



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO  
Universidade Técnica de Lisboa

## **Construção de Edifícios em Ambiente Aquático**

**José Pedro da Silva Ferreira**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**

### **Júri**

Presidente: Professor Doutor José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Professor Doutor Júlio António da Silva Appleton

Vogal: Professor Doutor Jorge Manuel Caliço Lopes de Brito

**Outubro de 2009**

## Agradecimentos

Apresento o meu sincero agradecimento ao *Professor Doutor Júlio Appleton*, por ter concordado em me orientar no tema que eu lhe apresentei, por se ter mostrado sempre disponível para ouvir atentamente as minhas questões, por ter analisado com rigor os conteúdos desta dissertação, e pelos conselhos e ensinamentos que me transmitiu.

Agradeço ao *Professor Doutor António Heleno Cardoso* e ao *Eng. Manuel Lorena* pelos conhecimentos que me transmitiram na temática da infra-escavação.

Agradeço ao *Eng. Luís Cachada*, ao *Dr. João Falcato* e ao *Eng. João Madureira*, terem possibilitado que ficasse a conhecer vários aspectos técnicos do Oceanário de Lisboa.

À minha família e amigos próximos, que me aconselharam, incentivaram e ajudaram na revisão dos textos. Ao José Pedro Vieira por ter originado a ideia para o tema desta dissertação.

# Construção de edifícios em ambiente aquático

## Resumo

A construção de edifícios em ambiente aquático surge como uma hipótese apenas recentemente explorada. Apesar dos inúmeros factores que complexificam a execução de tais estruturas, a possibilidade de edificação em determinados locais favorecidos pela Natureza poderia significar a dinamização de uma nova forma de turismo, a criação de marcos arquitectónicos, ou o surgimento de um número incontável de oportunidades e ideias. Contudo, para que essas hipóteses se tornem viáveis, é fundamental definir e perceber os problemas que se colocam à edificação nesse meio, para que se possam encontrar soluções adequadas.

A presente dissertação pretende identificar um conjunto de problemas e demonstrar que estes são ultrapassáveis com recurso aos métodos e materiais existentes na actualidade, procurando fomentar a viabilidade da construção em meio aquático. Abordam-se, assim, as seguintes temáticas:

- Compreensão dos fenómenos de corrosão de armaduras e degradação do betão, indicação das medidas prescritivas, estudo de soluções/materiais que promovam o aumento da durabilidade e estanqueidade, definição de meios de monitorização e metodologias de reparação.
- Percepção do fenómeno da infra-escavação e suas componentes, estudo da relevância de diversos parâmetros (nomeadamente a geometria do edifício e as características do escoamento) na profundidade de infra-escavação, aplicação a casos concretos do documento HEC18 e verificação da viabilidade das profundidades obtidas.
- Análise das forças resultantes e esforços originados no edifício pela acção da água, consoante o seu formato, métodos para proporcionar visibilidade para o exterior e análise de método construtivo.
- Identificação de locais propícios à edificação em meio aquático em Portugal.

**Palavras-chave:** construção aquática, durabilidade, estanqueidade, infra-escavação, pressão hidrostática.

# Buildings construction in aquatic environment

## Abstract

The construction of buildings in aquatic environment has only recently given its first steps. Although there are innumerable factors that complicate the execution of such structures, the possibility of construction in an aquatic place favored by Nature could mean the generation of a new form of tourism, an architectural landmark creation, or the development of a countless number of ideas. However, so that these hypotheses become viable, it is necessary to define and perceive the problems that exist in this sort of buildings, so that adequate solutions can be found.

This dissertation intends to identify a set of problems and to demonstrate that they are solvable by means of known methods and existing materials, looking forward to encourage the viability of these kinds of buildings. Those problems are studied under the following subjects:

- Understanding steel corrosion and concrete degradation, indication of prescriptive measures, study of materials/solutions that increase the durability and waterproofing, definition of monitoring and repair methods.
- Perception of the scour process and its components, study of the relevance of several parameters (especially the building's geometry and the flow's characteristics) in the scour depth, application of HEC18 indications to hypothetical cases, and verification of scour depths' dimension.
- Analysis of the resultant forces and action-effects originated in the building by the presence of water, according to its shape, methods to provide visibility to the outside and analysis of a construction method.
- Identification of propitious places to buildings' construction in aquatic environment, in Portugal.

