 6K, da Tabela 6K.1 à Tabela 6K.8, considera os seguintes valores para o recobrimento: 25 mm; 30 mm (base); 35 mm; 40 mm; e 45 mm.

De acordo com a NP EN 1992-1-1, o valor mínimo admissível para estruturas de betão pré-esforçado da classe estrutural S5 é de 40 mm. Conclui-se, portanto, de acordo com esta norma, que o recobrimento adotado à época não seria regulamentar pelos padrões atuais.

Os custos que se apresentam nesta análise baseiam-se na variação do valor do recobrimento dentro do referido intervalo. A variação do recobrimento considerada é extensível a todas as armaduras. Dada a pequena variação do recobrimento, considera-se que a quantidade total de armadura não sofre alterações, isto é, admite-se a variação de altura útil das armaduras não produz alterações relevantes na quantidade de armadura total.

Na Tabela 6.54, é apresentada a alteração da vida útil que a variação do recobrimento produz, bem como o número total de intervenções resultante a que a estrutura deverá ser submetida para cada alternativa.

Tabela 6.54 – Variação da vida útil e do número de intervenções, com o recobrimento

Recobrimento [mm]	Opção	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
25	Período entre intervenções	20	40	25	100	70	40	55
	Número de intervenções	5	2	4	1	1	2	100
30	Período entre intervenções	30	50	35	110	80	50	65
	Número de intervenções	3	2	2	0	1	2	100
35	Período entre intervenções	41	61	46	121	91	61	76
	Número de intervenções	2	1	2	0	1	1	100
40	Período entre intervenções	55	75	60	135	105	75	90
	Número de intervenções	1	1	1	0	0	1	100
45	Período entre intervenções	70	90	75	150	120	90	105
	Número de intervenções	1	1	1	0	0	1	100

Verifica-se, como seria expectável, que a vida útil da estrutura aumenta com o aumento do valor do recobrimento. Constata-se, através do aumento da vida útil de cada alternativa, que o número de soluções em que não é necessário nenhuma intervenção (vida útil superior a 100 anos) cresce, passando de 0 para 3 alternativas que não necessitam de intervenções quando se passa, respetivamente, de 25 mm para 45 mm.

Na Figura 6.45, é apresentada a relação existente entre os custos diretos a variação do recobrimento das armaduras da estrutura. Constata-se que existe um aumento dos custos diretos com a redução do valor do recobrimento resultante de um maior número de intervenções. Relativamente ao cenário considerado como base (recobrimento das armaduras igual a 30 mm), constata-se que existe um aumento de custo para todas as alternativas, pois em todas elas é necessário realizar pelo menos uma intervenção.

Verifica-se, para a alternativa A3 e para valores superiores a 30 mm de recobrimento, que não é necessário realizar nenhuma intervenção, pois a vida útil da estrutura é superior ao período de análise considerado. O mesmo se verifica para a alternativa A4, quando se consideram valores de recobrimento superiores ou iguais a 40 mm, e para a alternativa A5, para valores de iguais ou superiores a 45 mm.

Observa-se ainda que, para a alternativa A3, apenas haverá uma intervenção no cenário de se adotar um recobrimento de 25 mm. Verifica-se, no entanto, da análise da Tabela 6K.2, que a variação de custo relativamente ao cenário base é de apenas 8%. Este aumento, embora se considere uma taxa de inflação de 2%, deve-se a que a intervenção apenas ocorrerá em 2105 resultando num valor atualizado muito baixo.

Como mencionado no Capítulo 3, a maior ou menor facilidade com que as armaduras são atacadas dependem de muitos outros fatores, os quais não foram aqui alvo de análise.

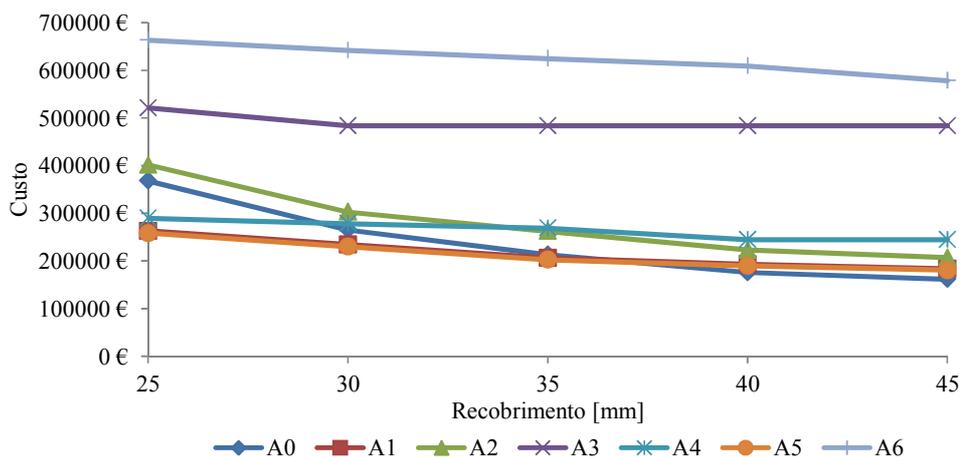


Figura 6.45 – Variação dos custos diretos com o recobrimento

Na Figura 6.46, é apresentada a variação dos custos dos utentes em função do recobrimento adotado. Consta-se que existe uma quebra generalizada dos custos dos utentes. Esta redução de custos deve-se não só a se ter admitido uma taxa de inflação inferior ao custo de oportunidade de capital, mas principalmente à redução do número total de intervenções. Observa-se, por exemplo para a alternativa A0, que o número de intervenções necessárias para um recobrimento de 25 mm é de 5 e, quando se considera 45 mm de recobrimento, tem-se apenas uma intervenção que ocorre em 2075.

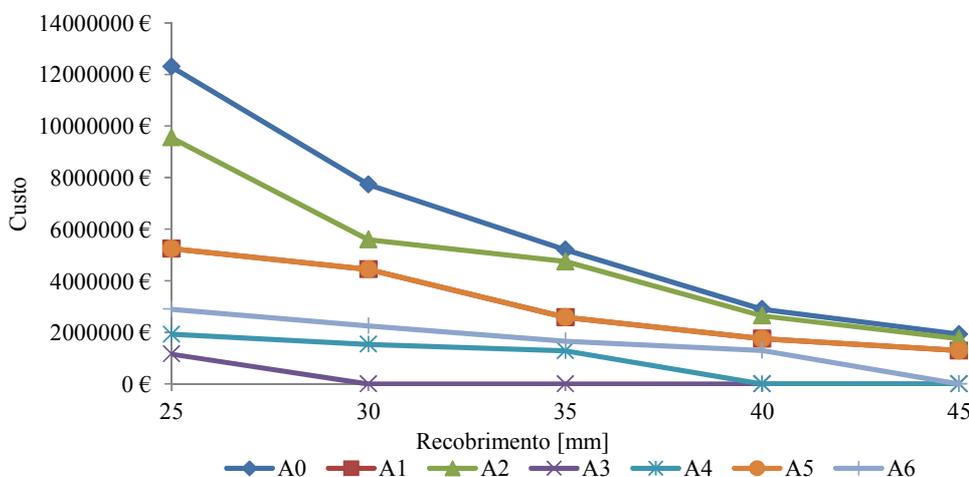


Figura 6.46 – Variação dos custos dos utentes com o recobrimento

Na Figura 6.47, é apresentada uma representação da evolução dos custos globais com o valor considerado para o recobrimento. Verifica-se que, a partir de valores ligeiramente inferiores a 40 mm de recobrimento, a alternativa A4 passa a ser a solução ótima. Em todos os restantes cenários, é sempre a alternativa A3 a mais económica, pois é a única que não necessita de nenhuma intervenção ao longo de todo o período de análise. Observa-se que o comportamento dos custos totais é muito semelhante aos custos dos utentes pois estes são superiores numa ordem de grandeza relativamente aos custos diretos.

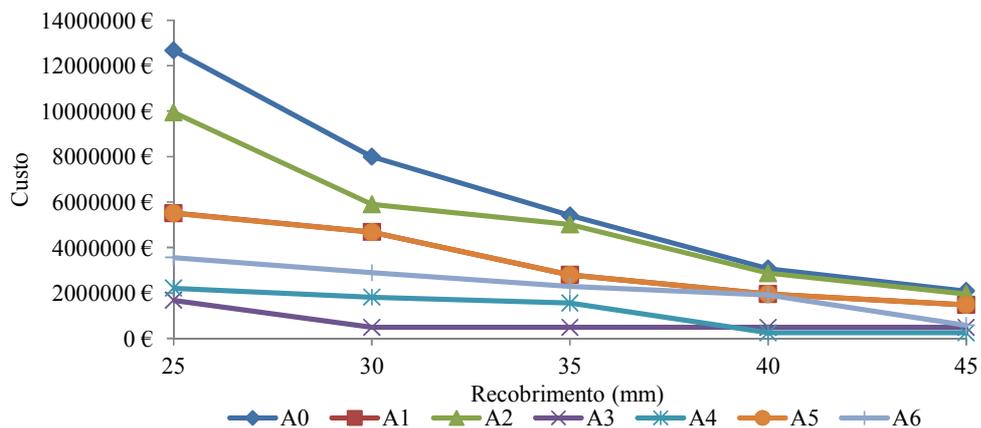


Figura 6.47 – Variação dos custos totais com o recobrimento

O recobrimento adotado, dado que tem uma direta e grande influência no número total de intervenções e, portanto, nos custos dos utentes, é um parâmetro de referência, no que concerne à decisão da solução ótima dos materiais. Embora não se tenha quantificado o custo resultante da variação de recobrimento e da variação da altura útil das armaduras (admitindo que a espessura dos elementos estruturais não é alterada), este valor, para as variações de recobrimento apresentadas, será muito reduzido comparativamente a todos os custos envolvidos. Pode-se afirmar que a melhor solução resulta da consideração de um recobrimento conjuntamente com um tipo de armaduras que permita que a vida útil da solução seja superior ao período de análise.

6.9.5 Custo do tempo

No modelo definido, no Capítulo 5, consideram-se dois métodos para a quantificação do custo do tempo: o método do vencimento e o método do PIB. Estes métodos possuem duas linhas de orientação distintas. O método do vencimento relaciona o custo do tempo com o vencimento do condutor, relacionando o tempo gasto no percurso com o valor monetário horário que aufer. O método do PIB estabelece o custo horário em função da produtividade do país e o número total necessário de horas de trabalho da população para a produzir.

O método utilizado no cenário base foi o método do PIB. Os valores resultantes do estudo dos custos em função do método de quantificação do custo do tempo são apresentados da Tabela 6L.1 à Tabela 6L.8 do Anexo 6L.

Como o custo do tempo influencia exclusivamente os custos dos utentes, também neste estudo se verifica que os custos diretos não são afetados pela escolha do método de quantificação do custo do tempo.

Como se referiu, apenas os custos dos utentes, e consequentemente os custos totais, diferem dependendo do método adotado. A variação entre custos resultante da escolha do método é apresentada na Figura 6.48.

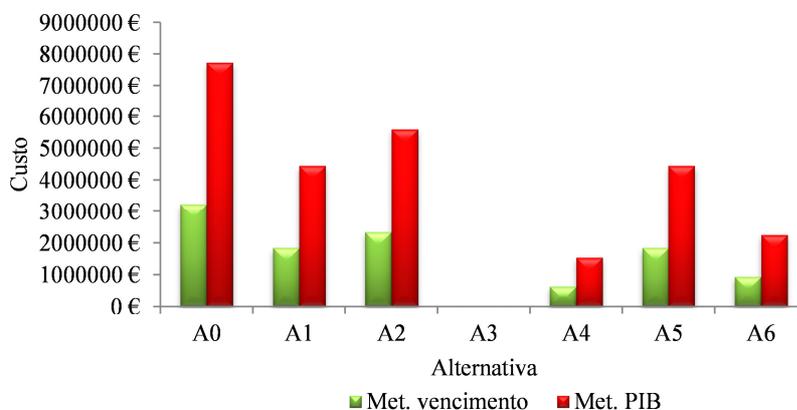


Figura 6.48 – Variação dos custos dos utentes com o método de cálculo do custo do tempo

Verifica-se, da análise da Figura 6.48 e da Tabela 6L.5, que os custos quantificados recorrendo ao método do vencimento são cerca de 40% inferiores aos custos resultantes da sua quantificação pelo método do PIB. Observa-se uma vez mais, para a alternativa A3, que o método de quantificação dos custos dos utentes não tem qualquer influência pois, para esta alternativa, não existem custos dos utentes pois não há lugar a qualquer intervenção.

A relação entre os custos globais, para os diferentes métodos de quantificação, é apresentada na Figura 6.49.

Verifica-se que, como não existem custos dos utentes para a alternativa A3, os custos totais para esta alternativa não são alterados, independentemente do método utilizado.

Como os custos diretos não dependem do método de cálculo do custo do tempo, e dado que têm um relativamente pequeno peso na composição dos custos totais, verifica-se, na Tabela 6L.7, que a relação entre os custos totais para as diferentes opções é sensivelmente igual (45%) à que ocorre para os custos dos utentes.

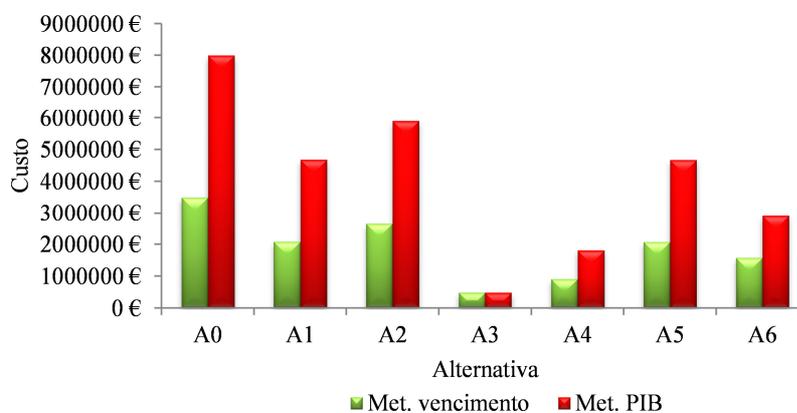


Figura 6.49 – Variação dos custos totais com o método de cálculo do custo do tempo

O método adotado para a quantificação do custo do tempo é um parâmetro fundamental na formação dos custos. Constata-se que um dos principais fatores componentes dos custos

globais é o custo devido ao tempo gasto pelos utentes para percorrer uma determinada distância. Verifica-se que o tempo gasto pode aumentar significativamente com a formação de filas de espera.

Conclui-se que o método de quantificação do custo do tempo a utilizar deve ser o do cenário base, isto é, o método do PIB, pois este considera o custo unitário do tempo para a sociedade em geral.

6.9.6 Custos de acidente

A quantificação dos custos de acidente pode ser realizada utilizando dois métodos: o método do custo de capital humano (CCH) e o método dos custos globais (CG).

Como referido no Capítulo 5, o custo de capital humano inclui as despesas com a perda de bens materiais e de produtividade resultantes dos acidentes. Os custos globais resultam da soma do custo de capital humano, anteriormente referido, com os custos intangíveis resultantes quer nos indivíduos quer nas famílias. Os custos intangíveis têm em consideração os valores atribuídos pela sociedade, de modo a reduzir o risco de perda de vida, sofrimento físico e mental, diminuição da qualidade de vida e danos estéticos permanentes.

O método utilizado no cenário base para a quantificação dos custos de acidente foi o do custo de capital humano. Os valores resultantes do estudo dos custos em função do método de quantificação do custo do tempo são apresentados da Tabela 6M.1 à Tabela 6M.8 do Anexo 6M. À semelhança do que ocorre para os restantes componentes dos custos dos utentes a escolha do método de quantificação dos custos de acidente não tem qualquer influência nos custos diretos

Relativamente aos custos dos utentes, pode-se observar, na Figura 6.50, que a variação global dos custos com o método de quantificação é muito pequena. Constata-se, na Tabela 6M.5, que a variação de valores é da ordem no máximo de apenas 2% dos custos dos utentes.

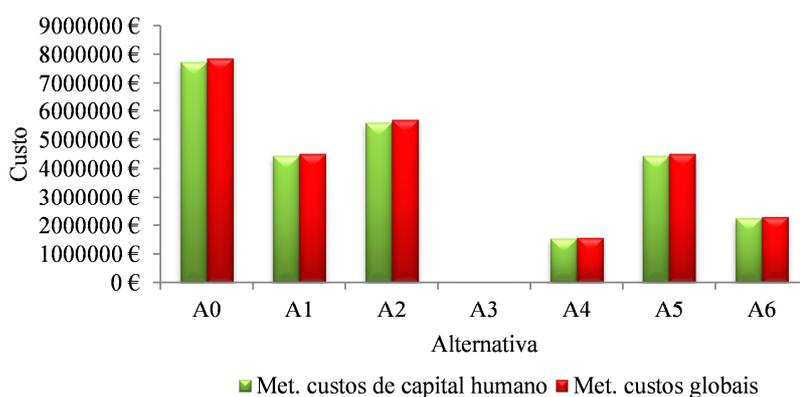


Figura 6.50 – Variação dos custos dos utentes com o método de cálculo dos custos de acidente

Dado que os custos dos utentes são o principal componente dos custos totais e que a escolha do método de quantificação dos custos de acidente não tem qualquer influência na composição dos custos diretos, a variação dos custos globais é ligeiramente inferior à variação obtida dos custos dos utentes, como se pode verificar na Figura 6.51 e na Tabela 6M.8.

Relativamente ao método utilizado para a quantificação dos custos de acidente, verifica-se que a escolha do método não é importante para a composição do custo total. Nos cenários analisados, estes custos atualizados representam apenas cerca de 5% do valor total dos custos. Este peso diminui de intervenção para intervenção, pois o efeito do valor do custo de

oportunidade de capital admitido (5%) tem um peso superior ao do efeito conjunto da inflação (2%), da taxa de crescimento do tráfego (1%) e da taxa de redução de acidentes admitida (-1%).

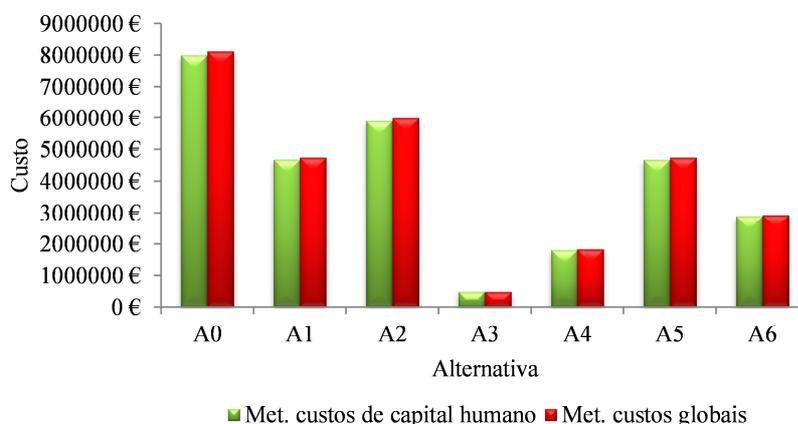


Figura 6.51 – Variação dos custos totais com o método de cálculo dos custos de acidente

Embora os métodos considerem custos significativamente distintos para o valor da vida humana, como o número de acidentes com vítimas mortais é relativamente reduzido, o seu peso na análise é pequeno. Os valores determinados estão em linha com os resultados encontrados na bibliografia internacional. Alguns autores, dado o pequeno peso relativo dos custos de acidente no custo total, não os consideram na análise de custos de ciclo de vida de pontes.