**Keywords:** aquatic construction, durability, waterproofing, scour, water pressure

# Índice

<b>1</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1	Fundamentação e objectivos do trabalho .....	1
1.2	Organização da dissertação .....	1
1.3	Formatos estudados .....	2
<b>2</b>	<b>Durabilidade do betão armado.....</b>	<b>3</b>
2.1	Introdução.....	3
2.2	Conceitos iniciais .....	4
2.2.1	Porosidade .....	4
2.2.2	Mecanismos de transporte .....	7
2.2.3	Mecanismo de corrosão das armaduras.....	7
2.2.4	Velocidade de corrosão das armaduras .....	9
2.3	Mecanismos de degradação .....	11
2.3.1	Ataque por penetração de cloretos .....	11
2.3.2	Carbonatação .....	13
2.3.3	Desgaste por erosão .....	15
2.3.4	Ataque químico .....	15
2.3.5	Ataque biológico .....	16
2.3.6	Classes de exposição de edifícios inseridos em meio aquático .....	17
2.4	Análise de opções .....	19
2.5	Métodos de melhoria da qualidade e durabilidade do betão .....	20
2.5.1	Cofragem de permeabilidade controlada .....	20
2.5.2	Armaduras de aço inoxidável.....	23
2.5.3	Impermeabilização superficial do betão.....	25
2.5.4	Protecção catódica.....	28
2.6	Monitorização da corrosão .....	30
2.7	Reparações em meio aquático.....	31
<b>3</b>	<b>Infra-escavação.....</b>	<b>33</b>
3.1	Introdução.....	33
3.2	Conceitos iniciais .....	34
3.3	Obtenção dos dados .....	37

3.4	Assoreamento ou degradação .....	38
3.5	Infra-escavação geral .....	38
3.5.1	Representações gráficas.....	41
3.5.2	Análise de valores .....	43
3.6	Infra-escavação local.....	44
3.6.1	Valores das constantes K.....	46
3.6.2	Elementos de grandes dimensões .....	49
3.6.3	Representação gráfica da equação CSU.....	49
3.6.4	Aplicação de conceitos e análise de resultados .....	50
3.7	Situações complexas de infra-escavação local.....	52
3.7.1	Infra-escavação gerada pela superestrutura .....	53
3.7.2	Infra-escavação gerada pelo maciço de encabeçamento / sapata .....	54
3.7.3	Infra-escavação gerada pelas estacas de fundação .....	56
3.7.4	Aplicação de conceitos e análise de resultados .....	59
3.8	Análise da infra-escavação em áreas afectadas por marés .....	61
3.8.1	Passagem não contraída .....	62
3.8.2	Passagem contraída .....	64
3.8.3	Local costeiro .....	65
3.9	Modelos laboratoriais .....	66
<b>4</b>	<b>Estrutura do edifício.....</b>	<b>67</b>
4.1	Efeito da velocidade do escoamento.....	67
4.1.1	Aplicação de conceitos e análise de resultados .....	68
4.2	Efeito global da pressão da água.....	69
4.2.1	Aplicação de conceitos e análise de resultados .....	70
4.3	Influência da forma nos esforços gerados .....	72
4.3.1	Definição de parâmetros .....	72
4.3.2	Metodologia de verificação dos dados.....	74
4.3.3	Secção circular .....	75
4.3.4	Secção quadrada .....	78
4.3.5	Secção rectangular .....	79
4.3.6	Secção elipsoidal .....	80

4.3.7	Análise de resultados .....	82
4.4	Visibilidade para o exterior .....	83
4.5	Métodos construtivos .....	86
<b>5</b>	<b>Notas finais .....</b>	<b>88</b>
5.1	Locais de possível viabilidade em Portugal .....	88
5.1.1	Viana do Castelo .....	88
5.1.2	Alqueva.....	89
5.1.3	Setúbal, Tróia e encosta da Arrábida.....	89
5.1.4	Madeira.....	90
5.1.5	S. Martinho do Porto .....	90
5.2	A qualidade da visibilidade para o exterior.....	91
5.3	Conclusão.....	91
	Bibliografia.....	92
	Sítios da Internet .....	95

## Índice de figuras

Figura 1 - Processo de corrosão das armaduras .....	8
Figura 2 - Detecção de reacções alcalis-sílica por fluorescência de iões uranilo.....	16
Figura 3 - Aplicação de um sistema de permeabilidade controlada .....	20
Figura 4 - Efeito dos sistemas CPF na redução do crescimento de microrganismos .....	21
Figura 5 - Diferenças na superfície provocadas por cofragem tradicional e CPF .....	22
Figura 6 - Os varões de aço inoxidável não exibem a habitual camada de ferrugem.....	23
Figura 7 - Distinção esquemática entre impregnação (esq.) e revestimento (dir.) .....	25
Figura 8 - Aplicação do sistema APE na ponte Vasco da Gama.....	28
Figura 9 - Ensaio <i>pull-off</i> .....	28
Figuras 10, 11 e 12 - Fita de TI/MMO, a sua aplicação e aspecto final.....	29
Figura 13 - Sensor de resistividade do betão com 7 níveis .....	30
Figura 14 - Aplicação de enscadeira num pilar da ponte Eiffel, Viana do Castelo .....	31
Figura 15 - Esquemas representativos de reparações subaquáticas .....	32
Figura 16 - Formação de vórtices em torno de objectos inseridos na corrente.....	45
Figura 17 - Diferentes formas com a mesma área de projecção .....	47
Figura 18 - Sobreposição de efeitos na infra-escavação local .....	52
Figura 19 - Distribuição de velocidades na corrente e definição de variáveis .....	55
Figura 20 - Determinação da largura de projecção em conjuntos de estacas.....	56
Figura 21 - Esquema representativo do edifício .....	59
Figura 22 - Importância da forma das fundações na infra-escavação.....	61
Figura 23 - Representação esquemática das forças resultantes geradas pela água.....	69
Figura 24 - Corte genérico do edifício .....	73
Figura 25 - Não consideração ou consideração do contacto entre as lajes e as paredes exteriores ..	73
Figura 26 - Esforços relevantes num elemento da parede exterior .....	74
Figura 27 - Esquema representativo da pressão hidrostática.....	74
Figura 28 - $M_2$ , secção circular .....	75
Figura 29 - C, secção circular.....	75
Figura 30 - Esquema do espessamento .....	76
Figura 31 - $M_2$ , circular com pisos .....	76
Figura 32 - C, circular com pisos.....	76
Figura 33 - $M_2$ , circular com aberturas .....	77
Figura 34 - C, circular com aberturas .....	77
Figura 35 - $M_2$ , secção quadrada com pisos .....	78
Figura 36 - $M_1$ , secção quadrada com pisos .....	78
Figura 37 - $M_2$ , secção elipsoidal com pisos .....	80
Figura 38 - C, secção elipsoidal com pisos.....	80
Figura 39 - $M_2$ , secção elipsoidal com pisos e aberturas na região central.....	81
Figura 40 - C, secção elipsoidal com pisos e aberturas na região central .....	81



Figura 41 - M <sub>2</sub> , secção elipsoidal com pisos e aberturas no topo.....	82
Figura 42 - C, secção elipsoidal com pisos e aberturas no topo .....	82
Figuras 43 e 44 - Vista do Oceanário de Lisboa e do Aquário de Okinawa, esquerda para direita. ....	83
Figura 45 - Esquema da junta de ligação entre o painel e o betão, no Oceanário de Lisboa .....	84
Figura 46 - Restaurante do hotel Conrad Maldives .....	85
Figura 47 - Colocação e fixação do primeiro piso.....	86
Figura 48 - Solidarização entre pisos.....	87
Figura 49 - Esvaziamento e ligação lajes / estacas .....	87
Figura 50 - Edifício finalizado .....	87
Figura 51 - Vista aérea de Viana do Castelo .....	88
Figura 52 - Baixa de Viana do Castelo.....	88
Figura 53 - Vista aérea da albufeira de Alqueva .....	89
Figura 54 - Barragem do Alqueva .....	89
Figura 55 - Vista aérea da foz do Sado, Setúbal .....	89
Figura 56 - Vista da costa da Arrábida para Tróia .....	89
Figura 57 - Vista aérea do Sul da Madeira.....	90
Figura 58 - Vista do Caniço.....	90
Figura 59 - Vista aérea de S. Martinho do Porto.....	90
Figura 60 - Baía de S. Martinho do Porto.....	90