Conclui-se que estes custos, embora pequenos, devem ser considerados na análise de custos de ciclo de vida em pontes. Eles permitem obter os montantes globais dos custos de acidente permitindo, por exemplo, balizar e definir metas para o investimento em campanhas e medidas de prevenção rodoviária.

6.9.7 Taxa de acidentes

De modo a se poder aferir a influência da taxa de acidentes na composição dos custos, são apresentados, no Anexo 6N da Tabela 6N.1 à Tabela 6N.8, os resultados desta análise. A taxa de acidentes considerada no cenário base (-1%) foi determinada no Capítulo 5 recorrendo aos dados existentes da evolução da taxa de acidentes nas vias nacionais. O estudo que é apresentado considera as taxas de: -3%, -2%, -1% (base), 0% e 1%. Por outras palavras, considera uma variação máxima de 2% relativamente ao valor admitido como base.

Verifica-se, de modo análogo ao que ocorreu para os restantes componentes dos custos dos utentes, que os custos diretos são constantes independentemente da taxa de acidentes considerada.

Relativamente aos custos dos utentes, observa-se, da análise da Figura 6.52, que estes aumentam com a taxa de acidentes. Verifica-se que a variação de custos é maior quando se considera um aumento da taxa de acidentes, do que quando se considera uma taxa de redução de acidentes.

A justificação desta evolução deve-se ao facto de, quando se considera o aumento da taxa de acidentes, o seu efeito ser adicionado ao efeito do crescimento da taxa de volume de tráfego considerado. Ao invés, quando se admite uma redução da taxa de acidentes, o seu efeito no custo é minorado devido ao crescimento do volume de tráfego. Esta tendência pode ser observada através da análise dos valores apresentados na Tabela 6N.5.

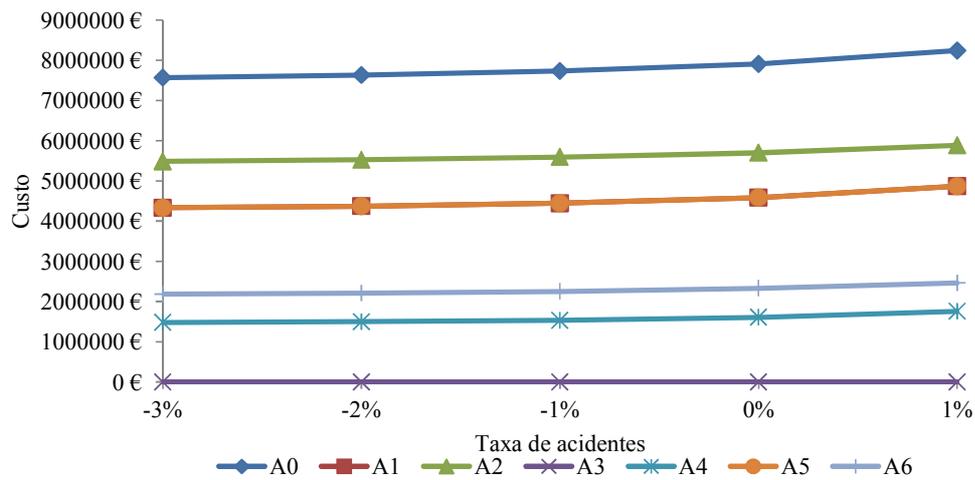


Figura 6.52 – Variação dos custos dos utentes com a taxa de acidentes

Como a taxa de acidentes não tem qualquer influência nos custos diretos, verifica-se que a evolução dos custos totais, dada a magnitude dos custos dos utentes relativamente aos custos diretos, segue a evolução dos custos dos utentes. Esta variação é observável na Figura 6.53.

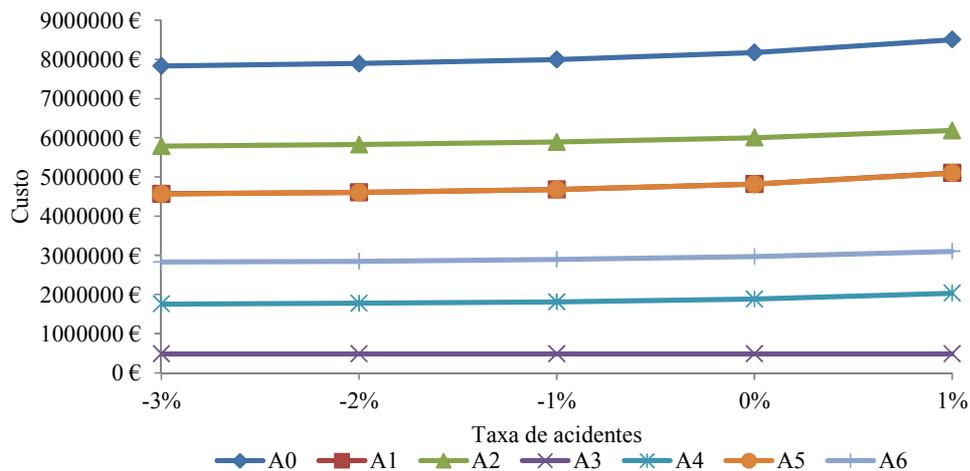


Figura 6.53 – Variação dos custos totais com a taxa de acidentes

Da análise da Tabela 6N.7, verifica-se que, pelo facto de a taxa de acidentes não produzir qualquer efeito nos custos diretos, esse fator funciona como um amortecedor da variação dos custos totais. Esse amortecimento na variação dos custos totais em função do cenário base é de cerca de 1%.

Esta análise permite concluir que o parâmetro da taxa de acidentes considerado tem um efeito relativo na composição dos custos totais, não tendo, nestas condições, qualquer influência na definição da escolha da melhor estratégia de intervenção.

Conclui-se que se deve considerar uma taxa de acidentes ligeiramente negativa, ou no máximo nula, pois o aumento dos custos de acidente não é uma realidade admissível para a sociedade contemporânea.

6.9.8 Dias de intervenção

O modelo apresentado realiza um estudo diário para a determinação dos custos dos utentes. A determinação dos custos totais dos utentes é feita através do somatório dos custos diários que ocorrem no período de intervenção. No cenário base, considera-se como valor de referência 100 dias de interrupção.

Na análise que se apresenta da Tabela 6O.1 à Tabela 6O.8 do Anexo 6O, faz-se um estudo comparativo considerando as seguintes variações: -20%, -10%, 0% (base), 10% e 20%.

Este parâmetro, que define o número de dias de intervenção, isto é, o número de dias em que a perturbação do tráfego existe, não tem qualquer influência nos custos diretos, pois não se considera nos custos diretos o número de dias de intervenção mas, como definido no Capítulo 4, apenas os custos dos materiais.

Como se pode verificar na Figura 6.54, este parâmetro tem uma relação direta com os custos dos utentes.

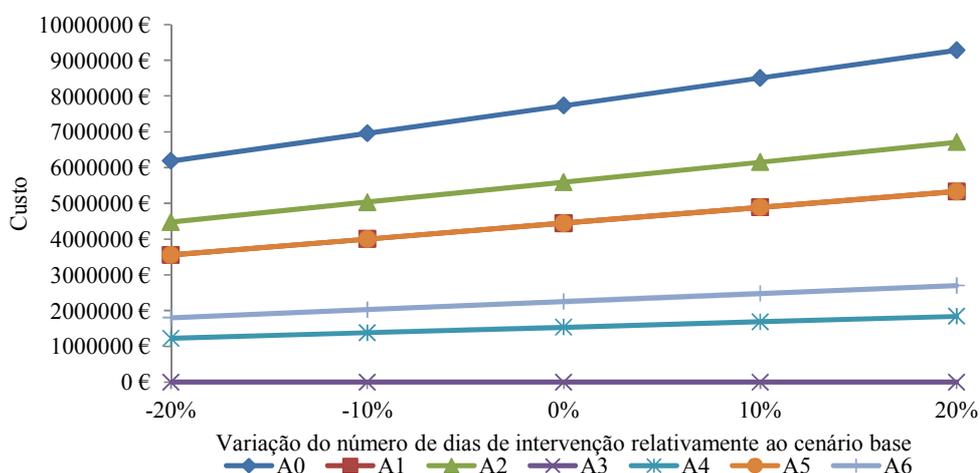


Figura 6.54 – Variação dos custos dos utentes com os dias de intervenção

Constata-se, da análise da Tabela 6O.5, que a relação entre os custos dos utentes e os dias de intervenção tem uma variação direta e linear.

Na Figura 6.55, é apresentada a variação dos custos totais com a variação dos dias de intervenção. Verifica-se a mesma tendência constatada para a evolução dos custos dos utentes.

Observa-se que a influência da variação dos custos totais com a variação dos dias de intervenção é ligeiramente inferior à observada para os custos dos utentes. Essa diferença resulta da independência dos custos diretos relativamente aos custos de intervenção.

Na Tabela 6O.7, constata-se que a diferença na variação dos custos totais é ligeiramente amortecida para todas as alternativas. O valor do amortecimento produzido pela manutenção dos custos diretos é tanto maior quanto maior for o seu peso na composição do custo final. Para as alternativas A0, A1, A2 e A5, verifica-se que a introdução dos custos diretos apenas produz um amortecimento de 1% na variação dos custos totais. Esse valor é de 3% para a alternativa A4 e de 4% para a alternativa A6.

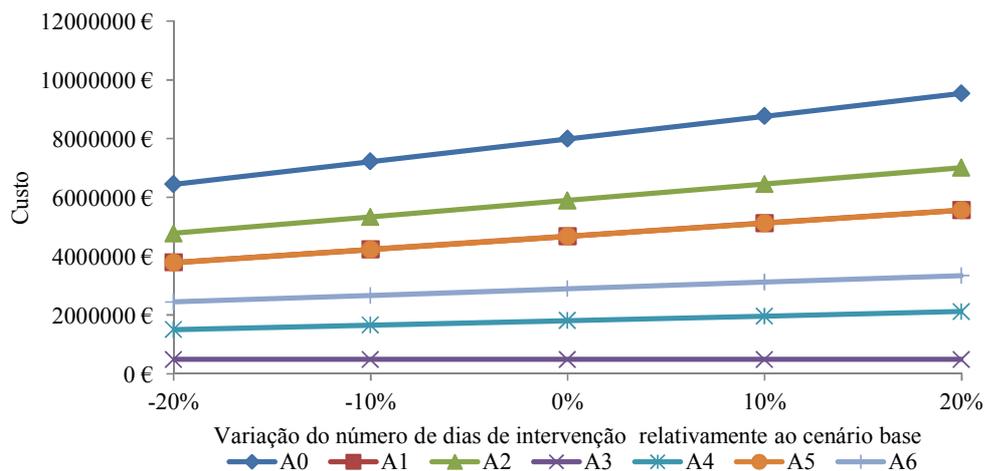


Figura 6.55 – Variação dos custos totais com os dias de intervenção

A análise dos resultados permite concluir que os dias de intervenção se revelam fundamentais na composição dos custos totais, pois os custos dos utentes são-lhe diretamente proporcionais. Como o custo dos utentes é o principal fator na composição dos custos totais, quanto mais reduzido for o período de intervenção, menores serão os custos totais.

Conclui-se que a realização do estudo recorrendo a este modelo permite definir com o construtor / concessionária uma estratégia de prémio / penalização. A quantificação dos custos totais diários permite definir e quantificar os valores limite para a atribuição de gratificações, como incentivo pela conclusão antecipada da obra, bem como permite definir valores para as penalizações por violação dos prazos de intervenção na obra.

6.9.9 Veículos desviados

Apresenta-se o estudo considerando como cenário base o valor 500 para número máximo de veículos em fila de espera. Admitiu-se que, quando o número de veículos em fila de espera atinge este valor, todos os veículos adicionais serão encaminhados por um desvio alternativo (para esta via é a estrada nacional EN 16). No estudo, considera-se também uma relação de veículos em fila de espera / veículos em fila de espera para o cenário base de 0%, 50%, 100% (base), 150% e 200%, isto é, o número máximo de veículos em fila de espera serão para cada cenário respetivamente (0, 250, 500, 750 e 1000).

No Anexo 6P, apresentam-se, da Tabela 6P.1 à Tabela 6P.8, os valores resultantes dos custos determinados para este estudo.

Nesta análise, os custos diretos não sofrem qualquer alteração, pois verifica-se que apenas têm influência nos custos dos utentes.

Na Figura 6.56, está representada evolução dos custos dos utentes com a variação do valor máximo admissível de veículos em fila de espera. Verifica-se que os custos dos utentes são muito variáveis com a opção assumida para o valor limite de veículos em fila de espera. A alternativa A3 não provoca qualquer custo nos utentes pois a sua vida útil é superior ao período de análise. Da análise da Tabela 6P.5, verifica-se que, quando não se permite que haja circulação de trânsito em fila de espera, os custos dos utentes são reduzidos, para todas as restantes alternativas, em mais de 60%. Esta evolução deve-se ao facto de, como referido, o principal componente dos custos dos utentes ser o tempo gasto para realizar o percurso.

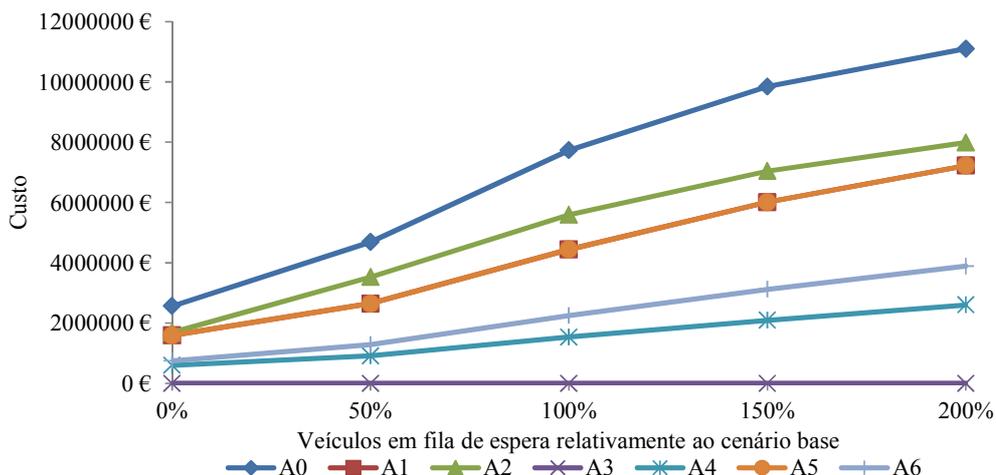


Figura 6.56 – Variação dos custos dos utentes com o valor máximo admissível de veículos em fila de espera

O custo do tempo é o principal componente que afeta os custos dos utentes quando existe formação de filas de espera. Por exemplo, para a alternativa A0, este varia em média de um valor ligeiramente superior a 40% quando o número de veículos admitidos em fila de espera é nulo para valores, em média, ligeiramente inferiores a 70% quando o número máximo admissível de veículos em fila de espera é 1000.

Numa análise mais aprofundada dos valores parciais, pode-se constatar que, quando não se desviam veículos, o custo devido à formação de filas de espera na zona de trabalhos é muito elevado. No entanto, quando se desviam demasiados veículos, o peso do custo devido à formação de filas de espera na via principal com os veículos desviado também aumenta consideravelmente.

Como se pode verificar na Figura 6.57, a evolução dos custos totais segue a tendência dos custos dos utentes pois, os custos diretos não sofrem alterações com a variação deste parâmetro.

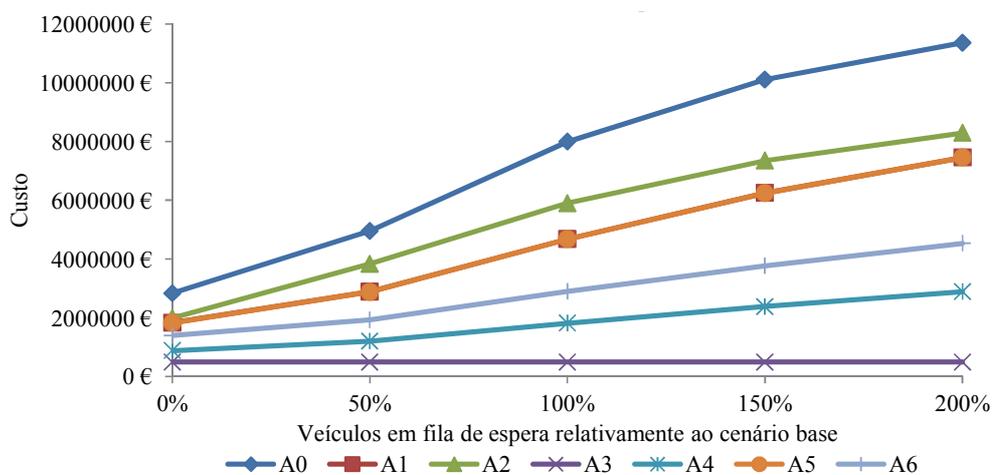


Figura 6.57 – Variação dos custos totais com o valor máximo admissível de veículos em fila de espera

Da comparação dos valores apresentados na Tabela 6P.5 e na Tabela 6P.7, observa-se que a introdução dos custos diretos produz um amortecimento nas diferenças relativamente ao cenário base comparativamente à evolução dos custos dos utentes.

Na Tabela 6P.8, é apresentada a variação percentual de custos relativamente à solução ótima. Verifica-se que este parâmetro, para os valores do intervalo de análise (valor máximo de veículos em fila de espera entre 0 e 1000 veículos), produz soluções, para todas as alternativas, excetuando a A3 pelos motivos apresentados, que podem gerar acréscimos de custo entre 4,6 a 6,1 vezes o custo da solução ótima para cada uma das alternativas.

Constata-se ainda que o desvio dos utentes pela estrada nacional EN 16 permite, de uma forma direta e imediata, que os utentes tenham uma poupança devido à não cobrança de portagens.

O número máximo de veículos em fila de espera é sem dúvida um dos parâmetros fundamentais na definição dos custos totais. Isto deve-se à sua influência na composição dos custos dos utentes e de estes terem uma grande magnitude nos custos totais.

Pode-se concluir que definição de uma estratégia para abordar a possível formação de filas de espera é fundamental na análise económica, pois os custos decorrentes de uma abordagem errada superam em larga escala os custos diretos. É fundamental fornecer ao condutor informação exata sobre o cenário que vai encontrar, permitindo deste modo minimizar os seus custos, pois quer a opção de não proporcionar um desvio quer a opção de se desviar um número excessivo de veículos poderão levar a custos muito significativos.

6.9.10 Desvio

Ao longo deste estudo, verificou-se que o principal componente dos custos é sem dúvida o custo do tempo. No Anexo 6Q da Tabela 6Q.1 à Tabela 6Q.8, é apresentado o estudo comparativo entre a solução admitida para o cenário base – circulação pelo sentido contrário da autoestrada com um volume máximo de 500 veículos em fila de espera – e a solução de desvio total do tráfego pelo desvio (estrada nacional EN 16).

Neste cenário, constata-se que não existe qualquer alteração dos custos diretos, pois o desvio do tráfego apenas afeta os gastos relativos aos veículos e, portanto, os custos dos utentes.