## Índice de tabelas

Tabela 1 - Plantas estudadas.....	2
Tabela 2 - Tempos de cura húmida necessários para haver seccionamento dos capilares .....	6
Tabela 3 - Corrosão em função da resistividade .....	10
Tabela 4 - Medidas prescritivas para betões sujeitos a ambiente marítimo .....	18
Tabela 5 - Efeitos benéficos da aplicação de um sistema CPF.....	22
Tabela 6 - Limites granulométricos dos materiais constituintes do leito.....	36
Tabela 7 - Valores do expoente K1 em função do modo de transporte do material do leito.....	39
Tabela 8 - Coeficientes de forma de várias secções .....	46
Tabela 9 - Diferenças de factores para secções com a mesma projecção .....	47
Tabela 10 - Efeito da configuração do leito.....	48
Tabela 11 - Valores de infra-escavação para diferentes secções do edifício.....	50
Tabela 12 - Proporção das cavidades de infra-escavação para secções com a mesma área .....	51
Tabela 13 - Cálculo da infra-escavação considerando fundações .....	60
Tabela 14 - Coeficientes de resistência .....	70
Tabela 15 - Momentos de fendilhação de diversas secções .....	74
Tabela 16 - Esforços gerados na secção circular sem pisos.....	75
Tabela 17 - Momentos flectores na base após espessamento.....	76
Tabela 18 - Esforços gerados na secção circular com pisos.....	76
Tabela 19 - Momentos flectores na base após espessamento, considerando interacção com pisos..	77
Tabela 20 - Esforços gerados na secção quadrada com pisos .....	78
Tabela 21 - Esforços gerados na secção elipsoidal com pisos .....	80
Tabela 22 - Análise de consumo de betão de cada secção .....	82

# 1 Introdução

## 1.1 Fundamentação e objectivos do trabalho

A construção de edifícios em meio aquático encerra um vasto conjunto de especificidades e dificuldades que têm desincentivado a sua execução. A corroborar estas dificuldades está o facto de ainda existirem poucos exemplos deste tipo de estruturas a nível mundial, apesar de ser facilmente perceptível o impacto positivo que a sua existência poderia ter em áreas como o turismo. Contudo, estudando-se mais aprofundadamente estas questões, verifica-se que, pelo menos em grande parte, essas dificuldades são superáveis com os materiais e tecnologias existentes na actualidade.

Os problemas associados à execução de edifícios em ambiente aquático são, inúmeras vezes, do mesmo género dos que se encontram noutra tipo de estruturas, diferindo apenas no grau de exigência. Isso significa que o conhecimento das respostas adequadas a estes problemas (durabilidade, estanqueidade, manutenção, pressões, etc.) pode ajudar a actuar eficazmente na definição de soluções para problemas de edifícios correntes.

O presente trabalho tem como objectivos reunir, por temas, vários problemas associáveis à edificação em meio aquático, compreendê-los adequadamente e estudar as formas mais adequadas e viáveis de os mitigar.

## 1.2 Organização da dissertação

Neste primeiro capítulo, além das indicações gerais sobre os objectivos e organização da dissertação, também se descrevem em 1.3 os formatos de plantas de edifícios que serão estudados nos capítulos da infra-escavação e da estrutura do edifício (3º e 4º, respectivamente).

No capítulo 2 começa-se por definir um conjunto de aspectos relacionados com a durabilidade do betão armado, nomeadamente na temática da corrosão das armaduras e da estanqueidade do betão. Identificados os problemas associados ao ambiente marítimo, indicam-se várias medidas que mitiguem esses problemas e proporcionem qualidade e durabilidade ao betão armado. Ao longo do capítulo, fazem-se referências às indicações das normas em vigor. O capítulo encerra com algumas informações a propósito da monitorização e reparação.

No capítulo 3 são apresentados conceitos necessários à compreensão do fenómeno da infra-escavação e métodos para estimativa das profundidades em questão, em diversos ambientes: costeiro, de rio, ou estuário. É abordado um documento em particular, o HEC 18 (documento do U.S.