Na Figura 6.58, observa-se que os custos dos utentes são muito superiores quando se toma a opção de desviar todos os veículos pela estrada nacional. Constata-se, da análise da Tabela 6Q.4 e Tabela 6Q.5, que este cenário, de entre todos os analisados, é o que produz os maiores custos dos utentes. Deve ainda referir-se que o valor nominal resultante, para o tempo total de análise, não tem significado. Para o cenário do desvio completo do tráfego levará logo para a 2ª intervenção da alternativa A0 à rotura funcional da via. Esta rotura deve-se a que as filas formadas na via principal não se conseguem dissipar no período de 24 horas, ultrapassando deste modo o regime de validade do modelo.

Fazendo a análise dos custos para a primeira intervenção da alternativa A0, constata-se que o custo devido ao tempo necessário para percorrer a fila de espera formada na via principal para os veículos desviados tem um peso de 60% no custo total.

Deve referir-se que os custos associados a esta opção de desvio total se referem apenas aos veículos que circulam no sentido da ponte que sofre intervenção e que não existem quaisquer custos de portagem.

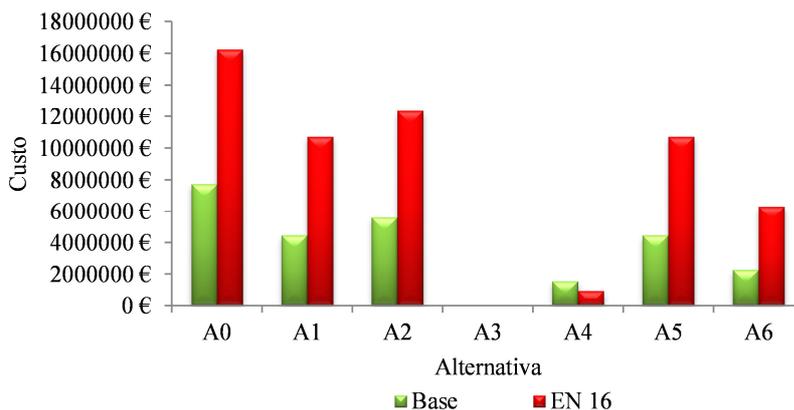


Figura 6.58 – Variação dos custos dos utentes com a opção de desvio

Dado que os custos dos utentes, como se verificou, são o principal componente dos custos totais, pode-se constatar da análise da Figura 6.59 que as diferenças de custos que resultam da comparação dos dois cenários são muito significativas.

Verifica-se que, à exceção da alternativa A3 que não tem custos dos utentes, todas as alternativas sofrem um agravamento de custos muito acentuado.

Na Tabela 6Q.8, é apresentada a comparação dos custos totais relativamente à solução ótima. Verifica-se que, de todos os cenários estabelecidos neste estudo, este cenário é o que minimiza os custos de todas as alternativas relativamente à alternativa A3.

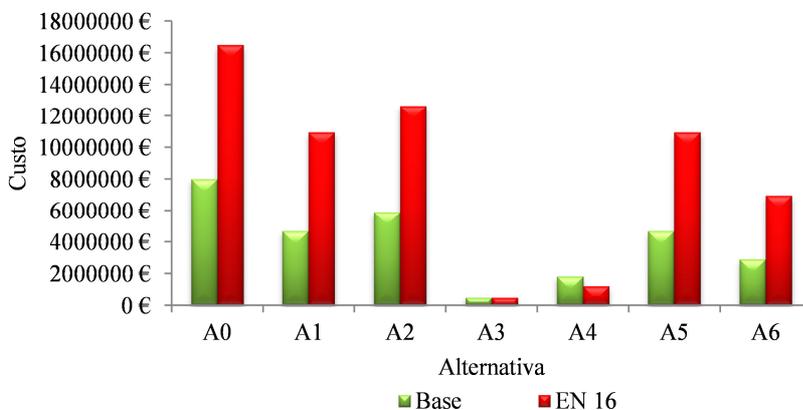


Figura 6.59 – Variação dos custos totais com a opção de desvio

O modo como se aborda o tráfego revela-se um parâmetro fundamental na análise. No estudo apresentado, em que o desvio apenas conduz a um incremento na extensão a percorrer menor do que 10% do comprimento da via, verifica-se que o principal parâmetro da definição dos custos são os custos dos utentes. A estratégia de manutenção / reabilitação de pontes deverá ser sempre fundamentada em estudos do custo dos utentes, especialmente nos custos do tempo, pois estes revelaram ser muito mais significativos do que os custos diretos das alternativas de intervenção.

Pode concluir-se para esta via que, no caso de se tomar a opção do desvio completo dos veículos, será necessário materializá-lo através da circulação por vias complementares à estrada nacional EN 16, pois esta não tem capacidade suficiente para escoar o tráfego. A estratégia poderá passar também por desviar o tráfego em nós alternativos aos propostos, o

que neste caso levará a custos de desvio muito significativos, pois as vias alternativas à estrada nacional EN 16 são estradas municipais, com muito maiores extensões.

6.10 Conclusões

A principal conclusão que se retira, da análise conjunta dos custos dos utentes e dos custos diretos, é a de que não se devem tomar as opções de investimento considerando unicamente os custos diretos.

Os custos diretos variam fundamentalmente com os materiais utilizados. Verificou-se que os materiais utilizados são o principal fator gerador de custos, pois quanto menor for a sua vida útil maior será o número de intervenções que a ponte deverá sofrer, imputando-se aos utentes custos muito importantes. Provou-se que pequenas alterações ao valor do recobrimento, aos quais estão associados custos reduzidos, podem provocar poupanças significativas dado que com isso se aumenta a proteção das armaduras e, logo, a vida útil da estrutura.

Este trabalho permitiu evidenciar que os principais parâmetros da análise financeira do estudo, a inflação e o custo de oportunidade de capital, podem influenciar a decisão final sobre a escolha dos materiais a adotar. A definição, e estimativa, destes parâmetros é de extrema dificuldade quando se consideram períodos de análise muito alargados, sendo que é fundamental fazer-se uma análise de sensibilidade aos diferentes parâmetros envolvidos, para se poder tomar decisões acertadas.

Observa-se que, quando se tem em consideração apenas o custo direto e considerando os custos imediatos, a solução de aplicação de armaduras de aço corrente é a mais económica. Constata-se, no entanto, e considerando unicamente uma simples atualização dos custos diretos, que essa solução nem sequer é a mais económica quando se tem em consideração o número de intervenções no período de análise.

A aplicação de armaduras de aço inoxidável é a solução mais dispendiosa analisando apenas os custos diretos. Fazendo a análise do custo direto imediato, verifica-se que esta opção tem um acréscimo de custo de 2,5 vezes relativamente à solução das armaduras de aço corrente.

O diferencial de custo entre a alternativa que prevê a utilização de armaduras de aço inoxidável relativamente à solução de utilização de armaduras aço corrente baixa, para cerca de 100%, quando se considera a atualização dos custos. Este facto deve-se a que, para o cenário base considerado, as armaduras de aço inoxidável atravessarem todo o período de análise sem que seja necessário qualquer intervenção, enquanto as armaduras de aço corrente necessitam de três intervenções.

Introduzindo os custos dos utentes, e dada a sua magnitude, verifica-se que o desempenho económico das alternativas pode sofrer uma significativa alteração dependendo do número total de intervenções. A solução que prevê a utilização de armaduras de aço inoxidável é, na ponte em estudo, claramente a solução mais económica devido à não existência de custos dos utentes. Constata-se também que os valores dos custos dos utentes estão em linha com os valores apresentados na bibliografia, onde vários autores referem que estes podem ser superiores aos custos diretos numa ordem de grandeza.

Como os custos dos utentes são uma parte significativa dos custos totais, da análise do tráfego para esta via pode-se constatar que os custos dos utentes para os meses de verão (julho, agosto e setembro) podem sofrer um forte agravamento, visto que para esta via o tráfego sazonal é muito significativo. Deste modo, é imperativo que o planeamento das obras tente, sempre que

possível, não afetar os meses com maior volume de tráfego. Comprovou-se que o efetivo controlo do tempo de intervenção produz poupanças que podem ser diretamente proporcionais ao tempo de realização das obras.

Da análise dos custos dos utentes, constata-se, para este cenário, que os custos de travessia, quando não existem obras, resultam principalmente do custo de operação dos veículos e em menor escala do custo relativo ao tempo de travessia. Constata-se da desagregação dos custos, e pelas peculiares características do tráfego da via, que o custo dos veículos pesados de mercadorias são os mais relevantes representando cerca de 37%. O custo de operação dos veículos ligeiros de passageiros é o segundo maior componente representando cerca de 37%. Os custos dos veículos comerciais ligeiros representam 10% do custo total de operação dos veículos e os restantes 6% resultam da operação dos veículos pesados de passageiros.

Relativamente ao custo do tempo constata-se que o custo relativo ao tempo despendido pelos ocupantes dos veículos ligeiros de passageiros representa 37% do custo total. O custo do tempo dos veículos pesados de mercadoria representa 26% do total. O peso custo do tempo dos veículos pesados de passageiros sofre um aumento significativo (para 26%) relativamente ao custo de operação pois rácio de passageiros por veículo é muito superior para esta classe.

Quando se introduzem perturbações no tráfego, existe uma transferência do peso dos custos do cenário em que não se formam filas de espera para o cenário em que o tráfego circula com formação de filas de espera.

Constata-se que os custos de acidente, embora não sejam desprezáveis, são uma parcela que, pela sua magnitude, tem pouco significado considerando quer o tráfego sem restrições devido à não existência de obras, quer o tráfego com restrições provocadas devido à existência de obras, independentemente do método de quantificação dos custos adotado.

Verifica-se que, para o cenário com obras, os custos de desvio vão aumentando, pois, com o aumento do volume de tráfego, existe um cada vez maior número de veículos que são obrigados a usar o desvio. Alerta-se para o facto de a simples alteração do método de quantificação do custo do tempo poder gerar valores significativamente diferenciados, levando a discussões de duas análises consideravelmente distintas.

Dever-se-á, sempre que possível, optar por soluções que tenham uma vida útil superior ao período de análise, evitando que existam custos dos utentes. No entanto, quando tal não for possível, dever-se-á optar por uma rigorosa escolha do desvio, e do número de veículos desviados, pois a opção tradicional, de se proceder o desvio do tráfego pela via de sentido contrário, poderá levar a custos muito elevados.

Referências bibliográficas do Capítulo 6

ASCENDI “Projeto de execução da ponte 1 do sublanço Fornos de Algodres / Ratoeira Nascente”, 2003.

InIR “Relatório de tráfego na rede nacional de autoestradas 2008”, Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, I.P., Lisboa, 2009.

InIR “Relatório de tráfego na rede nacional de autoestradas 2009”, Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, I.P., Lisboa, 2010.

InIR “Relatório de tráfego na rede nacional de autoestradas 2010”, Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, I.P., Lisboa, 2011.

InIR “Relatório de tráfego na rede nacional de autoestradas 4º Trimestre de 2011”, Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, I.P., Lisboa, 2012a.

InIR “Relatório de tráfego na rede nacional de autoestradas 1º Trimestre de 2012”, Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, I.P., Lisboa, 2012b.

InIR “Relatório de tráfego na rede nacional de autoestradas 2º Trimestre de 2012”, Instituto de Infraestruturas Rodoviárias, I.P., Lisboa, 2011c.

LNEC E-465 “Betões – Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projeto das estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2007.

NP EN 1992-1-1 “Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas em betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Instituto Português da Qualidade, 2010.

TRB “*Highway Capacity Manual 2000*”, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000, U.S.A..

(Página intencionalmente deixada em branco)

CAPÍTULO 7 - Conclusões e desenvolvimentos futuros

7.1 Considerações finais

O trabalho desenvolvido nesta Tese é constituído por uma pesquisa aprofundada a nível nacional mas sobretudo a nível internacional. Envolve essencialmente cinco grandes linhas:

- são apresentados os principais sistemas de gestão de pontes, a nível nacional e internacional, onde se tecem algumas considerações sobre as suas capacidades e limitações;
- faz-se uma análise dos principais mecanismos de degradação de estruturas de betão armado, dando uma especial atenção à atuação dos cloretos e da carbonatação, fenómenos para os quais são apresentados diversos modelos de atuação;
- apresentam-se alguns dos principais materiais utilizados na construção de pontes a nível internacional (armaduras correntes, armaduras revestidas a resina epóxida, armaduras de aço galvanizadas, armaduras de aço inoxidável, armaduras revestidas a aço inoxidável, inibidores de corrosão e proteção catódica), apresentando-se para cada um o seu custo e vida útil expectável, bem como as principais vantagens e desvantagens resultantes da sua aplicação;
- são identificados os principais componentes dos custos dos utentes resultantes do tráfego em vias de comunicação onde se apresentam vários modelos existentes para a sua quantificação;
- com base no modelo de degradação adotado, faz-se uma aplicação do modelo proposto contabilizando os custos diretos, e vida útil das diferentes soluções, dos utentes para uma via existente considerando um período de análise de 100 anos;
- é realizada uma análise de sensibilidade à influência dos dez parâmetros que se consideram mais relevantes: inflação; custo de oportunidade de capital; taxa de crescimento do tráfego; recobrimento; custo do tempo; custos de acidente; taxa de acidentes; dias de intervenção; veículos desviados; e desvio.

A previsão da vida útil das soluções aplicadas em estruturas foi definida, com uma abordagem ao nível da ponte, com recurso a modelos de deterioração, estabelecendo uma estratégia de atuação quer para estruturas novas quer para estruturas existentes. Com base no modelo de deterioração, determinaram-se os custos de ciclo de vida de tabuleiros de pontes de betão armado, permitindo apoiar a tomada de decisões sobre as escolhas ótimas de atuação.

No presente capítulo, são expostas de uma forma sintética as principais conclusões que resultam do trabalho realizado. Sustentadas na análise dos resultados obtidos com as diversas simulações, são também apresentadas algumas recomendações de atuação que permitem poupanças significativas quer na abordagem de pontes novas quer de pontes existentes. De modo a contribuir para o aprofundamento do conhecimento na temática abordada, são ainda apresentadas algumas linhas de investigação futura que incidem essencialmente em dois eixos: desenvolvimento de vias alternativas de investigação e aprofundamento de alguns aspetos que não foram completamente esclarecidos ao longo da presente Tese.

7.2 Conclusões

Um dos objetivos da presente Tese era desenvolver um método inovador de quantificação dos custos de ciclo de vida de pontes, com um especial enfoque na análise de custos de ciclo de vida de tabuleiros de pontes rodoviárias de betão armado.

O modelo criado permite, de uma forma rápida e inequívoca, identificar os principais componentes dos custos de ciclo de vida e qual o seu peso na análise económica global. Possibilita, com base em conceitos económicos, que permitem determinar os custos de ciclo de vida, e em conceitos de engenharia de materiais, que avaliam a evolução do comportamento de elementos estruturais, definir estratégias de intervenção que melhoram os serviços prestados aos utentes e à comunidade em geral. Proporciona também o apoio a tomada de decisão pelas entidades gestoras, identificando claramente os custos mais significativos, ultrapassando uma das principais dificuldades dos sistemas de gestão de pontes que é a enorme quantidade de informação que é necessário fornecer ao sistema de decisão.

O modelo possui as seguintes características principais: utiliza um modelo de deterioração determinístico, para a definição do comportamento ao longo do tempo dos tabuleiros de pontes; possibilita a utilização de diferentes materiais, determinando os seus custos de ciclo de vida; com base em valores internacionais, calibrados para a realidade nacional, quantifica os custos dos utentes; fornece listagens de custos diretos, de custos dos utentes e de custos totais que permitem, de uma forma sustentada, a tomada de decisão relativamente às diferentes opções de gestão das pontes.

Na literatura consultada sobre os sistemas existentes de gestão de pontes, constata-se que a sua constituição e complexidade variam enormemente. Alguns dos sistemas de gestão existentes são muito sofisticados e permitem, por exemplo, que o sistema aprenda com os dados introduzidos, enquanto outros são apenas bases de dados que se limitam a fornecer a informação sobre algumas das características das pontes. Verifica-se que uma das principais lacunas, nos programas comerciais existentes, decorre da não contabilização dos custos dos utentes, que se comprovou, nesta Tese, ser o principal componente do custo de ciclo de vida, principalmente quando existe perturbação ao livre fluxo do tráfego.

O sistema desenvolvido, dado que é sustentado por um modelo de deterioração determinístico, é muito intuitivo e de fácil aplicação, pois o número de parâmetros a introduzir é relativamente pequeno. Permite que as análises realizadas sirvam de *input* de sistemas de gestão com uma abordagem da base para o topo, sendo no entanto fundamental que os resultados por si produzidos sejam validados no terreno com o apoio de inspeções. Este sistema de apoio, dadas as suas características, pode ser aplicado desde a fase de conceção, passando pela fase de construção até à sua demolição. Constatou-se da consulta da literatura que é fundamental que o trabalho das inspeções, que alimentam os sistemas de gestão de pontes, seja desenvolvido por pessoal altamente especializado, preferencialmente com formação de Engenharia Civil.

Conclui-se, da consulta da bibliografia internacional, que, devido aos cortes orçamentais generalizados nos departamentos de transportes, existem claras evidências de redução de pessoal especializado, sendo fundamental a existência de sistemas de apoio que sejam rápidos na análise de custos de ciclo de vida.

A rapidez de análise de cenários deste sistema resulta do facto de todo o cálculo ser realizado através de um sistema de objetos interligados que permite obter instantaneamente o resultado da alteração de um determinado parâmetro, confrontando facilmente diversos cenários.

O resultado final advém de uma análise determinística dos parâmetros relativos à deterioração, com os quais se quantifica o custo de ciclo de vida atualizado das diversas alternativas apresentadas. O custo de ciclo de vida determinado, com base nos custos diretos e nos custos dos utentes, possibilita planejar estratégias de investimento que têm por objetivo a definição de linhas orientadoras da política de investimento.

O modelo proposto pode ser aplicado a qualquer tabuleiro de ponte de betão armado que esteja inserido numa classe ambiental XC ou XS. A definição da estratégia de atuação passa pela determinação do tempo de iniciação da corrosão para a atuação da carbonatação ou dos cloretos.

A vida útil das estruturas de betão armado depende diretamente de múltiplos fatores como: classe de resistência do betão, tipo de cimento, dosagem de cimento, razão água / cimento, cura, recobrimento das armaduras, entre muitos outros. Os cálculos e os cenários estabelecidos resultam da consideração de leis de evolução da frente de carbonatação e dos cloretos sendo que, para a obtenção da vida útil pretendida, é imperativo um efetivo controlo de qualidade quer dos materiais aplicados em obra quer dos próprios sistemas construtivos utilizados.