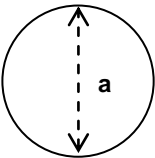
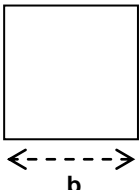
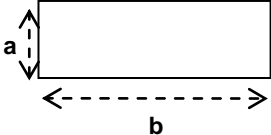
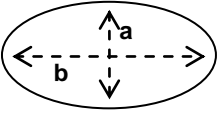
*Department of Transportation*, que fornece indicações para o cálculo da infra-escavação em pilares de pontes). Procura-se perceber de que modo se pode controlar a infra-escavação excessiva em torno do edifício, com medidas referentes à geometria do edifício. Termina-se o capítulo com a aplicação das metodologias estudadas aos formatos de edifício indicados.

No capítulo 4 identificam-se questões directamente relacionadas com a estrutura do edifício e a sua capacidade para suportar as solicitações que o ambiente aquático gera. A análise é feita globalmente, no estudo das resultantes de forças, mas também na acção local da pressão da água, sendo analisada a influência da geometria do edifício na sua capacidade de responder eficazmente a essas pressões. Estuda-se ainda neste capítulo o modo de garantir a visibilidade para o meio aquático, através da utilização de painéis de dimensões consideráveis. Faz-se o paralelismo com a solução utilizada no Oceanário de Lisboa.

No capítulo 5 indicam-se alguns locais em Portugal onde seria viável a construção de edifícios e faz-se a conclusão do presente trabalho.

### 1.3 Formatos estudados

As plantas dos edifícios estudados cumprem o requisito de apresentarem todas a mesma área, por se achar que este é o modo mais adequado de se efectuarem comparações quanto à sua eficácia. Assim, tomando-se por referência uma planta circular com 25 metros de diâmetro, elaboraram-se as dimensões das restantes plantas. As secções estudadas encontram-se na tabela 1:

Circular	Quadrada	Rectangular 3:1	Elipsoidal 2:1
Direcção do escoamento 			
			
$a = 25\text{m}$	$b = 22,16\text{m}$	$a = 12,79\text{m}$ $b = 38,37\text{m}$	$a = 17,68\text{m}$ $b = 35,36\text{m}$
Área = $491\text{m}^2$	Área = $491\text{m}^2$	Área = $491\text{m}^2$	Área = $491\text{m}^2$

**Tabela 1 - Plantas estudadas**

## 2 Durabilidade do betão armado

### 2.1 Introdução

Inventado na segunda metade do séc. XIX, o betão armado foi inicialmente visto como uma solução pouco viável, pois a sua permeabilidade permitia a entrada dos agentes corrosivos, o que levaria a uma destruição rápida das armaduras. Contudo, verificou-se que o pH do betão conferia ao aço protecção, impedindo a sua corrosão, pelo que se tornou num material de grande utilização. Ganhou então a fama de quase eterno, mas ao longo do tempo começou a revelar as suas debilidades. Como a expansão da utilização deste material apenas se notabilizou nas últimas cinco décadas, ainda haverá muito a progredir na sua optimização e durabilidade. Apesar da sua relativa juventude, são já inúmeros os exemplos reais que demonstram a necessidade de adopção de medidas preventivas na fase de projecto e de cuidados específicos na execução de estruturas em betão armado, sob pena de grandes encargos financeiros e transtornos para os proprietários/utilizadores da estrutura, aquando das consequentes obras de reparação.

As medidas em questão, que se prendem com a garantia de qualidade da obra recém-executada e da sua durabilidade, serão tanto mais exigentes quanto mais agressivo for o meio onde a obra se insere, e variam consoante o tipo de agressividade presente. Assim, é fundamental identificar correctamente os factores potenciadores da degradação, de modo a definir as medidas correctas a aplicar. Uma parte destas encontra-se prescrita na regulamentação, em particular no Eurocódigo 2, EN 206 e E464, mas outras medidas complementares poderão e deverão ser usadas, caso necessário, não se resumindo apenas às características de formulação do próprio betão.

Como nenhuma medida é infalível nem funciona indefinidamente, é ainda necessário garantir uma adequada monitorização da obra após a sua execução e ao longo do seu período de vida útil. A par dos mecanismos de protecção, os mecanismos de monitorização também têm vindo a mostrar evoluções significativas, pois a detecção precoce da degradação permite aumentar a eficiência na resposta, minimizando os prejuízos. Serão estudadas técnicas de monitorização, dada a localização dos edifícios ser pouco convidativa a inspecções frequentes e serem pouco viáveis reparações de grande extensão. Far-se-á também uma breve referência às técnicas de reparação subaquáticas.

Na presente dissertação, a temática da durabilidade do betão é de especial importância, não apenas devido à agressividade com que o meio aquático (seja marítimo ou fluvial) atinge as estruturas de betão, mas também porque se trata de estruturas que albergarão no seu interior pessoas, pelo que serão necessárias exigências superiores de conforto e salubridade. Será dada especial ênfase à garantia de estanqueidade do edifício ao longo do seu período de vida útil.

## 2.2 Conceitos iniciais

São diversos os factores que conduzem à degradação do betão armado, amplamente abordados em literatura da especialidade e estudados quer em laboratório, quer em estruturas reais. Apesar de o âmbito desta dissertação apenas incluir o meio aquático, este revela-se muito complexo e é geralmente bastante propício à degradação, sendo essencial um estudo aprofundado nesta área.

Os mecanismos estudados neste capítulo são aqueles em que se considerou que, sob dadas condições, a potencial degradação gerada é relevante:

- **Penetração de cloretos**
- **Carbonatação**
- **Desgaste por erosão**
- **Ataque químico**
- **Ataque biológico**

O conhecimento dos mecanismos que levam à degradação, assim como saber quais as características do ambiente que propiciam esses mecanismos, é fundamental para a selecção das medidas de mitigação aplicadas no edifício.

Para a adequada compreensão deste capítulo, deverão ser conhecidos alguns conceitos relacionados com a durabilidade do betão, que se apresentam de seguida.

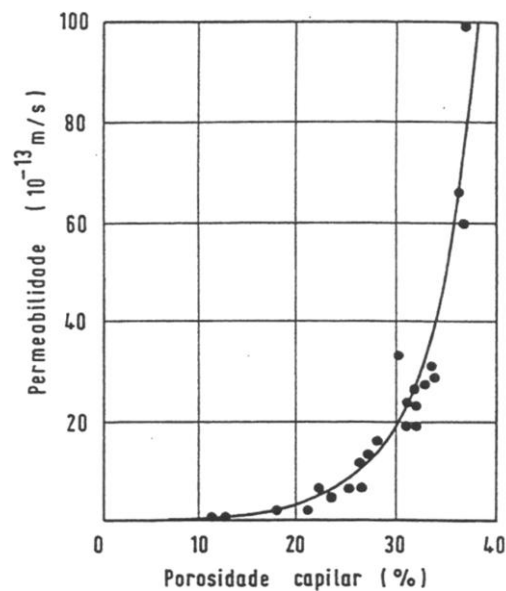
### 2.2.1 Porosidade

A porosidade é a medida da quantidade de vazios existente no betão. Como não tem em conta a continuidade e dimensão desses vazios, não é directamente representativa da permeabilidade do betão a agentes agressivos, mas não deixa de estar fortemente correlacionada com esta. A porosidade é gerada pelos seguintes factores (Costa, 1997):

- Durante o processo de fabrico, fica preso ar no interior do betão. Aos espaços assim criados dá-se habitualmente o nome de **vazios** ou **macroporos**, visto atingirem dimensões consideráveis, da ordem dos milímetros;
- Parte da água adicionada na amassadura não é utilizada nas reacções de hidratação, originando **poros capilares**, que apresentam dimensões habituais entre  $8 \times 10^{-9}$  e  $13 \times 10^{-6}$  m;
- Entre as partículas de gel de CSH surgem espaços intersticiais, da ordem de 1 a  $8 \times 10^{-9}$  m. São apelidados de **poros de gel**;
- Os próprios agregados têm a sua porosidade natural (tipicamente inferior a 5%).

Diversos estudos revelam que, não incluindo os agregados leves, a permeabilidade é geralmente mais dependente da porosidade da pasta de cimento do que da porosidade dos agregados. De modo a reduzir a porosidade da pasta de cimento, há que ter em conta os seguintes factores: se houver uma correcta colocação, compactação e vibração do betão, a quantidade de macroporos (e conseqüentemente a sua continuidade) pode ser fortemente reduzida. Ao invés, os poros de gel são uma característica natural do material, pelo que não são um factor alterável. No entanto, dada a sua pequena dimensão, são pouco relevantes para a permeabilidade do betão.