O modelo proposto foi validado através da sua aplicação a um caso de estudo o qual permitiu retirar as seguintes conclusões:

- as armaduras de aço corrente são as que apresentam uma vida útil inferior logo terão de ser substituídas num período de tempo mais curto; por sua vez as armaduras de aço inoxidável, dado que a sua vida útil é superior ao período de análise (100 anos), não necessitam ser substituídas;
- verifica-se que de todas as alternativas apresentadas a que prevê a utilização de armaduras de aço corrente é a que apresenta custos imediatos inferiores; no extremo oposto, encontra-se a utilização de armaduras de aço inoxidável; o acréscimo de custos resultante da aplicação de armaduras de aço inoxidável relativamente às armaduras correntes ultrapassa 250%;
- considerando os custos diretos totais atualizados de todas as intervenções no período de análise, admitindo uma taxa de inflação de 2% e um custo de oportunidade de capital de 5%, verifica-se que a solução mais económica resulta da aplicação de inibidores de corrosão; a solução mais dispendiosa passa a ser a aplicação de prevenção / proteção catódica; constata-se também que o acréscimo de custo da utilização de armaduras de aço inoxidável relativamente à solução de utilização de armaduras correntes diminui para 82%;
- no cenário de circulação sem formação de filas de espera, verifica-se que o principal componente dos custos dos utentes é o custo de operação dos veículos com um peso de ligeiramente superior a 45%; o segundo maior componente dos custos é o custo de portagem, que tem um peso ligeiramente inferior a inferior a 30%, seguido pelos custos relativos ao tempo despendido com um peso de cerca de 20%; os restantes 5% devem-se aos custos de acidente;

- no cenário de circulação sem formação de filas de espera, constata-se que embora se tenha considerado uma taxa anual crescente de 1% para o volume de tráfego, como se considerou uma taxa de acidentes decrescente de 1%, o peso deste custo diminui ao longo do tempo;
- no cenário de realização de obras na via, verifica-se que o peso do custo de travessia da via sem formação de filas de espera sofre uma redução para valores inferiores a 5%, o qual vai diminuindo, quer devido ao aumento do peso dos veículos que circulam com formação de filas de espera quer ao aumento do número de veículos que são forçados a utilizar o desvio;
- no cenário de realização de obras na via, verifica-se que o peso relativo da circulação de veículos em fila de espera na via em obras atinge valores superiores a 70%; constata-se que 70% deste valor é relativo ao tempo perdido; verifica-se, com o avanço temporal das intervenções, que este componente vai perdendo peso, devido ao aumento dos custos de circulação pelo desvio;
- constata-se ainda, no cenário de realização de obras, que os custos de acidente representam apenas cerca de 5% do total dos custos; neste cenário, embora ocorra uma diminuição ao longo do tempo, esta é mais suave comparativamente ao que se verifica no cenário sem obras.

Da análise de sensibilidade realizada aos diversos fatores, constata-se que o resultado final da análise é muito dependente dos métodos de cálculo considerados. Relativamente aos parâmetros individuais, conclui-se que:

- os parâmetros económicos utilizados – inflação e custo de oportunidade de capital – têm uma grande influência nos resultados dos diferentes cenários simulados;
- a taxa de crescimento do tráfego é um dos principais fatores que condiciona a análise de cenários, pois, como os períodos de análise são muito extensos, a consideração de valores elevados pode levar a cenários em que a via entra em rotura funcional;
- o recobrimento adotado é o principal parâmetro no que concerne à definição da vida útil quer das estruturas quer das soluções de reparação aplicadas, sendo portanto um parâmetro fundamental na análise de custos de ciclo de vida;
- o custo do tempo é um parâmetro central da análise, pois nos cenários com restrições é ele que governa os custos totais;
- a taxa e o custo de acidentes são pouco significativos nos custos totais;
- o número total de dias de intervenção é um parâmetro muito relevante, pois, como o principal custo é o dos utentes, a redução do número de dias de intervenção proporciona uma redução quase proporcional dos custos totais;
- o número de veículos desviados e a escolha do desvio revelam-se fundamentais na determinação dos custos totais, pois, quando as intervenções ocorrem próximo do final do período de análise, os custos decorrentes da travessia do desvio revelam-se muito significativos.

Generalizando para o universo das pontes, o método desenvolvido, para quantificar os custos de ciclo de vida de pontes, permite extrair as seguintes conclusões:

- o custo direto resultante das obras de reparação é inferior numa ordem de grandeza ao custo do utentes;
- a aplicação de soluções estruturais que permitam ter uma vida útil mais alargada revelam-se mais económicas a longo prazo relativamente a soluções que com uma vida útil inferior, dado que o principal componente dos custos são os custos dos utentes;
- os principais componentes dos custos de ciclo de vida de pontes em que não existe perturbação ao livre fluxo do tráfego são o custo de operação dos veículos, o custo do tempo e com menor expressão o custo de portagem;
- quando se introduz a perturbação ao livre fluxo do tráfego verifica-se que os custos dos utentes representam a grande maioria dos custos totais, passando os custos diretos a ser uma pequena parte do custo total;
- o custo do tempo, é em situação de congestionamento, o principal custo dos utentes representando mais de metade do custo total de ciclo de vida; o seu peso será tanto maior quanto maior for o rendimento (ou Produto Interno Bruto) do país em que se produza a análise. A evolução deste custo é exponencial com o aumento do volume de tráfego;
- o custo dos acidentes, embora não seja desprezável, é irrelevante no que concerne à sua influência no processo de tomada de decisão.

No caso dos custos de combustível, verifica-se que estes são o principal componente dos custos de travessia de sem interrupções; no entanto, nesta leitura com períodos de tempo tão alargados, deve-se ter em consideração que, por exemplo no período de tempo da análise (100 anos), seguramente ocorrerá uma mudança de paradigma não só energético mas também ao nível da conceção de veículos e mesmo ao nível dos sistemas modais de transporte; refira-se, não desvalorizando as conclusões retiradas, que esta mudança de paradigma energético tem influência principalmente nos custos de transporte em situações em que não ocorrem formação de filas de espera, pois quando o tráfego é condicionado o custo do tempo assume uma fulcral importância no custo total.

Verifica-se que o desvio adotado e o número de veículos desviado é fundamental no que concerne nos custos do tempo, devendo-se no entanto referir que no período de análise é muito provável que outras vias sejam construídas (refira-se que a via que deu origem à autoestrada A25 apenas teve uma vida útil ligeiramente superior a 20 anos), fazendo com que a previsão do volume de tráfego e os desvios possam ser fortemente afetadas. Esta evidência vem colocar em questão o valor que se admite internacionalmente como referência de 75 a 100 anos como período de análise, muito especialmente em estruturas que se localizam em vias de menor importância.

Conclui-se que a análise de custos de ciclo de vida de pontes deve contabilizar a análise de mudanças de cenário em termos de tráfego rodoviário que podem ocorrer no médio prazo. A alteração errática das políticas de transporte deve de alguma forma ser simulada, pois, como se verifica, as estruturas podem ser colocadas fora de serviço muito antes da sua rotura, quer funcional quer estrutural.

A principal conclusão que se retira, do estudo realizado, isto é da análise conjunta dos custos dos utentes e dos custos diretos, é a de que não se devem tomar as opções de investimento considerando unicamente os custos diretos. A análise de custos de ciclo de vida das pontes aponta claramente no sentido de que os custos dos utentes são os mais significativos devendo adotar-se medidas para os minimizar. O facto de os custos dos utentes terem um peso significativo na escolha da estratégia de intervenção vem realçar a necessidade de haver um adequado planeamento do controlo de tráfego e de se estabelecerem trajetos alternativos.

7.3 Recomendações

A realização da análise de custos de ciclo de vida deve ter em consideração as possíveis mudanças que possam ocorrer em termos rodoviários. Dado que os custos dos utentes são um fator central na quantificação dos custos, é fundamental que se faça uma criteriosa escolha do período de análise tendo em consideração a estrutura em si, a importância da via onde está localizada e as possíveis alterações que possam ocorrer ao nível do planeamento rodoviário no médio / longo prazo.

De modo a se minimizarem os custos totais de intervenção, apontam-se de seguida algumas recomendações:

- não tomar decisões de investimento baseadas unicamente no custo direto, muito especialmente nos custos imediatos, sendo para isso imperativo realizar análises de custo de ciclo de vida para as diferentes alternativas;
- a utilização da análise de custos de ciclo de vida de pontes deve ser tornada obrigatória desde a fase de conceção das pontes; a escolha da solução a implementar deve ser justificada com base na análise de custos de ciclo de vida, sendo imperativo que as análises de custo de ciclo de vida se façam considerando os custos dos utentes;
- utilizar materiais e técnicas com provas dadas, limitando a deterioração das estruturas devido ao desconhecimento do comportamento de longo prazo de alguns materiais;
- adotar estratégias que permitam minimizar os custos dos utentes, pois, como se demonstrou nos cenários com obras, é sem dúvida o principal componente dos custos; estas estratégias devem passar pela utilização, sempre que possível, de soluções pré-fabricadas que permitam reduzir o tempo de intervenção, por incentivar e gratificar os empreiteiros que apresentem soluções que permitam reduzir o tempo de intervenção e penalizar os empreiteiros que violem os prazos de construção;
- os períodos de intervenção não devem coincidir com os períodos com maior volume de tráfego; deve-se fazer um planeamento que tenha em consideração principalmente os custos dos utentes;
- adotar recobrimentos e/ou revestimentos superficiais que permitam que o número de intervenções ao longo da vida útil seja reduzido (dependendo do ambiente, os valores adotados devem-se afastar dos mínimos regulamentares);
- minimizar o custo dos acidentes através da colocação, quando aplicável, de separadores centrais nas zonas em obras, evitando deste modo os choques frontais;

- utilizar os valores resultantes da análise dos custos de acidentes de modo a justificar o incremento das campanhas de prevenção rodoviária;
- é fundamental que as vias utilizadas como desvio estejam em boas condições para que possam ser utilizadas e que tenham capacidade suficiente para escoar o tráfego ao longo do período de vida;
- aquando das operações de reparação, é fundamental que se faça um estudo sobre os custos dos utentes de modo a quantificar o número máximo de veículos que devem estar em fila de espera na via intervencionada, determinando qual o número ótimo de veículos que deve ser desviado de modo a minimizar os custos totais.

O trabalho de pesquisa desenvolvido permite ainda concluir, que é fundamental que exista uma mudança de atitude, em Portugal e na Europa, perante a disponibilização de resultados da investigação realizada. Pois, ao contrário do que se verifica por exemplo nos Estados Unidos da América e Canadá, os resultados das investigações produzidas, grande parte delas desenvolvidas com financiamento do Fundo Social Europeu, ou seja, com impostos dos contribuintes, não é disponibilizada sem restrições à comunidade científica, dificultando o avanço do conhecimento, o desenvolvimento e a otimização de soluções.

7.4 Desenvolvimentos futuros

Durante o desenvolvimento da presente Tese, foram identificados vários parâmetros e metodologias as quais podem ser alvo de evolução. Seguidamente, são apresentadas algumas linhas de investigação que devem servir de base a futuras investigações.

O sistema de apoio à tomada de decisão elaborado sustenta o processo de decisão na deterioração provocada pela corrosão das armaduras. Os principais mecanismos que criam condições para que a corrosão se desenvolva nas estruturas de betão armado são a penetração dos cloretos e a carbonatação do betão, o que levou a que na modelação da deterioração não se considerassem os restantes fatores de deterioração. Devido ao grande número de fatores envolvidos, bem como à interação entre eles, torna-se necessário investigação adicional neste campo, pois o fenómeno de deterioração é muito complexo não sendo ainda completamente compreendido, sendo que o modelo deterioração deve ser obrigatoriamente validado com os resultados das operações de inspeção.

O projeto de pontes é realizado tendo em consideração determinados valores de ações e de capacidade de escoamento de tráfego. As análises e as previsões futuras podem ser comprometidas no caso de existir rotura funcional dos equipamentos. É necessário o desenvolvimento de modelos que permitam a previsão do tráfego futuro pois, como se comprovou, os custos dos utentes são preponderantes nas análises de custos de ciclo de vida.

É necessário definir modelos de deterioração, para cada material, mais robustos (embora menos intuitivos) que possibilitem uma abordagem probabilística dos diversos parâmetros. Este modelo, entre outros aspetos, deve permitir: a interação dos efeitos, entre elementos, nos mecanismos de deterioração; consideração do histórico dos elementos analisados; correção das leis de deterioração, através de um processo de autoaprendizagem; diferenciação de taxas de deterioração para pontes novas e reabilitadas. As funções deverão considerar fatores fundamentais como a localização das pontes, condições ambientais, volume e intensidade de tráfego, entre outros parâmetros.

A previsão da deterioração para a ponte estudada fez-se admitindo, para o betão aplicado, uma determinada resistência à carbonatação. Para aferição e validação dos resultados obtidos, é fundamental que se realizem ensaios para a completa caracterização do betão aplicado em obra.

No estudo, não se diferencia uma taxa de deterioração distinta para estruturas novas e para estruturas reparadas. No entanto, constata-se vários autores referem que a deterioração de estruturas reparadas é mais acentuada do que em estruturas novas. É fundamental que se proceda a investigação adicional neste campo de modo se estimar a taxa de deterioração num cenário pós-reparação.

O estudo elaborado foca essencialmente o impacto e os custos de ciclo de vida de tabuleiros de pontes rodoviárias em betão, pelo que é essencial que se desenvolva um modelo que inclua também na sua análise a deterioração da subestrutura, pois esta será em muitos casos crítica no que respeita à tomada de decisão de substituição das pontes. Pela magnitude detetada dos custos dos utentes relativamente aos custos diretos da aplicação dos materiais, esta análise deverá abranger não só as pontes de betão, mas também as pontes construídas com outros materiais.

Dada a ordem de grandeza determinada para os custos dos utentes, é fundamental que se minimizem as perturbações ao normal fluxo de tráfego. Deverá introduzir-se, no sistema de apoio à tomada de decisão, um modelo de deterioração de pavimentos permitindo a conjugação dos efeitos da interrupção da via devido quer à manutenção do pavimento quer à realização de intervenções no tabuleiro. Deverá incluir um módulo de estabelecimento de prioridades de intervenção que considere os projetos no seu todo, isto é: manutenção, reabilitação, reparação e substituição. Quando se trata de vias existentes, e embora a magnitude dos custos de acidente não seja muito grande, é fundamental que o modelo de custos de acidente seja validado, permitindo a sua avaliação de modo a se poder evidenciar o benefício das campanhas de prevenção do tráfego, bem como a incorporação da evolução do valor dos custos intangíveis atribuídos pela sociedade.

A determinação dos custos de desvio é realizada recorrendo à quantificação do número de veículos que são forçados a tomar essa opção. É fundamental, qualquer que seja a via de desvio considerada, que o seu estudo seja realizado considerando o tráfego existente na via.

É fundamental desenvolver um sistema de quantificação dos custos dos utentes que permita determinar os custos de operação dos veículos e que considere, para cada classe de veículos e em função do perfil da via em planta, inclinação ascendente e descendente, rugosidade, velocidade, potência e capacidade do motor e distância percorrida, os diferentes componentes dos custos de operação dos veículos (combustível, óleo, pneus, peças e desvalorização). Este modelo deverá ser calibrado com os veículos utilizados em Portugal, pois a maioria dos modelos existentes quantifica estes valores com base na realidade norte americana e da Oceânia (principalmente Austrália e Nova Zelândia), onde a tipologia dos veículos é substancialmente distinta da existente em Portugal e na Europa.

Os custos dos utentes são considerados de modo determinístico em todos os seus componentes. É fundamental que se desenvolva investigação nesta área de modo a se poder contabilizar a incerteza associada à quantificação destes valores.

O custo do tempo dos utentes é um dos principais componentes dos custos dos utentes no cenário em que não existem obras na via e o principal quando existem perturbações ao livre

fluxo de tráfego. De modo a possibilitar a afinação dos custos do tempo, permitindo um maior rigor na determinação do valor total de custos, dever-se-á realizar inquéritos aos utentes que permitam identificar o número de ocupantes, por classe de veículos, e o propósito da viagem para os diferentes dias. A definição destes parâmetros permite, por exemplo, diferenciar os custos em função do dia da semana e mesmo durante os diferentes períodos horários do dia. Este inquérito, para vias deste tipo em que o volume de veículos pesados assume um valor muito significativo, é fundamental pois provavelmente a sua distribuição não se enquadra nos modelos determinados para as vias correntes da literatura.

Com este trabalho, comprovou-se a importância no custo do tempo devido à formação de filas de espera, de modo a poder validar os valores obtidos deverá desenvolver-se um modelo de previsão das filas de espera, com base probabilística, que tenha em consideração as diversas situações particulares de perturbação do normal fluxo de tráfego em função do tipo de perturbação, tipo de via, volume horário e da distribuição por tipo de veículos. Os resultados desta investigação permitem concluir que o resultado da análise de custos de ciclo de vida é muito dependente de alguns dos parâmetros considerados. De entre estes, destacam-se a inflação, o custo de oportunidade de capital, a deterioração, projeção da evolução do tráfego e modelação de custos.

Pode-se constatar que a incerteza subjacente à evolução temporal aos parâmetros identificados é significativa. Embora se aponte internacionalmente, principalmente ao nível da União Europeia, um valor de referência de 2% a sua evolução, sendo um parâmetro fundamental macroeconómico, é imprevisível.

A definição do custo de oportunidade de capital, que reflete a perspectiva de retorno do investimento, é também um fator dependente da envolvente macroeconómica, pois está associado ao risco de realização de investimentos no mercado. A evolução deste risco, logo do maior ou menor retorno do investimento, é também um parâmetro com um elevado grau de incerteza.

O modelo de deterioração adotado tem uma base determinística. Dado o elevado número de parâmetros envolvidos na determinação da taxa de deterioração, bem como a complexa interação entre os mesmos, a previsão da sua evolução consideravelmente aleatória, existindo, por esse facto, uma grande incerteza nos valores determinados.

Da análise de resultados, verificou-se que os custos dos utentes são o principal componente dos custos quando ocorrem perturbações na via. Observou-se também que o custo que resulta da formação de filas tem um peso significativo na formação dos custos dos utentes. Os custos dos utentes, muito especialmente o custo devido à formação de filas de espera, são muito dependentes da evolução do tráfego na via a médio prazo e da incerteza associada à modelação da evolução do tráfego pois é função, da envolvente macroeconómica, do planeamento rodoviário, evolução demográfica da região e do planeamento modal dos transportes, entre outros fatores.

A modelação dos custos adotada tem por base a quantificação dos custos do tempo recorrendo ao método do Produto Interno Bruto e ao método do vencimento. Qualquer dos parâmetros utilizados no método de quantificação dos custos do tempo tem um elevado grau de incerteza devido a estes dependerem não só de políticas nacionais, mas também da envolvente macroeconómica.

Pelo apontado, e de modo a validar os custos resultantes do método proposto, é fundamental a utilização de métodos avançados de análise probabilística na previsão e modelação de alguns dos principais parâmetros (por exemplo, método de Monte Carlo, métodos Bayesianos, lógica difusa ou redes neurais). Estes métodos deverão permitir apoiar a tomada de decisão considerando uma análise de otimização multicritério.

A evolução de uma consciência ambiental global é uma realidade. Como evidência desse facto, pode-se apontar, por exemplo, a assinatura e ratificação do protocolo de Quioto por todos os países membros da União Europeia, através do qual se comprometem, entre outras medidas, a reformar os setores de energia e transportes, promover a utilização de fontes energéticas renováveis. Deverá incluir-se um módulo que permita quantificar os custos ambientais resultantes da implementação de cada alternativa.

De modo a se poder beneficiar da experiência acumulada, deverá criar-se a nível nacional, e talvez até no âmbito da União Europeia, uma base de dados com os valores resultantes dos ensaios dos diferentes elementos de pontes que permitam, fornecendo por exemplo valores da evolução da frente de carbonatação e de cloretos em função do betão e ambiente, validar / corrigir os modelos de deterioração a aplicar.