O ponto principal reside na porosidade capilar. O seu aumento leva a um crescimento exponencial da permeabilidade (gráfico 1):



**Gráfico 1 – Relação entre permeabilidade e porosidade capilar (Costa, 1997 citando Powers)**

Powers menciona também que, em pastas com porosidade capilar abaixo de 30% a estrutura de poros é descontínua, logo muito pouco permeável (a rede de capilares é condicionada pelos estrangulamentos dos poros de gel).

A porosidade do betão pode ser medida por vários ensaios, podendo-se destacar os que envolvem a penetração de mercúrio sujeito a pressão. Medindo-se o volume penetrado em função do incremento de pressão, pode-se estimar a porosidade e também a distribuição percentual da dimensão dos poros.

O modo mais directo de reduzir a porosidade capilar consiste na redução da relação água/cimento. A hidratação do cimento exige uma relação mínima A/C de 0,23 (Costa, 1999). No entanto, uma vez que os produtos de hidratação ocupam mais espaço do que as partículas de cimento anidras (que ainda não sofreram hidratação), é necessário espaço onde se desenvolverem. Esse espaço é obtido aumentando-se o volume de água, pelo que uma relação mínima de 0,38 é necessária para a hidratação completa do cimento. Contudo, seria sempre necessário um pouco mais, visto que o gel apenas se forma na presença de água suficiente para as reacções químicas e

também para o preenchimento dos poros de gel que vão surgindo, só assim se conseguindo boa trabalhabilidade. Porém, a utilização de super-plastificantes veio reduzir drasticamente este valor, conseguindo-se hoje betões com relações A/C bastante inferiores a 0,40. Assim se podem obter betões de alta qualidade com relações A/C baixas.

A utilização de relações A/C baixas pode traduzir-se na obtenção de betões em que parte do cimento não se encontra hidratado. Essa não é uma característica prejudicial, levando até a um aumento da resistência, como diversos autores afirmam (Costa, 1999 citando Almeida e Neville). Destaca-se ainda a sua capacidade para auto-colmatar pequenas fendas, geralmente até 0,05 a 0,1 mm (Report A2P, 2007) visto que as partículas não hidratadas hidratam na presença de água. Mas, principalmente, o betão obtido apresenta melhores características de impermeabilidade (a baixa relação A/C conduz a uma baixa porosidade).

O tempo de cura revela-se preponderante na obtenção de betões de boa qualidade, com porosidade reduzida. Na tabela 2 apresentam-se os tempos de cura húmida que seriam necessários para que se atingissem porosidades capilares inferiores aos previamente referidos 30%:

Razão A/C	Tempo
0,40	3 dias
0,45	7 dias
0,50	14 dias
0,60	6 meses
0,70	1 ano
>0,70	impossível

**Tabela 2 - Tempos de cura húmida necessários para haver seccionamento dos capilares (Costa 1997)**

Para razões A/C elevadas torna-se inviável efectuar curas tão demoradas. Em certa medida, o excesso de água pode ser compensado por uma cura mais prolongada, que promove uma maior extensão do fenómeno de hidratação do cimento. No entanto não resolve o problema da porosidade, limita-se a atenuá-lo.

É interessante verificar que os tempos de cura mínimos que a EN 13670 indica para um betão comum num ambiente com temperaturas habituais são da ordem dos 2 a 4 dias, o que só seria compatível com um betão de relação A/C = 0,40. Como a EN 206 apenas limita, nas situações mais exigentes, a relação A/C a 0.45, percebe-se que os tempos de cura mínima indicados poderão não promover adequadamente a qualidade do betão superficial.

Assim, de modo a se obterem betões com baixas porosidades (o que terá particular importância na temática desta dissertação), será sempre necessário **recorrer a relações A/C reduzidas, conciliando-as com tempos de cura elevados.**



## 2.2.2 Mecanismos de transporte

A movimentação de substâncias agressivas no betão pode dar-se, essencialmente, pelos seguintes mecanismos (Appleton e Costa, 2009):

- **Permeação**, correspondente à entrada de líquidos ou gases por pressão do exterior (aumenta a sua preponderância com a profundidade);
- **Absorção**, correspondente à entrada de líquidos por sucção capilar, o que implica diferenças de pressão entre a água presente na superfície e a água presente nos poros. É preponderante em locais sujeitos a molhagem, mas onde o betão não se encontra saturado;
- **Difusão**, correspondente à movimentação de vapor de água, gases ou iões por diferença de concentrações entre o exterior e o interior do betão. A difusão de gases diminui com o aumento do teor de humidade do betão, pois ocorre muito mais eficazmente através do ar; já a difusão de iões ocorre em meio líquido, pelo que quanto maior a humidade, mais rapidamente se processa.