Anexos

Introdução

No Anexo 3A, são apresentadas as prescrições quanto à composição e classe de resistência do betão para considerar a durabilidade previstas na Especificação LNEC E-464. No anexo 3B, são apresentados os valores de recobrimento mínimo previstos na NP EN 1992-1-1.

No Anexo 5A, são apresentadas as tabelas de desvalorização consideradas para as diferentes classes de veículos resultantes da consulta de múltiplas seguradoras.

No Anexo 6A, são apresentados os parâmetros necessários para a determinação do tempo de iniciação do tabuleiro estudado. No Anexo 6B, é apresentado o custo direto de intervenção para cada uma das alternativas consideradas no caso de estudo. Do Anexo 6C ao Anexo 6F são apresentadas, as tabelas utilizadas para a determinação dos custos dos utentes para as diferentes alternativas consideradas no caso de estudo. No Anexo 6G, são apresentados os custos dos utentes para cada um dos anos de intervenção para todas as alternativas. Do Anexo 6H ao Anexo 6Q, são apresentados os quadros resumo resultantes do cálculo dos custos diretos, dos custos dos utentes e os custos totais para as diferentes análises de sensibilidade realizadas.

Índice

Anexo 3A – Prescrições quanto à composição e classe de resistência do betão para considerar a durabilidade	3A.1
Anexo 3B – Recobrimentos mínimos do betão armado e pré-esforçado	3B.1
Anexo 5A – Tabelas de desvalorização.....	5A.1
Anexo 6A – Determinação do tempo de iniciação	6A.1
Anexo 6B – Custo direto	6B.1
Anexo 6C – Custos dos utentes – Alternativas 1 e 5.....	6C.1
Anexo 6D – Custos dos utentes – Alternativa 2	6D.1
Anexo 6E – Custos dos utentes – Alternativa 4	6E.1
Anexo 6F – Custos dos utentes – Alternativa 6	6F.1
Anexo 6G – Custos dos utentes.....	6G.1
Anexo 6H – Análise de sensibilidade – Inflação.....	6H.1
Anexo 6I – Análise de sensibilidade – Custo de oportunidade de capital.....	6I.1
Anexo 6J – Análise de sensibilidade – Taxa de crescimento de tráfego.....	6J.1
Anexo 6K – Análise de sensibilidade – Recobrimento	6K.1
Anexo 6L – Análise de sensibilidade – Custo do tempo.....	6L.1
Anexo 6M – Análise de sensibilidade – Custos de acidente	6M.1

Anexo 6N – Análise de sensibilidade – Taxa de acidentes.....	6N.1
Anexo 6O – Análise de sensibilidade – Dias de intervenção	6O.1
Anexo 6P – Análise de sensibilidade – Veículos desviados.....	6P.1
Anexo 6Q – Análise de sensibilidade – Desvio.....	6Q.1

Anexo 3A

Prescrições quanto à composição e classe de resistência do betão para considerar a durabilidade

Anexo 3A – Prescrições quanto à composição e classe de resistência do betão para considerar a durabilidade

Especificação LNEC E-464 (2007)

Classes de exposição

Tabela 3A.1 – Sem risco de corrosão ou ataque

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos
X0	para betão sem armaduras: todas as exposições exceto ao gelo / degelo, à abrasão ou ao ataque químico	betão enterrado em solo não agressivo betão permanentemente submerso em água não agressiva betão com ciclos de molhagem / secagem não sujeito a abrasão, gelo / degelo ou ataque químico
	para betão armado: muito seco	betão armado em ambiente muito seco betão no interior de edifícios com muito baixa humidade do ar

Tabela 3A.2 – Corrosão induzida por carbonatação

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos
XC1	seco ou permanentemente húmido	betão armado no interior de edifícios ou estruturas, com exceções das áreas com humidade elevada betão permanentemente submerso em água não agressiva
XC2	húmido, raramente seco	betão armado enterrado em solo não agressivo betão armado sujeito a longos períodos de contacto com água não agressiva
XC3	moderadamente húmido	superfícies exteriores de betão armado protegidas da chuva transportada pelo vento; betão armado no interior de estruturas com moderada humidade ao ar (v.g. cozinhas e casas de banho)
XC4	ciclicamente húmido e seco	betão armado exposto a ciclos de molhagem / secagem superfícies exteriores de betão armado expostas à chuva ou fora do âmbito da XC2

Tabela 3A.3 – Corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos
XD1	moderadamente húmido	betão armado em partes de pontes afastadas da ação direta dos sais descongelantes, mas expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	húmido, raramente seco	betão armado completamente imerso em água contendo cloretos – piscinas
XD3	ciclicamente húmido e seco	betão armado diretamente afetado pelos sais descongelantes ou pelos salpicos de água contendo cloretos ⁽¹⁾ betão armado em que uma das superfícies está imersa em água contendo cloretos e outra exposta ao ar (v.g., piscinas ou parte delas). Lajes de parques de estacionamento de automóveis ⁽²⁾ e outros pavimentos expostos a sais contendo cloretos

⁽¹⁾ Em Portugal estas situações deverão ser consideradas da classe XD1;

⁽²⁾ *Idem*, se relevante.

Tabela 3A.4 – Corrosão induzida por cloretos da água do mar

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos
XS1	ar transportando sais marinhos mas sem contacto direto com água do mar	betão armado em ambiente marítimo saturado de sais betão armado em áreas costeiras perto do mar, diretamente exposto e a menos de 200 m do mar; esta distância pode ser aumentada até 1 km nas costas planas e foz de rios
XS2	submersão permanente	betão permanentemente submerso
XS3	zona de marés, de rebentação e de salpicos	betão sujeito às marés ou aos salpicos, desde 10 m acima do nível superior das marés (5 m na costa sul de Portugal continental) até 1 m abaixo do nível inferior das marés betão armado em que uma das superfícies está imersa em água do mar e a outra exposta ao ar (v.g., túneis submersos ou abertos em rocha ou solos permeáveis no mar ou em estuário de rios). Esta exposição exigirá muito provavelmente medidas de proteção suplementares

Tabela 3A.5 – Ataque pelo gelo / degelo

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos
XF1	moderado número de ciclos gelo / degelo, sem produtos descongelantes	betão em superfícies verticais expostas à chuva e ao gelo betão em superfícies não verticais mas expostas à chuva ou gelo
XF2	moderado número de ciclos gelo / degelo com produtos descongelantes	betão, tal como nas pontes, classificável como XF1, mas exposto aos sais descongelantes direta ou indiretamente
XF3	fortemente saturado, sem produtos descongelantes	não aplicável em Portugal
XF3	fortemente saturado, com produtos descongelantes	não aplicável em Portugal

Tabela 3A.6 – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação do dióxido de carbono, para uma vida útil de 50 anos

Tipo de cimento	CEM I (referência); CEM II / A ⁽¹⁾				CEM II / B ⁽¹⁾ ; CEM III / A ⁽²⁾ ; CEM IV ⁽²⁾ ; CEM V / A ⁽²⁾			
	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4
Mínimo recobrimento nominal [mm] [*]	25	35	35	40	25	35	35	40
Máxima razão água/cimento	0,65	0,65	0,60	0,60	0,65	0,65	0,55	0,55
Mínima dosagem de cimento, C [kg/m ³]	240	240	280	280	260	260	300	300
Mínima classe de resistência	C 25 / 30 LC 25 / 28	C 25 / 30 LC 25 / 28	C 30 / 37 LC 30 / 33	C 30 / 37 LC 30 / 33	C 25 / 30 LC 25 / 28	C 25 / 30 LC 25 / 28	C 30 / 37 LC 30 / 33	C 30 / 37 LC 30 / 33

⁽¹⁾ Não aplicável aos cimentos CEM II-T e CEM II / A-W e aos cimentos CEM II / B-T e CEM II / B-W, respetivamente;

⁽²⁾ Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland, em massa.

Tabela 3A.7 – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação dos cloretos, para uma vida útil de 50 anos

Tipo de cimento	CEM IV / A (referência); CEM IV / B; CEM III / A; CEM III / B; CEM V; CEM II / B ⁽¹⁾ ; CEM II / A-D			CEM I; CEM II / A ⁽¹⁾		
	XS1 / XD1	XS2 / XD2	XS3 / XD3	XS1 / XD1	XS2 / XD2	XS3 / XD3
Mínimo recobrimento nominal [mm] [*]	45	50	55	45	50	55
Máxima razão água/cimento	0,55	0,55	0,45	0,45	0,45	0,40
Mínima dosagem de cimento, C [kg/m ³]	320	320	340	360	360	380
Mínima classe de resistência	C 30 / 37 LC 30 / 33	C 30 / 37 LC 30 / 33	C 35 / 45 LC 35 / 38	C 40 / 50 LC 40 / 44	C 40 / 50 LC 40 / 44	C 50 / 60 LC 50 / 55

⁽¹⁾ Não aplicável aos cimentos CEM II-T, II-W, CEM II / B-L e CEM II / B-LL.

Tabela 3A.8 – Limites da composição e da classe de resistência do betão sob a ação gelo / degelo, para uma vida útil de 50 anos

Tipo de cimento	CEM I (referência); CEM II / A ⁽¹⁾		CEM II / B ⁽¹⁾ ; CEM III / A ⁽²⁾ ; CEM IV ⁽²⁾ ; CEM V / A ⁽²⁾	
	XF1	XF2	XF1	XF2
Máxima razão água/cimento	0,60	0,55	0,55	0,50
Mínima dosagem de cimento, C [kg/m ³]	280	280	300	300
Mínima classe de resistência	C 30 / 37 LC 30 / 33	C 30 / 37 LC 30 / 33	C 30 / 37 LC 30 / 33	C 30 / 37 LC 30 / 33
Teor mínimo de ar [%]	-	4,0	-	4,0

⁽¹⁾ Não aplicável aos cimentos CEM II / A-T e CEM II / A-W e aos cimentos CEM II / B-T e CEM II / B-W, respetivamente.

⁽²⁾ Não aplicável aos cimentos com percentagem inferior a 50% de clínquer Portland, em massa.

Tabela 3A.9 – Limites da composição e da classe de resistência à compressão do betão sob ataque químico, para uma vida útil de 50 anos

Tipo de cimento	CEM I (referência); CEM II / A ⁽¹⁾			CEM II / B ⁽¹⁾ ; CEM III / A ⁽²⁾ ; CEM IV ⁽²⁾ ; CEM V / A ⁽²⁾		
	XA1	XA2 ⁽²⁾	XA3 ⁽²⁾	XA1	XA2 ⁽²⁾	XA3 ⁽²⁾
Máxima razão água/cimento	0,55	0,50	0,45	0,50	0,45	0,45
Mínima dosagem de cimento, C [kg/m ³]	320	340	360	340	360	380
Mínima classe de resistência	C 30 / 37 LC 30 / 33	C 35 / 45 LC 35 / 38	C 35 / 45 LC 35 / 38	C 35 / 45 LC 35 / 38	C 40 / 50 LC 40 / 44	C 40 / 50 LC 40 / 44

⁽¹⁾ Não aplicável aos cimentos CEM II-T e CEM II-W, CEM II / B-I e CEM II / B-LL.

⁽²⁾ Quando a agressividade resultar da presença de sulfatos, os cimentos devem satisfazer os requisitos mencionados na secção 5.3, nomeadamente na Tabela 3A.10, aplicando-se ao betão as exigências estabelecidas neste quadro para o CEM IV.

Tabela 3A.10 – Composição do clínquer de cimentos resistentes aos sulfatos

Tipo de cimento		CEM I ⁽¹⁾	CEM II ⁽²⁾	CEM III, IV, V ⁽³⁾
Teor de C ₃ A	XA2	≤ 5 %	≤ 8 %	≤ 10 %
	XA3	≤ 5 %	≤ 6 %	≤ 8 %
Teor de (C ₃ A+C ₄ AF)		≤ 20 %		≤ 25 %

⁽¹⁾ Aplicável também aos cimentos CEM II / A-L, CEM II / A-LL e CEM II / A-M.

⁽²⁾ Aplicável unicamente aos cimentos CEM II / S, CEM II / D, CEM II / P e CEM II / V.

⁽³⁾ Exigência para os cimentos CEM III / A, CEM IV / A e CEM V / A.

Os valores apresentados da Tabela 3A.1 à Tabela 3A.10 são relativos a prescrição para uma vida útil de 50 anos. Segundo a Especificação LNEC E-464 (2007), na prescrição para uma vida útil de 100 anos, os requisitos da Tabela 3A.6 à Tabela 3A.9 devem sofrer as seguintes alterações:

- nos betões armados sujeitos à ação do dióxido de carbono ou dos cloretos, o valor do recobrimento da Tabela 3A.6 e da Tabela 3A.7 deve ser aumentado de 10 mm, mantendo-se os requisitos exigidos nesses quadros;
- nos betões sujeitos à ação do gelo-degelo ou ao ataque químico, Tabela 3A.8 e Tabela 3A.9, a máxima razão água/cimento deve ser diminuída de 0,05; a dosagem mínima de cimento deve ser aumentada de 20 kg/m³; e a classe de resistência à compressão deve ser aumentada em duas classes.

(Página intencionalmente deixada em branco)

Anexo 3B

Recobrimentos mínimos do betão armado e pré-esforçado

Anexo 3B – Recobrimentos mínimos do betão armado e pré-esforçado

O recobrimento das armaduras é a distância entre a superfície da armadura (incluindo ganchos, cintas, estribos e armadura de pele, quando relevante) que fica mais próxima da superfície de betão mais próxima e esta última.

O recobrimento nominal c_{nom} , representado na equação (3B.1), é definido como um recobrimento mínimo, c_{min} , agravando este valor com uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução, Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (3B.1)$$

O valor recomendado no Anexo Nacional para as tolerâncias de execução, Δc_{dev} , é de 10 mm.

O recobrimento mínimo das armaduras, c_{min} , deve assegurar:

- a transmissão eficaz das forças de aderência;
- a proteção do aço contra a corrosão;
- uma adequada resistência ao fogo.

Deve utilizar-se o maior valor de c_{min} que satisfaça simultaneamente os requisitos de aderência e de condições ambientais. Segundo a NP EN 1992-1-1, este valor deve ser determinado através da equação (3B.2).

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad (3B.2)$$

Em que,

$c_{min,b}$ – recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;

$c_{min,dur}$ – recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – margem de segurança;

$\Delta c_{dur,st}$ – redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável;

$\Delta c_{dur,add}$ – redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.

Para assegurar simultaneamente a transmissão correta das forças de aderência e a adequada compactação do betão, o recobrimento das armaduras não deverá ser inferior a $c_{min,b}$, indicado na Tabela 3B.1.

Tabela 3B.1 – Recobrimento mínimo, $c_{min,b}$, requisitos relativos à aderência

Requisito de aderência	
Disposição dos varões	Recobrimento mínimo $c_{min,b}$ ^(*)
Isolados	Diâmetro do varão
Agrupados	Diâmetro equivalente (ϕ_n)

(*) Se a máxima dimensão do agregado for superior a 32 mm, $c_{min,b}$ deverá ser aumentado de 5mm.

NOTA: Os valores de $c_{min,b}$ a utilizar num determinado país para bainhas circulares e retangulares de armaduras pós-tensionadas aderentes e para armaduras pré-tensionadas poderão ser indicados no respetivo Anexo Nacional. Os valores recomendados para bainhas de pré-esforço por pós-tensão são:

- bainhas circulares: diâmetro;
- bainhas retangulares: maior do que a menor dimensão mas não inferior a metade da maior dimensão.

Não há requisitos superiores a 80 mm para as bainhas circulares ou retangulares.

Os valores recomendados para armaduras pré-tensionadas são os seguintes:

- $1,5 \times$ diâmetro do cordão ou do fio liso;
- $2,5 \times$ diâmetro do fio indentado.

O valor do recobrimento nominal das armaduras para betão armado e das armaduras de pré-esforço no betão de massa volúmica normal, representado por $c_{min,dur}$, tem em conta as classes de exposição e as classes estruturais. Na Tabela 3B.2 e na Tabela 3B.3, são apresentados os valores do recobrimento mínimo $c_{min,dur}$ previstos na EN 10080 (2005).

Tabela 3B.2 – Valores do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado
Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ [mm]

Classe estrutural	Classes de exposição de acordo com a Tabela 3A.1 à Tabela 3A.5						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabela 3B.3 – Valores do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$, requisitos relativos à durabilidade das armaduras de pré-esforço
Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ [mm]

Classe estrutural	Classes de exposição de acordo com a Tabela 3A.1 à Tabela 3A.5						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

O valor do recobrimento das armaduras pode ser aumentado devido à margem de segurança ($\Delta c_{dur,\gamma}$). No entanto, o Anexo Nacional recomenda um valor nulo.

O valor do recobrimento para as armaduras pode ser reduzido no caso de se utilizar aço inoxidável, ou quando tiverem sido tomadas outras medidas especiais ($\Delta c_{dur,st}$). No entanto, o Anexo Nacional recomenda um valor nulo.

O valor do recobrimento para as armaduras pode ser reduzido no caso de se utilizar betão com proteção adicional ($\Delta c_{dur,add}$). No entanto, o Anexo Nacional recomenda um valor nulo.

No caso de uma betonagem contra outros elementos de betão (prefabricado ou betonado *in situ*), o recobrimento mínimo das armaduras medido em relação à interface poderá ser reduzido para um valor correspondente ao requerido para a aderência, desde que:

- a classe de resistência do betão seja pelo menos C 25 / 30;
- o tempo de exposição da superfície de betão ao ambiente exterior seja de curta duração (< 28 dias);
- a interface tenha sido tornada rugosa.

Para armaduras não aderentes, o recobrimento deverá ser conforme a Aprovação Técnica Europeia aplicável.

No caso de paramentos irregulares (por exemplo, betão com agregados à vista), o recobrimento mínimo deverá ser aumentado pelo menos de 5 mm.

(Página intencionalmente deixada em branco)

Anexo 5

Tabelas de desvalorização

Anexo 5A – Tabelas de desvalorização

Tabela 5A.1 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Açoreana – valor < 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	62,0%	64,0%	66,0%	66,0%	66,0%
Açoreana – valor > 35000 €	30,0%	42,0%	54,0%	60,0%	66,0%	68,0%	70,0%	72,0%	72,0%	72,0%
Allianz (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
Allianz (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
Allianz – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Império / Bonança (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
Império / Bonança (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
Império / Bonança – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Fidelidade / Mundial (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
Fidelidade / Mundial (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
Fidelidade / Mundial – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
GENERALI (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
GENERALI (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
GENERALI – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
LUSITÂNIA – valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
LUSITÂNIA – valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
MACIF (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
MACIF (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
MACIF – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Seguro Directo	14,0%	35,0%	45,0%	53,0%	60,0%	66,0%	71,0%	76,0%	79,0%	82,0%
VICTÓRIA – valor < 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	63,0%	67,0%	70,0%	73,0%	75,0%
VICTÓRIA – valor > 35000 €	30,0%	42,0%	54,0%	60,0%	66,0%	69,0%	73,0%	78,0%	81,0%	83,0%
Média	21,7%	32,0%	41,8%	49,4%	57,0%	63,6%	69,3%	73,8%	77,6%	80,6%

Tabela 5A.2 – Tabela de desvalorização para veículos comerciais ligeiros

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8
Açoreana	24,0%	42,0%	60,0%	72,0%	84,0%	86,0%	88,0%	88,0%
Allianz	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
Império / Bonança	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
Fidelidade / Mundial	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
GENERALI (Gasóleo) peso < 1600kg	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%
GENERALI – peso > 1600kg	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
LUSITÂNIA	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
MACIF	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
VICTÓRIA	24,0%	42,0%	60,0%	72,0%	84,0%	87,0%	90,0%	90,0%
Média	22,5%	33,9%	44,4%	53,6%	62,8%	68,3%	72,7%	76,4%

Tabela 5A.3 – Tabela de desvalorização para veículos pesados

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Açoreana	48,0%	60,0%	66,0%	68,0%	70,0%	72,0%	74,0%	76,0%	76,0%	76,0%	76,0%	76,0%
Fidelidade / Mundial	34,8%	45,6%	55,2%	63,6%	70,8%	75,6%	80,4%	84,0%	87,6%	90,0%	90,0%	90,0%
GENERALI	34,8%	45,6%	55,2%	63,6%	70,8%	75,6%	80,4%	84,0%	87,6%	90,0%	90,0%	90,0%
LUSITÂNIA	34,8%	45,6%	55,2%	63,6%	70,8%	75,6%	80,4%	84,0%	87,6%	87,6%	87,6%	87,6%
MACIF	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%	76,8%	79,2%	79,2%	79,2%
VICTÓRIA	48,0%	60,0%	66,0%	68,0%	70,0%	72,0%	74,0%	76,0%	80,0%	82,0%	82,0%	82,0%
Média	37,2%	48,2%	56,4%	62,7%	68,3%	72,4%	76,3%	79,5%	82,6%	84,1%	84,1%	84,1%

Tabela 5A.4 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasóleo com valor inferior a 25000 €

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Açoreana – valor < 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	62,0%	64,0%	66,0%	66,0%	66,0%
Allianz – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Império / Bonança – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Fidelidade / Mundial – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
GENERALI – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
LUSITÂNIA – valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
MACIF – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Seguro Directo	14,0%	35,0%	45,0%	53,0%	60,0%	66,0%	71,0%	76,0%	79,0%	82,0%
VICTÓRIA – valor < 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	63,0%	67,0%	70,0%	73,0%	75,0%
Média	19,0%	29,8%	39,3%	47,1%	54,8%	61,5%	66,7%	71,0%	74,9%	77,4%

Tabela 5A.5 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasóleo com valor entre 25000 € e 35000 €

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Açoreana – valor < 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	62,0%	64,0%	66,0%	66,0%	66,0%
Allianz – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Império / Bonança – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Fidelidade / Mundial – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
GENERALI – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
LUSITÂNIA – valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	81,6%
MACIF – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Seguro Directo	14,0%	35,0%	45,0%	53,0%	60,0%	66,0%	71,0%	76,0%	79,0%	82,0%
VICTÓRIA – valor > 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	63,0%	67,0%	70,0%	73,0%	75,0%
Média	19,7%	30,4%	39,9%	47,6%	55,2%	61,9%	67,2%	71,6%	75,3%	77,8%

Tabela 5A.6 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasóleo com valor superior a 35000 €

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Açoreana – valor > 35000 €	30,0%	42,0%	54,0%	60,0%	66,0%	68,0%	70,0%	72,0%	72,0%	72,0%
Allianz – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Império / Bonança – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Fidelidade / Mundial – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
GENERALI – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
LUSITÂNIA – valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	81,6%
MACIF – Gasóleo	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%	75,6%	79,2%
Seguro Directo	14,0%	35,0%	45,0%	53,0%	60,0%	66,0%	71,0%	76,0%	79,0%	82,0%
VICTÓRIA – valor > 35000 €	30,0%	42,0%	54,0%	60,0%	66,0%	69,0%	73,0%	78,0%	81,0%	83,0%
Média	21,0%	31,8%	41,3%	49,0%	56,5%	63,2%	68,6%	73,1%	76,8%	79,4%

Tabela 5A.7 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasolina com valor inferior a 25000 €

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Açoreana – valor < 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	62,0%	64,0%	66,0%	66,0%	66,0%
Allianz (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
Império / Bonança (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
Fidelidade / Mundial (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
GENERALI (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
LUSITÂNIA – valor > 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	78,0%
MACIF (Gasolina) valor < 25000 €	19,2%	28,8%	38,4%	46,8%	55,2%	62,4%	68,4%	73,2%	78,0%	82,8%
Seguro Directo	14,0%	35,0%	45,0%	53,0%	60,0%	66,0%	71,0%	76,0%	79,0%	82,0%
VICTÓRIA – valor < 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	63,0%	67,0%	70,0%	73,0%	75,0%
Média	19,7%	31,1%	41,3%	49,1%	56,8%	62,8%	68,0%	72,4%	76,2%	79,4%

Tabela 5A.8 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasolina com valor entre 25000 € e 35000 €

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Açoreana – valor < 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	62,0%	64,0%	66,0%	66,0%	66,0%
Allianz (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
Império / Bonança (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
Fidelidade / Mundial (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
GENERALI (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
LUSITÂNIA – valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	81,6%
MACIF (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
Seguro Directo	14,0%	35,0%	45,0%	53,0%	60,0%	66,0%	71,0%	76,0%	79,0%	82,0%
VICTÓRIA – valor < 35000 €	24,0%	36,0%	48,0%	54,0%	60,0%	63,0%	67,0%	70,0%	73,0%	75,0%
Média	23,7%	35,1%	45,3%	52,3%	59,2%	65,2%	71,2%	75,6%	78,6%	81,2%

Tabela 5A.9 – Tabela de desvalorização para veículos ligeiros de passageiros a gasolina com valor superior a 35000 €

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Açoreana – valor > 35000 €	30,0%	42,0%	54,0%	60,0%	66,0%	68,0%	70,0%	72,0%	72,0%	72,0%
Allianz (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
Império / Bonança (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
Fidelidade / Mundial (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
GENERALI (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
LUSITÂNIA – valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	81,6%
MACIF (Gasolina) valor > 25000 €	25,2%	34,8%	44,4%	51,6%	58,8%	66,0%	73,2%	78,0%	81,6%	85,2%
Seguro Directo	14,0%	35,0%	45,0%	53,0%	60,0%	66,0%	71,0%	76,0%	79,0%	82,0%
VICTÓRIA – valor > 35000 €	30,0%	42,0%	54,0%	60,0%	66,0%	69,0%	73,0%	78,0%	81,0%	83,0%
Média	25,0%	36,4%	46,6%	53,6%	60,5%	66,6%	72,6%	77,1%	80,2%	82,7%

Tabela 5A.10 – Tabela de desvalorização para veículos comerciais ligeiros com peso inferior a 1600 kg

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8
Açoreana	24,0%	42,0%	60,0%	72,0%	84,0%	86,0%	88,0%	88,0%
Allianz	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
Império / Bonança	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
Fidelidade / Mundial	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
GENERALI (Gasóleo) peso < 1600kg	18,0%	26,4%	34,8%	43,2%	51,6%	60,0%	66,0%	70,8%
LUSITÂNIA	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
MACIF	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
VICTÓRIA	24,0%	42,0%	60,0%	72,0%	84,0%	87,0%	90,0%	90,0%
Média	22,5%	34,1%	44,9%	54,2%	63,5%	68,9%	73,3%	76,9%

Tabela 5A.11 – Tabela de desvalorização para veículos comerciais ligeiros com peso superior a 1600 kg

Companhia / Ano	1	2	3	4	5	6	7	8
Açoreana	24,0%	42,0%	60,0%	72,0%	84,0%	86,0%	88,0%	88,0%
Allianz	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
Império / Bonança	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
Fidelidade / Mundial	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
GENERALI – peso > 1600kg	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
LUSITÂNIA	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
MACIF	22,8%	32,4%	40,8%	49,2%	57,6%	63,6%	68,4%	73,2%
VICTÓRIA	24,0%	42,0%	60,0%	72,0%	84,0%	87,0%	90,0%	90,0%
Média	23,1%	34,8%	45,6%	54,9%	64,2%	69,3%	73,6%	77,2%

(Página intencionalmente deixada em branco)

Anexo 6A

Determinação do tempo de iniciação

Anexo 6A – Determinação do tempo de iniciação

Determinação do período de iniciação - CARBONATAÇÃO			
Método	<input type="text" value="Resistência à carbonatação do betão R65"/>	ti (anos)	30
Classe de exposição	<input type="text" value="XC3"/>	k0	k1
		3	0,77
		n	0,02
Tipo de cura			
	<input type="text" value="3 dias com cofragem de permeabilidade controlada"/>	k2	0,25
Período de referência (1 ano)			
		t0	1
Tipo de estrutura			
	<input type="text" value="Betão pré-esforçado"/>		
Classe estrutural	<input type="text" value="S5"/>	Recobrimento min.	Recobrimento adot.
		40 (mm)	30,0 (mm)
Resistência à carbonatação do betão		Período de iniciação	
Rc65	23,5 (kg.ano/m ⁵)	ti (anos)	30,0

Figura 6A.1 – Determinação do período de iniciação

(Página intencionalmente deixada em branco)

Anexo 6B

Custo direto

Anexo 6B – Custo direto

Tabela 6B.1 – Datas de intervenção e custo direto atualizado

Ano / Opção	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
2005	136639 €	166541 €	178502 €	483499 €	244285 €	163551 €	302952 €
2006							6382 €
2007							6510 €
2008							6640 €
2009							6772 €
2010							6908 €
2011							7046 €
2012							7187 €
2013							6982 €
2014							6782 €
2015							6588 €
2016							6400 €
2017							6217 €
2018							6040 €
2019							5867 €
2020							5699 €
2021							5537 €
2022							5378 €
2023							5225 €
2024							5076 €
2025							4930 €
2026							4790 €
2027							4653 €
2028							4520 €
2029							4391 €
2030							4265 €
2031							4143 €
2032							4025 €
2033							3910 €
2034							3798 €
2035	80580 €						3690 €
2036							3584 €
2037							3482 €
2038							3382 €
2039							3286 €
2040			91064 €				3192 €
2041							3101 €
2042							3012 €
2043							2926 €
2044							2842 €
2045							2761 €
2046							2682 €
2047							2606 €
2048							2531 €
2049							2459 €
2050							2389 €
2051							2320 €
2052							2254 €
2053							2190 €
2054							2127 €
2055		55003 €				54016 €	2066 €

Tabela 6B.2 – Datas de intervenção e custo direto atualizado (Cont.)

Ano / Opção	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
2056							2007 €
2057							1950 €
2058							1894 €
2059							1840 €
2060							1788 €
2061							1737 €
2062							1687 €
2063							1639 €
2064							1592 €
2065	33772 €						1546 €
2066							1502 €
2067							1459 €
2068							1418 €
2069							1377 €
2070							64775 €
2071							1300 €
2072							1262 €
2073							1226 €
2074							1191 €
2075			33016 €				1157 €
2076							1124 €
2077							1092 €
2078							1061 €
2079							1031 €
2080							1001 €
2081							973 €
2082							945 €
2083							918 €
2084							892 €
2085					33814 €		866 €
2086							841 €
2087							817 €
2088							794 €
2089							771 €
2090							749 €
2091							728 €
2092							707 €
2093							687 €
2094							667 €
2095	14154 €						648 €
2096							630 €
2097							612 €
2098							594 €
2099							577 €
2100							561 €
2101							545 €
2102							529 €
2103							514 €
2104							499 €
2105		12910 €				12678 €	485 €
Total	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €

Anexo 6C

Custos dos utentes – Alternativas 1 e 5

Anexo 6C – Custos dos utentes – Alternativas 1 e 5

Sentido Celorico da Beira → Fornos de Algodres

Tabela 6C.1 – Custos dos utentes (I) – A1 (E / O)

		Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	20999	9681	0	0	0	15328	5372
2055	VCL	5698	4789	0	0	0	4123	
	VPM	26180	6735	0	0	0	14417	
	VPP	3424	5174	0	0	0	1519	
	Totais	56301	26379	0	0	0	35386	
2ª Intervenção	VLP	92958	42640	0	0	0	67850	13690
2105	VCL	25222	21092	0	0	0	18250	
	VPM	115890	29665	0	0	0	63820	
	VPP	15156	22788	0	0	0	6722	
	Totais	249226	116185	0	0	0	156642	

Tabela 6C.2 – Custos dos utentes (II) – A1 (E / O)

		Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	1526	848	17902	50470	2434	0	0
2055	VCL	413	419	4857	24966	655	0	0
	VPM	1899	588	22318	35112	1129	0	0
	VPP	260	473	2919	26972	133	0	0
	Totais	4098	2328	47996	137521	4350	0	0
2ª Intervenção	VLP	5387	3016	71549	171077	7848	15936	957
2105	VCL	1467	1498	19413	84626	2111	7883	257
	VPM	6691	2090	89199	119018	3640	11087	444
	VPP	874	1605	11666	91427	430	8517	52
	Totais	14420	8209	191827	466148	14029	43423	1710

Tabela 6C.3 – Custos dos utentes (III) – A1 (E / O)

		Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
1ª Int.	VLP	1726	1936	0	0	0	14182	9753	125250	15369
2055	VCL	468	958	0	0	0	3814			
	VPM	2151	1347	0	0	0	13339			
	VPP	281	1035	0	0	0	1405			
	Totais	4626	5276	0	0	0	32740			
2ª Int.	VLP	17619	20588	0	0	0	56150	32528	469515	5024
2105	VCL	4781	10184	0	0	0	15103			
	VPM	21965	14323	0	0	0	52815			
	VPP	2873	11003	0	0	0	5563			
Totais	47237	56097	0	0	0	129631	32528			

Sentido Fornos de Algodres → Celorico da Beira

Tabela 6C.4 – Custos dos utentes (I) – A1 (O / E)

		Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	23153	10593	0	0	0	16900	5866
	VCL	6282	5240	0	0	0	4546	
	VPM	28865	7370	0	0	0	15896	
	VPP	3775	5661	0	0	0	1674	
	Totais	62076	28864	0	0	0	39015	
2ª Intervenção	VLP	102492	47163	0	0	0	74809	14947
	VCL	27809	23330	0	0	0	20122	
	VPM	127776	32811	0	0	0	70365	
	VPP	16711	25205	0	0	0	7412	
	Totais	274788	128508	0	0	0	172708	

Tabela 6C.5 – Custos dos utentes (II) – A1 (O / E)

		Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	1621	898	19316	56839	2769	0	0
	VCL	437	442	5241	28116	745	0	0
	VPM	2016	623	24082	39543	1284	0	0
	VPP	260	472	3149	30376	152	0	0
	Totais	4335	2434	51788	154874	4949	0	0
2ª Intervenção	VLP	5691	3141	72796	180251	8343	50737	3044
	VCL	1548	1558	19752	89164	2244	25098	819
	VPM	7112	2190	90754	125400	3869	35298	1412
	VPP	933	1687	11869	96330	457	27115	167
	Totais	15284	8576	195170	491145	14914	138248	5441

Tabela 6C.6 – Custos dos utentes (II) – A1 (O / E)

		Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
1ª Int.	VLP	2435	2704	0	0	0	15283	11383	143122	17562
	VCL	661	1338	0	0	0	4111			
	VPM	3035	1881	0	0	0	14375			
	VPP	397	1445	0	0	0	1514			
	Totais	6528	7369	0	0	0	35282			
2ª Int.	VLP	26386	31054	0	0	0	57287	40480	605923	6484
	VCL	7159	15361	0	0	0	15409			
	VPM	32895	21604	0	0	0	53885			
	VPP	4302	16596	0	0	0	5676			
	Totais	70742	84615	0	0	0	132257			

Anexo 6D

Custos dos utentes – Alternativa 2

Anexo 6D – Custos dos utentes – Alternativa 2

Sentido Celorico da Beira → Fornos de Algodres

Tabela 6D.1 – Custos dos utentes (I) – A2 (E / O)

		Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	13440	6206	0	0	0	9810	4058
2040	VCL	3647	3070	0	0	0	2639	
	VPM	16755	4318	0	0	0	9227	
	VPP	2191	3317	0	0	0	972	
	Totais	36032	16911	0	0	0	22647	
2ª Intervenção	VLP	38075	17548	0	0	0	27791	7810
2075	VCL	10331	8680	0	0	0	7475	
	VPM	47468	12208	0	0	0	26140	
	VPP	6208	9378	0	0	0	2753	
	Totais	102082	47815	0	0	0	64160	

Tabela 6D.2 – Custos dos utentes (II) – A2 (E / O)

		Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	1668	927	11770	25385	1130	0	0
2040	VCL	454	460	3194	12557	304	0	0
	VPM	2080	645	14674	17660	524	0	0
	VPP	274	498	1919	13566	62	0	0
	Totais	4475	2530	31557	69167	2020	0	0
2ª Intervenção	VLP	2550	1427	30883	85482	4105	0	0
2075	VCL	694	708	8380	42285	1104	0	0
	VPM	3170	990	38502	59470	1904	0	0
	VPP	418	767	5035	45684	225	0	0
	Totais	6833	3891	82800	232921	7339	0	0

Tabela 6D.3 – Custos dos utentes (III) – A2 (E / O)

		Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
1ª Int.	VLP	0	0	0	0	0	9810	5275	58023	14801
2040	VCL	0	0	0	0	0	2639			
	VPM	0	0	0	0	0	9227			
	VPP	0	0	0	0	0	972			
	Totais	0	0	0	0	0	22647			
2ª Int.	VLP	5106	5802	0	0	0	24400	16352	214100	9901
2075	VCL	1385	2870	0	0	0	6563			
	VPM	6366	4036	0	0	0	22951			
	VPP	833	3101	0	0	0	2418			
	Totais	13690	15809	0	0	0	56331			

Sentido Fornos de Algodres → Celorico da Beira

Tabela 6D.4 – Custos dos utentes (I) – A2 (O / E)

		Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	14818	6825	0	0	0	10816	4431
2040	VCL	4021	3376	0	0	0	2909	
	VPM	18473	4748	0	0	0	10173	
	VPP	2416	3647	0	0	0	1072	
	Totais	39728	18596	0	0	0	24970	
2ª Intervenção	VLP	41980	19355	0	0	0	30641	8528
2075	VCL	11391	9574	0	0	0	8242	
	VPM	52336	13465	0	0	0	28821	
	VPP	6845	10344	0	0	0	3036	
	Totais	112552	52739	0	0	0	70740	

Tabela 6D.5 – Custos dos utentes (II) – A2 (O / E)

		Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	1747	974	12107	34326	1656	0	0
2040	VCL	476	484	3285	16980	445	0	0
	VPM	2181	678	15093	23880	768	0	0
	VPP	290	529	1974	18344	91	0	0
	Totais	4695	2664	32459	93530	2960	0	0
2ª Intervenção	VLP	2656	1451	34550	82605	3799	0	0
2075	VCL	721	718	9375	40862	1022	0	0
	VPM	3316	1011	43073	57468	1762	0	0
	VPP	418	749	5633	44146	208	0	0
	Totais	7111	3930	92631	225081	6791	0	0

Tabela 6D.6 – Custos dos utentes (III) – A2 (O / E)

		Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
1ª Int.	VLP	1057	1201	0	0	0	10114	7775	85815	21891
2040	VCL	287	594	0	0	0	2720			
	VPM	1318	835	0	0	0	9513			
	VPP	172	642	0	0	0	1002			
	Totais	2834	3272	0	0	0	23349			
2ª Int.	VLP	5252	5992	0	0	0	27154	17452	201534	9320
2075	VCL	1425	2964	0	0	0	7304			
	VPM	6547	4169	0	0	0	25541			
	VPP	856	3202	0	0	0	2690			
	Totais	14081	16327	0	0	0	62689			

Anexo 6E

Custos dos utentes – Alternativa 4

Anexo 6E – Custos dos utentes – Alternativa 4

Sentido Celorico da Beira → Fornos de Algodres

Tabela 6E.1 – Custos dos utentes (I) – A4 (E / O)

1ª Intervenção	VLP	Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
	VLP	51269	23594	0	0	0	37421	9417
2085	VCL	13911	11671	0	0	0	10065	
	VPM	63917	16414	0	0	0	35198	
	VPP	8359	12609	0	0	0	3708	
	Totais	137456	64289	0	0	0	86393	

Tabela 6E.2 – Custos dos utentes (II) – A4 (E / O)

1ª Intervenção	VLP	Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
	VLP	3238	1769	42129	101072	4644	0	0
2085	VCL	879	876	11431	49997	1249	0	0
	VPM	4042	1232	52522	70315	2154	0	0
	VPP	510	913	6869	54015	255	0	0
	Totais	8669	4790	112951	275399	8301	0	0

Tabela 6E.3 – Custos dos utentes (III) – A4 (E / O)

1ª Int.	VLP	Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
	VLP	6490	7449	0	0	0	33111	19346	246043	6985
2085	VCL	1761	3685	0	0	0	8906			
	VPM	8091	5182	0	0	0	31145			
	VPP	1058	3981	0	0	0	3281			
	Totais	17401	20298	0	0	0	76443			

Sentido Fornos de Algodres → Celorico da Beira

Tabela 6E.4 – Custos dos utentes (I) – A4 (O / E)

1ª Intervenção		Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
2085	VLP	56527	26087	0	0	0	41259	10282
	VCL	15338	12904	0	0	0	11098	
	VPM	70472	18149	0	0	0	38808	
	VPP	9216	13941	0	0	0	4088	
	Totais	151554	71081	0	0	0	95253	

Tabela 6E.5 – Custos dos utentes (II) – A4 (O / E)

1ª Intervenção		Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
2085	VLP	3421	1913	43731	113478	5335	2812	168
	VCL	933	952	11866	56133	1435	1391	45
	VPM	4254	1328	54519	78946	2474	1956	78
	VPP	549	1007	7130	60645	292	1503	9
	Totais	9158	5199	117247	309202	9537	7661	301

Tabela 6E.6 – Custos dos utentes (III) – A4 (O / E)

1ª Int.		Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
2085	VLP	10303	11855	0	0	0	34418	24056	293574	8335
	VCL	2795	5864	0	0	0	9257			
	VPM	12844	8248	0	0	0	32373			
	VPP	1680	6336	0	0	0	3410			
	Totais	27622	32302	0	0	0	79459			

Anexo 6F

Custos dos utentes – Alternativa 6

Anexo 6F – Custos dos utentes – Alternativa 6

Sentido Celorico da Beira → Fornos de Algodres

Tabela 6F.1 – Custos dos utentes (I) – A6 (E / O)

1ª Intervenção	VLP	Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
	VLP	32812	15140	0	0	0	23949	7113
2070	VCL	8903	7489	0	0	0	6442	
	VPM	40906	10533	0	0	0	22527	
	VPP	5350	8091	0	0	0	2373	
	Totais	87971	41254	0	0	0	55291	

Tabela 6F.2 – Custos dos utentes (II) – A6 (E / O)

1ª Intervenção	VLP	Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
	VLP	2246	1248	26980	74086	3550	0	0
2070	VCL	613	621	7321	36648	955	0	0
	VPM	2792	866	33636	51541	1646	0	0
	VPP	379	690	4399	39593	195	0	0
	Totais	6030	3424	72335	201868	6345	0	0

Tabela 6F.3 – Custos dos utentes (III) – A6 (E / O)

1ª Int.	VLP	Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
	VLP	3940	4480	0	0	0	21333	14368	184762	10905
2070	VCL	1069	2216	0	0	0	5738			
	VPM	4912	3116	0	0	0	20066			
	VPP	642	2394	0	0	0	2114			
	Totais	10564	12206	0	0	0	49250			

Sentido Fornos de Algodres → Celorico da Beira

Tabela 6F.4 – Custos dos utentes (I) – A6 (O / E)

		Distância percorrida sem interrupções		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	36177	16669	0	0	0	26406	7766
2070	VCL	9816	8246	0	0	0	7102	
	VPM	45102	11597	0	0	0	24837	
	VPP	5899	8908	0	0	0	2616	
	Totais	96994	45420	0	0	0	60962	

Tabela 6F.5 – Custos dos utentes (II) – A6 (O / E)

		Travessia da via pela zona de trabalhos sem formação de filas de espera		Atraso devido às filas de espera		Operação dos veículos em marcha lenta [€/dia]	Atraso devido às filas de espera na via principal para os veículos desviados [€/dia]	Operação em marcha lenta na via principal para os veículos desviados [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]			
1ª Intervenção	VLP	2350	1315	28978	78178	3733	0	0
2070	VCL	637	650	7863	38672	1004	0	0
	VPM	2924	913	36127	54388	1731	0	0
	VPP	379	695	4725	41780	205	0	0
	Totais	6290	3573	77693	213017	6674	0	0

Tabela 6F.6 – Custos dos utentes (III) – A6 (O / E)

		Distância percorrida sem interrupções (desvio)		Atraso devido às filas de espera (desvio)		Operação dos veículos em marcha lenta (desvio) [€/dia]	Portagem [€/dia]	Acidente [€/dia]	Total diário para o ano de intervenção [€/dia]	Total diário atualizado para o ano [€/dia]
		Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]	Distância [€/dia]	Tempo [€/dia]					2012
1ª Int.	VLP	5326	6095	0	0	0	22869	16787	196575	11602
2085	VCL	1445	3015	0	0	0	6151			
	VPM	6640	4240	0	0	0	21511			
	VPP	868	3257	0	0	0	2266			
	Totais	14279	16607	0	0	0	52797			

Anexo 6G

Custos dos utentes

Anexo 6G – Custos dos utentes

Sentido Celorico da Beira → Fornos de Algodres

Tabela 6G.1 – Datas de intervenção e custos dos utentes atualizados no sentido (E / O)

Ano / Opção	Aço corrente	Armaduras revestidas com resina epóxida	Armaduras de aço galvanizadas	Armaduras de aço inoxidável	Armaduras revestidas a aço inoxidável	Adjuvantes inibidores de corrosão	Proteção / prevenção catódica
	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Período entre intervenções	30	50	35	110	80	50	65
Número de intervenções	3	2	2	0	1	2	100
2005	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2006	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2007	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2008	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2009	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2010	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2011	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2012	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2013	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2014	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2015	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2016	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2017	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2018	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2019	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2020	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2021	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2022	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2023	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2024	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2025	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2026	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2027	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2028	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2029	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2030	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2031	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2032	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2033	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2034	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2035	1580080 €	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2036	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2037	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2038	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2039	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2040	0€	0€	1480135 €	0€	0€	0€	0€
2041	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2042	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2043	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2044	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2045	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2046	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2047	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2048	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2049	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2050	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2051	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2052	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2053	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2054	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2055	0€	1536873 €	0€	0€	0€	1536873 €	0€

Tabela 6G.2 – Datas de intervenção e custos dos utentes atualizados no sentido (E / O) (Cont.)

Ano / Opção	Aço corrente	Armaduras revestidas com resina epóxida	Armaduras de aço galvanizadas	Armaduras de aço inoxidável	Armaduras revestidas a aço inoxidável	Adjuvantes inibidores de corrosão	Proteção / prevenção catódica
	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
2056	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2057	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2058	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2059	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2060	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2061	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2062	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2063	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2064	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2065	1313910 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2066	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2067	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2068	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2069	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2070	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	1090520 €
2071	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2072	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2073	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2074	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2075	0 €	0 €	990129 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2076	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2077	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2078	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2079	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2080	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2081	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2082	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2083	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2084	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2085	0 €	0 €	0 €	0 €	698542 €	0 €	0 €
2086	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2087	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2088	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2089	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2090	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2091	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2092	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2093	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2094	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2095	623636 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2096	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2097	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2098	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2099	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2100	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2101	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2102	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2103	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2104	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2105	0 €	502394 €	0 €	0 €	0 €	502394 €	0 €

Sentido Fornos de Algodres → Celorico da Beira

Tabela 6G.3 – Datas de intervenção e custos dos utentes atualizados no sentido (O / E)

Ano / Opção	Aço corrente	Armaduras revestidas com resina epóxida	Armaduras de aço galvanizadas	Armaduras de aço inoxidável	Armaduras revestidas a aço inoxidável	Adjuvantes inibidores de corrosão	Proteção / prevenção catódica
	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Período entre intervenções	30	50	35	110	80	50	65
Número de intervenções	3	2	2	0	1	2	1
2005	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2006	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2007	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2008	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2009	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2010	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2011	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2012	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2013	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2014	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2015	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2016	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2017	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2018	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2019	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2020	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2021	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2022	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2023	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2024	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2025	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2026	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2027	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2028	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2029	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2030	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2031	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2032	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2033	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2034	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2035	2213846 €	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2036	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2037	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2038	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2039	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2040	0€	0€	2189079 €	0€	0€	0€	0€
2041	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2042	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2043	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2044	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2045	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2046	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2047	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2048	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2049	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2050	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2051	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2052	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2053	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2054	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2055	0€	1756168 €	0€	0€	0€	1756168 €	0€

Tabela 6G.4 – Datas de intervenção e custos dos utentes atualizados no sentido (O / E) (Cont.)

Ano / Opção	Aço corrente	Armaduras revestidas com resina epóxida	Armaduras de aço galvanizadas	Armaduras de aço inoxidável	Armaduras revestidas a aço inoxidável	Adjuvantes inibidores de corrosão	Proteção / prevenção catódica
	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
2056	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2057	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2058	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2059	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2060	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2061	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2062	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2063	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2064	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2065	1327368 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2066	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2067	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2068	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2069	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2070	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	1160241 €
2071	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2072	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2073	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2074	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2075	0 €	0 €	932016 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2076	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2077	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2078	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2079	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2080	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2081	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2082	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2083	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2084	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2085	0 €	0 €	0 €	0 €	833487 €	0 €	0 €
2086	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2087	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2088	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2089	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2090	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2091	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2092	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2093	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2094	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2095	670614 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2096	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2097	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2098	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2099	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2100	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2101	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2102	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2103	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2104	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2105	0 €	648355 €	0 €	0 €	0 €	648355 €	0 €

Custos totais dos utentes

Tabela 6G.5 – Datas de intervenção e custos totais dos utentes atualizados

Ano / Opção	Aço corrente	Armaduras revestidas com resina epóxida	Armaduras de aço galvanizadas	Armaduras de aço inoxidável	Armaduras revestidas a aço inoxidável	Adjuvantes inibidores de corrosão	Proteção / prevenção catódica
	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Período entre intervenções	30	50	35	110	80	50	65
Número de intervenções	3	2	2	0	1	2	100
2005	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2006	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2007	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2008	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2009	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2010	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2011	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2012	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2013	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2014	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2015	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2016	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2017	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2018	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2019	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2020	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2021	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2022	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2023	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2024	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2025	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2026	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2027	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2028	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2029	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2030	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2031	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2032	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2033	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2034	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2035	3793925 €	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2036	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2037	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2038	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2039	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2040	0€	0€	3669215 €	0€	0€	0€	0€
2041	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2042	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2043	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2044	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2045	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2046	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2047	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2048	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2049	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2050	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2051	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2052	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2053	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2054	0€	0€	0€	0€	0€	0€	0€
2055	0€	3293041 €	0€	0€	0€	3293041 €	0€

Tabela 6G.6 – Datas de intervenção e custos totais dos utentes atualizados

Ano / Opção	Aço corrente	Armaduras revestidas com resina epóxida	Armaduras de aço galvanizadas	Armaduras de aço inoxidável	Armaduras revestidas a aço inoxidável	Adjuvantes inibidores de corrosão	Proteção / prevenção catódica
	A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
2056	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2057	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2058	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2059	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2060	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2061	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2062	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2063	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2064	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2065	2641277 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2066	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2067	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2068	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2069	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2070	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	2250760 €
2071	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2072	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2073	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2074	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2075	0 €	0 €	1922145 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2076	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2077	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2078	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2079	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2080	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2081	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2082	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2083	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2084	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2085	0 €	0 €	0 €	0 €	1532029 €	0 €	0 €
2086	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2087	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2088	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2089	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2090	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2091	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2092	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2093	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2094	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2095	1294250 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2096	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2097	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2098	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2099	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2100	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2101	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2102	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2103	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2104	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €	0 €
2105	0 €	1150749 €	0 €	0 €	0 €	1150749 €	0 €

Anexo 6H

Análise de sensibilidade – Inflação

Anexo 6H – Análise de sensibilidade – Inflação

Custos diretos

Tabela 6H.1 – Custos diretos vs. taxa de inflação – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de inflação	0%	222615 €	216824 €	266829 €	555389 €	288574 €	212931 €	560623 €
	1%	236919 €	219604 €	278105 €	518021 €	278199 €	215661 €	585819 €
	2%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	3%	316918 €	271207 €	347435 €	451582 €	297087 €	266337 €	749026 €
	4%	410668 €	350707 €	424869 €	422050 €	352783 €	344410 €	945448 €

Tabela 6H.2 – Custos diretos vs. taxa de inflação – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de inflação	0%	84%	92%	88%	115%	104%	92%	87%
	1%	89%	94%	92%	107%	100%	94%	91%
	2%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	3%	120%	116%	115%	93%	107%	116%	117%
	4%	155%	150%	140%	87%	127%	150%	147%

Tabela 6H.3 – Custos diretos vs. taxa de inflação – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de inflação	0%	5%	2%	25%	161%	36%	0%	163%
	1%	10%	2%	29%	140%	29%	0%	172%
	2%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	3%	19%	2%	30%	70%	12%	0%	181%
	4%	19%	2%	23%	23%	2%	0%	175%

Custos dos utentes

Tabela 6H.4 – Custos dos utentes vs. taxa de inflação – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de inflação	0%	3580801 €	1587826 €	2659550 €	0 €	360956 €	1587826 €	713706 €
	1%	5162864 €	2616114 €	3817914 €	0 €	746302 €	2616114 €	1271039 €
	2%	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
	3%	12086732 €	7860647 €	8375840 €	0 €	3123000 €	7860647 €	3963495 €
	4%	19808042 €	14592373 €	12852221 €	0 €	6322493 €	14592373 €	6941495 €

Tabela 6H.5 – Custos dos utentes vs. taxa de inflação – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de inflação	0%	46%	36%	48%	-	24%	36%	32%
	1%	67%	59%	68%	-	49%	59%	56%
	2%	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%
	3%	156%	177%	150%	-	204%	177%	176%
	4%	256%	328%	230%	-	413%	328%	308%

Custos totais

Tabela 6H.6 – Custos totais vs. taxa de inflação – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de inflação	0%	3803416 €	1804649 €	2926379 €	555389 €	649530 €	1800756 €	1274329 €
	1%	5399783 €	2835718 €	4096020 €	518021 €	1024501 €	2831775 €	1856858 €
	2%	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
	3%	12403650 €	8131854 €	8723275 €	451582 €	3420087 €	8126984 €	4712521 €
	4%	20218710 €	14943080 €	13277090 €	422050 €	6675276 €	14936784 €	7886942 €

Tabela 6H.7 – Custos totais vs. taxa de inflação – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de inflação	0%	48%	39%	50%	115%	36%	39%	44%
	1%	68%	61%	69%	107%	57%	61%	64%
	2%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	3%	155%	174%	148%	93%	189%	174%	163%
	4%	253%	319%	225%	87%	369%	320%	273%

Tabela 6H.8 – Custos totais vs. taxa de inflação – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de inflação	0%	585%	225%	427%	0%	17%	224%	129%
	1%	942%	447%	691%	0%	98%	447%	258%
	2%	1553%	868%	1119%	0 €	274%	867%	498%
	3%	2647%	1701%	1832%	0%	657%	1700%	944%
	4%	4691%	3441%	3046%	0%	1482%	3439%	1769%

Anexo 6I

Análise de sensibilidade – Custo de oportunidade de capital

Anexo 6I – Análise de sensibilidade – Custo de oportunidade de capital

Custos diretos

Tabela 6I.1 – Custos diretos vs. custo de oportunidade de capital – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo de oportunidade de capital	1%	953653 €	937006 €	830103 €	483499 €	820323 €	920182 €	2053467 €
	3%	425473 €	369507 €	445425 €	483499 €	381941 €	362873 €	981137 €
	5%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	7%	204229 €	193209 €	242250 €	483499 €	252814 €	189740 €	516536 €
	9%	176032 €	177960 €	213601 €	483499 €	246492 €	174765 €	462157 €

Tabela 6I.2 – Custos diretos vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo de oportunidade de capital	1%	360%	400%	274%	100%	295%	400%	320%
	3%	160%	158%	147%	100%	137%	158%	153%
	5%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	7%	77%	82%	80%	100%	91%	82%	80%
	9%	66%	76%	71%	100%	89%	76%	72%

Tabela 6I.3 – Custos diretos vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo de oportunidade de capital	1%	97%	94%	72%	0%	70%	90%	325%
	3%	17%	2%	23%	33%	5%	0%	170%
	5%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	7%	8%	2%	28%	155%	33%	0%	172%
	9%	1%	2%	22%	177%	41%	0%	164%

Custos dos utentes

Tabela 6I.4 – Custos dos utentes vs. custo de oportunidade de capital – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo de oportunidade de capital	1%	62474870 €	60123432 €	33091914 €	0 €	26099107 €	60123432 €	21412578 €
	3%	19610090 €	14411124 €	12742871 €	0 €	6236897 €	14411124 €	6866724 €
	5%	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
	7%	3700154 €	1661986 €	2748864 €	0 €	386429 €	1661986 €	753441 €
	9%	2027824 €	695334 €	1470370 €	0 €	99989 €	695334 €	257378 €

Tabela 6I.5 – Custos dos utentes vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo de oportunidade de capital	1%	808%	1353%	592%	-	1704%	1353%	951%
	3%	254%	324%	228%	-	407%	324%	305%
	5%	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%
	7%	48%	37%	49%	-	25%	37%	33%
	9%	26%	16%	26%	-	7%	16%	11%

Custos totais

Tabela 6I.6 – Custos totais vs. custo de oportunidade de capital – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo de oportunidade de capital	1%	63428524 €	61060438 €	33922017 €	483499 €	26919430 €	61043614 €	23466045 €
	3%	20035563 €	14780632 €	13188296 €	483499 €	6618837 €	14773997 €	7847861 €
	5%	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
	7%	3904383 €	1855195 €	2991114 €	483499 €	639244 €	1851726 €	1269977 €
	9%	2203855 €	873294 €	1683971 €	483499 €	346481 €	870099 €	719536 €

Tabela 6I.7 – Custos totais vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo de oportunidade de capital	1%	793%	1305%	576%	100%	1487%	1306%	811%
	3%	251%	316%	224%	100%	366%	316%	271%
	5%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	7%	49%	40%	51%	100%	35%	40%	44%
	9%	28%	19%	29%	100%	19%	19%	25%

Tabela 6I.8 – Custos totais vs. custo de oportunidade de capital – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo de oportunidade de capital	1%	13019%	12529%	6916%	0%	5468%	12525%	4753%
	3%	4044%	2957%	2628%	0%	1269%	2956%	1523%
	5%	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%
	7%	708%	284%	519%	0%	32%	283%	163%
	9%	536%	152%	386%	40%	0%	151%	108%

Anexo 6J

Análise de sensibilidade – Taxa de crescimento de tráfego

Anexo 6J – Análise de sensibilidade – Taxa de crescimento de tráfego

Custos diretos

Tabela 6J.1 – Custos diretos vs. taxa de crescimento do tráfego – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de crescimento do tráfego	-1%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	0%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	1%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	2%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	3%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €

Tabela 6J.2 – Custos diretos vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de crescimento do tráfego	-1%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	1%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	2%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	3%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabela 6J.3 – Custos diretos vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de crescimento do tráfego	-1%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	0%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	1%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	2%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	3%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%

Custos dos utentes

Tabela 6J.4 – Custos dos utentes vs. taxa de crescimento do tráfego – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de crescimento do tráfego	-1%	289111 €	88648 €	193823 €	0 €	23417 €	88648 €	41962 €
	0%	1676075 €	721425 €	1238403 €	0 €	242693 €	721425 €	377075 €
	1%	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
	2%	12235828 €	6624539 €	10173845 €	0 €	3076888 €	6624539 €	4134562 €
	3%	86978201 €	93149045 €	12613570 €	0 €	35803233 €	93149045 €	4368139 €

Tabela 6J.5 – Custos dos utentes vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de crescimento do tráfego	-1%	4%	2%	3%	-	2%	2%	2%
	0%	22%	16%	22%	-	16%	16%	17%
	1%	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%
	2%	158%	149%	182%	-	201%	149%	184%
	3%	1125%	2096%	226%	-	2337%	2096%	194%

Custos totais

Tabela 6J.6 – Custos totais vs. taxa de crescimento do tráfego – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de crescimento do tráfego	-1%	554256 €	323103 €	496405 €	483499 €	301516 €	318893 €	683663 €
	0%	1941219 €	955880 €	1540984 €	483499 €	520792 €	951670 €	1018777 €
	1%	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
	2%	12500973 €	6858993 €	10476427 €	483499 €	3354987 €	6854784 €	4776263 €
	3%	87243345 €	93383500 €	12916152 €	483499 €	36081332 €	93379290 €	5009841 €

Tabela 6J.7 – Custos totais vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de crescimento do tráfego	-1%	7%	7%	8%	100%	17%	7%	24%
	0%	24%	20%	26%	100%	29%	20%	35%
	1%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	2%	156%	147%	178%	100%	185%	147%	165%
	3%	1091%	1996%	219%	100%	1993%	1998%	173%

Tabela 6J.8 – Custos totais vs. taxa de crescimento do tráfego – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de crescimento do tráfego	-1%	84%	7%	65%	60%	0%	6%	127%
	0%	301%	98%	219%	0%	8%	97%	111%
	1%	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%
	2%	2486%	1319%	2067%	0%	594%	1318%	888%
	3%	17944%	19214%	2571%	0%	7363%	19213%	936%

Anexo 6K

Análise de sensibilidade – Recobrimento

Anexo 6K – Análise de sensibilidade – Recobrimento

Custos diretos

Tabela 6K.1 – Custos diretos vs. recobrimento – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Recobrimento [mm]	25	367895 €	263092 €	401540 €	520980 €	289469 €	258368 €	663033 €
	30	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	35	213067 €	206527 €	262152 €	483499 €	268867 €	202819 €	624381 €
	40	175678 €	193189 €	222620 €	483499 €	244285 €	189720 €	608998 €
	45	161912 €	183792 €	207063 €	483499 €	244285 €	180492 €	578264 €

Tabela 6K.2 – Custos diretos vs. recobrimento – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Recobrimento [mm]	25	139%	112%	133%	108%	104%	112%	103%
	30	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	35	80%	88%	87%	100%	97%	88%	97%
	40	66%	82%	74%	100%	88%	82%	95%
	45	61%	78%	68%	100%	88%	78%	90%

Tabela 6K.3 – Custos diretos vs. recobrimento – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Recobrimento [mm]	25	42%	2%	55%	102%	12%	0%	157%
	30	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	35	5%	2%	29%	138%	33%	0%	208%
	40	0%	10%	27%	175%	39%	8%	247%
	45	0%	14%	28%	199%	51%	11%	257%

Custos dos utentes

Tabela 6K.4 – Custos dos utentes vs. recobrimento – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Recobrimento [mm]	25	12297292 €	5246155 €	9544243 €	1155921 €	1922145 €	5246155 €	2897683 €
	30	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
	35	5196138 €	2588333 €	4750069 €	0 €	1286332 €	2588333 €	1666210 €
	40	2897683 €	1756781 €	2641277 €	0 €	0 €	1756781 €	1294250 €
	45	1922145 €	1294250 €	1756781 €	0 €	0 €	1294250 €	0 €

Tabela 6K.5 – Custos dos utentes vs. recobrimento – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Recobrimento [mm]	25	159%	118%	171%	-	125%	118%	129%
	30	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%
	35	67%	58%	85%	-	84%	58%	74%
	40	37%	40%	47%	-	0%	40%	58%
	45	25%	29%	31%	-	0%	29%	0%

Custos totais

Tabela 6K.6 – Custos totais vs. recobrimento – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Recobrimento [mm]	25	12665187 €	5509247 €	9945782 €	1676901 €	2211614 €	5504524 €	3560716 €
	30	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
	35	5409205 €	2794860 €	5012221 €	483499 €	1555199 €	2791152 €	2290592 €
	40	3073361 €	1949969 €	2863897 €	483499 €	244285 €	1946501 €	1903248 €
	45	2084057 €	1478043 €	1963844 €	483499 €	244285 €	1474743 €	578264 €

Tabela 6K.7 – Custos totais vs. recobrimento – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Recobrimento [mm]	25	234%	197%	198%	347%	142%	197%	155%
	30	148%	167%	118%	100%	116%	167%	126%
	35	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	40	57%	70%	57%	100%	16%	70%	83%
	45	39%	53%	39%	100%	16%	53%	25%

Tabela 6K.8 – Custos totais vs. recobrimento – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Recobrimento [mm]	25	655%	229%	493%	0%	32%	228%	112%
	30	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%
	35	1019%	478%	937%	0%	222%	477%	374%
	40	1158%	698%	1072%	98%	0%	697%	679%
	45	753%	505%	704%	98%	0%	504%	137%

Anexo 6L

Análise de sensibilidade – Custo do tempo

Anexo 6L – Análise de sensibilidade – Custo do tempo

Custos diretos

Tabela 6L.1 – Custos diretos vs. método de cálculo do custo do tempo – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo do tempo	Mét. vencimento	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	Mét. PIB	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €

Tabela 6L.2 – Custos diretos vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo do tempo	Mét. vencimento	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	Mét. PIB	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabela 6L.3 – Custos diretos vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo do tempo	Mét. vencimento	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	Mét. PIB	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%

Custos dos utentes

Tabela 6L.4 – Custos dos utentes vs. método de cálculo do custo do tempo – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo do tempo	Mét. vencimento	3228231 €	1837652 €	2340429 €	0 €	628308 €	1837652 €	933151 €
	Mét. PIB	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €

Tabela 6L.5 – Custos dos utentes vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo do tempo	Mét. vencimento	42%	41%	42%	-	41%	41%	41%
	Mét. PIB	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%

Custos totais

Tabela 6L.6 – Custos totais vs. método de cálculo do custo do tempo – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo do tempo	Mét. vencimento	3493376 €	2072106 €	2643011 €	483499 €	906407 €	2067897 €	1574853 €
	Mét. PIB	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €

Tabela 6L.7 – Custos totais vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo do tempo	Mét. vencimento	44%	44%	45%	100%	50%	44%	54%
	Mét. PIB	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabela 6L.8 – Custos totais vs. método de cálculo do custo do tempo – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custo do tempo	Mét. vencimento	623%	329%	447%	0%	87%	328%	226%
	Mét. PIB	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%

Anexo 6M

Análise de sensibilidade – Custos de acidente

Anexo 6M – Análise de sensibilidade – Custos de acidente

Custos diretos

Tabela 6M.1 – Custos diretos vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custos de acidente	Mét. CCH	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	Mét. CG	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €

Tabela 6M.2 – Custos diretos vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custos de acidente	Mét. CCH	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	Mét. CG	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabela 6M.3 – Custos diretos vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custos de acidente	Mét. CCH	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	Mét. CG	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%

Custos dos utentes

Tabela 6M.4 – Custos dos utentes vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custos de acidente	Mét. CCH	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
	Mét. CG	7860997 €	4510150 €	5684901 €	0 €	1556493 €	4510150 €	2287132 €

Tabela 6M.5 – Custos dos utentes vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custos de acidente	Mét. CCH	98%	99%	98%	-	98%	99%	98%
	Mét. CG	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%

Custos totais

Tabela 6M.6 – Custos totais vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custos de acidente	Mét. CCH	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
	Mét. CG	8126142 €	4744604 €	5987483 €	483499 €	1834592 €	4740395 €	2928833 €

Tabela 6M.7 – Custos totais vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custos de acidente	Mét. CCH	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	Mét. CG	102%	101%	102%	100%	101%	101%	101%

Tabela 6M.8 – Custos totais vs. método de cálculo dos custos de acidente – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Custos de acidente	Mét. CCH	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%
	Mét. CG	1581%	881%	1138%	0%	279%	880%	506%

Anexo 6N

Análise de sensibilidade – Taxa de acidentes

Anexo 6N – Análise de sensibilidade – Taxa de acidentes

Custos diretos

Tabela 6N.1 – Custos diretos vs. taxa de acidentes – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de acidentes	-3%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	-2%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	-1%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	0%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	1%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €

Tabela 6N.2 – Custos diretos vs. taxa de acidentes – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de acidentes	-3%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	-2%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	-1%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	1%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabela 6N.3 – Custos diretos vs. taxa de acidentes – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de acidentes	-3%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	-2%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	-1%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	0%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	1%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%

Custos dos utentes

Tabela 6N.4 – Custos dos utentes vs. taxa de acidentes – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de acidentes	-3%	7566945 €	4332474 €	5482256 €	0 €	1479904 €	4332474 €	2184102 €
	-2%	7627538 €	4371819 €	5524398 €	0 €	1496806 €	4371819 €	2208007 €
	-1%	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
	0%	7909150 €	4582865 €	5700551 €	0 €	1604890 €	4582865 €	2326776 €
	1%	8239946 €	4866883 €	5882724 €	0 €	1754516 €	4866883 €	2461157 €

Tabela 6N.5 – Custos dos utentes vs. taxa de acidentes – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de acidentes	-3%	98%	97%	98%	-	97%	97%	97%
	-2%	99%	98%	99%	-	98%	98%	98%
	-1%	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%
	0%	102%	103%	102%	-	105%	103%	103%
	1%	107%	110%	105%	-	115%	110%	109%

Custos totais

Tabela 6N.6 – Custos totais vs. taxa de acidentes – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de acidentes	-3%	7832089 €	4566928 €	5784838 €	483499 €	1758003 €	4562718 €	2825803 €
	-2%	7892682 €	4606273 €	5826980 €	483499 €	1774905 €	4602064 €	2849708 €
	-1%	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
	0%	8174294 €	4817320 €	6003133 €	483499 €	1882989 €	4813110 €	2968477 €
	1%	8505091 €	5101338 €	6185306 €	483499 €	2032615 €	5097128 €	3102858 €

Tabela 6N.7 – Custos totais vs. taxa de acidentes – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de acidentes	-3%	98%	98%	98%	100%	97%	98%	98%
	-2%	99%	98%	99%	100%	98%	98%	99%
	-1%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	0%	102%	103%	102%	100%	104%	103%	103%
	1%	106%	109%	105%	100%	112%	109%	107%

Tabela 6N.8 – Custos totais vs. taxa de acidentes – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Taxa de acidentes	-3%	1520%	845%	1096%	0%	264%	844%	484%
	-2%	1532%	853%	1105%	0%	267%	852%	489%
	-1%	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%
	0%	1591%	896%	1142%	0%	289%	895%	514%
	1%	1659%	955%	1179%	0%	320%	954%	542%

Anexo 60

Análise de sensibilidade – Dias de intervenção

Anexo 6O – Análise de sensibilidade – Dias de intervenção

Custos diretos

Tabela 6O.1 – Custos diretos vs. dias de intervenção – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Dias de intervenção	-20%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	-10%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	0%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	10%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	20%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €

Tabela 6O.2 – Custos diretos vs. dias de intervenção – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Dias de intervenção	-20%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	-10%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	10%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	20%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabela 6O.3 – Custos diretos vs. dias de intervenção – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Dias de intervenção	-20%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	-10%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	0%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	10%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	20%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%

Custos dos utentes

Tabela 6O.4 – Custos dos utentes vs. dias de intervenção – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Dias de intervenção	-20%	6183563 €	3555032 €	4473088 €	0 €	1225624 €	3555032 €	1800608 €
	-10%	6956508 €	3999411 €	5032223 €	0 €	1378826 €	3999411 €	2025684 €
	0%	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
	10%	8502399 €	4888169 €	6150495 €	0 €	1685232 €	4888169 €	2475837 €
	20%	9275344 €	5332548 €	6709631 €	0 €	1838435 €	5332548 €	2700913 €

Tabela 6O.5 – Custos dos utentes vs. dias de intervenção – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Dias de intervenção	-20%	80%	80%	80%	-	80%	80%	80%
	-10%	90%	90%	90%	-	90%	90%	90%
	0%	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%
	10%	110%	110%	110%	-	110%	110%	110%
	20%	120%	120%	120%	-	120%	120%	120%

Custos totais

Tabela 6O.6 – Custos totais vs. dias de intervenção – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Dias de intervenção	-20%	6448707 €	3789486 €	4775670 €	483499 €	1503723 €	3785277 €	2442310 €
	-10%	7221652 €	4233865 €	5334805 €	483499 €	1656925 €	4229656 €	2667386 €
	0%	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
	10%	8767543 €	5122623 €	6453077 €	483499 €	1963331 €	5118414 €	3117538 €
	20%	9540488 €	5567002 €	7012213 €	483499 €	2116534 €	5562793 €	3342614 €

Tabela 6O.7 – Custos totais vs. dias de intervenção – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Dias de intervenção	-20%	81%	81%	81%	100%	83%	81%	84%
	-10%	90%	91%	91%	100%	92%	90%	92%
	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	10%	110%	109%	109%	100%	108%	110%	108%
	20%	119%	119%	119%	100%	117%	119%	116%

Tabela 6O.8 – Custos totais vs. dias de intervenção – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Dias de intervenção	-20%	1234%	684%	888%	0%	211%	683%	405%
	-10%	1394%	776%	1003%	0%	243%	775%	452%
	0%	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%
	10%	1713%	959%	1235%	0%	306%	959%	545%
	20%	1873%	1051%	1350%	0%	338%	1051%	591%

Anexo 6P

Análise de sensibilidade – Veículos desviados

Anexo 6P – Análise de sensibilidade – Veículos desviados

Custos diretos

Tabela 6P.1 – Custos diretos vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Veículos desviados	0%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	50%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	100%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	150%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	200%	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €

Tabela 6P.2 – Custos diretos vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Veículos desviados	0%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	50%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	150%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	200%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabela 6P.3 – Custos diretos vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Veículos desviados	0%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	50%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	100%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	150%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	200%	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%

Custos dos utentes

Tabela 6P.4 – Custos dos utentes vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Veículos desviados	0%	2564485 €	1590369 €	1684877 €	0 €	596615 €	1590369 €	748096 €
	50%	4686147 €	2647961 €	3529413 €	0 €	914610 €	2647961 €	1278589 €
	100%	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
	150%	9847761 €	6012164 €	7044283 €	0 €	2095648 €	6012164 €	3121971 €
	200%	11098383 €	7221069 €	7987671 €	0 €	2603010 €	7221069 €	3891369 €

Tabela 6P.5 – Custos dos utentes vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Veículos desviados	0%	33%	36%	30%	-	39%	36%	33%
	50%	61%	60%	63%	-	60%	60%	57%
	100%	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%
	150%	127%	135%	126%	-	137%	135%	139%
	200%	144%	162%	143%	-	170%	162%	173%

Custos totais

Tabela 6P.6 – Custos totais vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Veículos desviados	0%	2829629 €	1824824 €	1987459 €	483499 €	874714 €	1820614 €	1389797 €
	50%	4951292 €	2882415 €	3831995 €	483499 €	1192709 €	2878206 €	1920290 €
	100%	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
	150%	10112905 €	6246618 €	7346865 €	483499 €	2373747 €	6242409 €	3763672 €
	200%	11363528 €	7455524 €	8290253 €	483499 €	2881109 €	7451314 €	4533071 €

Tabela 6P.7 – Custos totais vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Veículos desviados	0%	35%	39%	34%	100%	48%	39%	48%
	50%	62%	62%	65%	100%	66%	62%	66%
	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	150%	126%	134%	125%	100%	131%	134%	130%
	200%	142%	159%	141%	100%	159%	159%	157%

Tabela 6P.8 – Custos totais vs. valor máximo de veículos em fila de espera – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Veículos desviados	0%	485%	277%	311%	0%	81%	277%	187%
	50%	924%	496%	693%	0%	147%	495%	297%
	100%	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%
	150%	1992%	1192%	1420%	0%	391%	1191%	678%
	200%	2250%	1442%	1615%	0%	496%	1441%	838%

Anexo 6Q

Análise de sensibilidade – Desvio

Anexo 6Q – Análise de sensibilidade – Desvio

Custos diretos

Tabela 6Q.1 – Custos diretos vs. desvio – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Desvio	Base	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €
	EN 16	265145 €	234454 €	302582 €	483499 €	278099 €	230245 €	641701 €

Tabela 6Q.2 – Custos diretos vs. desvio – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Desvio	Base	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	EN 16	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabela 6Q.3 – Custos diretos vs. desvio – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Desvio	Base	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%
	EN 16	15%	2%	31%	110%	21%	0%	179%

Custos dos utentes

Tabela 6Q.4 – Custos dos utentes vs. desvio – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Desvio	Base	7729453 €	4443790 €	5591359 €	0 €	1532029 €	4443790 €	2250760 €
	EN 16	16244178 €	10711464 €	12339381 €	0 €	913164 €	10711464 €	6304300 €

Tabela 6Q.5 – Custos dos utentes vs. desvio – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Desvio	Base	100%	100%	100%	-	100%	100%	100%
	EN 16	210%	241%	221%	-	60%	241%	280%

Custos totais

Tabela 6Q.6 – Custos totais vs. desvio – variação de custo

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Desvio	Base	7994598 €	4678244 €	5893941 €	483499 €	1810128 €	4674035 €	2892462 €
	EN 16	16509323 €	10945919 €	12641963 €	483499 €	1191263 €	10941709 €	6946001 €

Tabela 6Q.7 – Custos totais vs. desvio – variação relativamente ao cenário base

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Desvio	Base	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
	EN 16	207%	234%	214%	100%	66%	234%	240%

Tabela 6Q.8 – Custos totais vs. desvio – variação relativamente à solução ótima

		Alternativa						
		A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Desvio	Base	1553%	868%	1119%	0%	274%	867%	498%
	EN 16	3315%	2164%	2515%	0%	146%	2163%	1337%

(Página intencionalmente deixada em branco)