## 2.2.3 Mecanismo de corrosão das armaduras

Dada a existência no betão de uma grande quantidade de hidróxidos (nomeadamente o hidróxido de cálcio), o seu pH é alcalino, geralmente entre 12,5 e 13,5 (Appleton e Costa, 2009). Envolto neste meio alcalino, o aço gera uma película protectora de óxido de ferro, que torna a corrosão praticamente desprezável. Diz-se que as armaduras apresentam um comportamento passivo.

A destruição da película protectora e conseqüente despassivação das armaduras ocorre quando, geralmente propiciado pela carbonatação, o pH desce abaixo de valores da ordem dos 9 a 10 (Appleton e Costa, 2009), ou quando se atinge uma concentração de cloretos elevada, denominada crítica. A importância do recobrimento prende-se com a criação de um meio com pH elevado na envolvente das armaduras e a formação de uma barreira à penetração dos agentes agressivos.

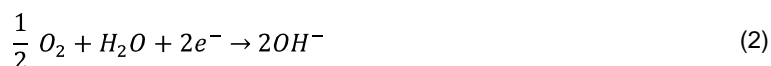
A despassivação das armaduras propicia o início da sua corrosão, segundo um processo equivalente ao de uma pilha eléctrica, que pode ser definido do seguinte modo (PCA):

- Nas regiões despassivadas formam-se os ânodos, onde ocorre a dissolução do ferro:



→ Vários factores podem propiciar a diferença de potencial, como a variabilidade da humidade no betão, a diferença no acesso ao oxigénio, entre outros, não sendo este um factor impeditivo da corrosão;

→ Os electrões libertados deslocam-se através das armaduras para as regiões com acesso a oxigénio, onde se formam os cátodos. A reacção corresponde à redução do oxigénio:



→ O betão é o electrólito, sendo necessária a presença de humidade no mesmo para se poder efectuar a migração de iões  $OH^-$ , gerados na região catódica.

→ De modo a garantir-se a neutralidade da reacção, os iões de ferro combinam-se com os iões hidróxido, formando hidróxido de ferro, segundo a reacção:



Na figura 1 surge esquematizado o processo de corrosão:

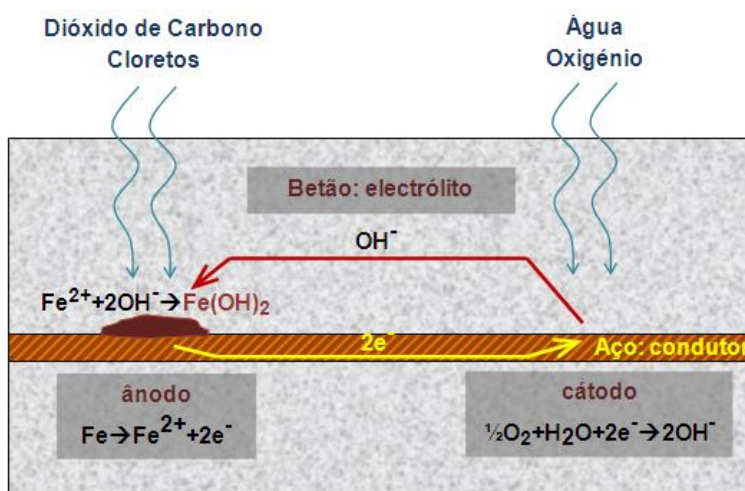


Figura 1 - Processo de corrosão das armaduras

Todos os pontos anteriores têm de ser cumpridos para surgir corrosão nas armaduras. Assim, a despassivação das armaduras não significa a sua corrosão. Caso o betão se apresente com baixa humidade, a sua elevada resistividade reduz bastante a passagem de iões; caso se apresente saturado, o oxigénio não alcança a região catódica.

Para além da reacção já indicada, o ferro combina-se formando vários produtos, variáveis em função da quantidade de oxigénio e humidade, mas com a característica de apresentarem maior volume que o ferro (gráfico 2). Deste modo, devido às tensões geradas, se justifica a habitual fendilhação do betão na envolvente de armaduras corroídas.

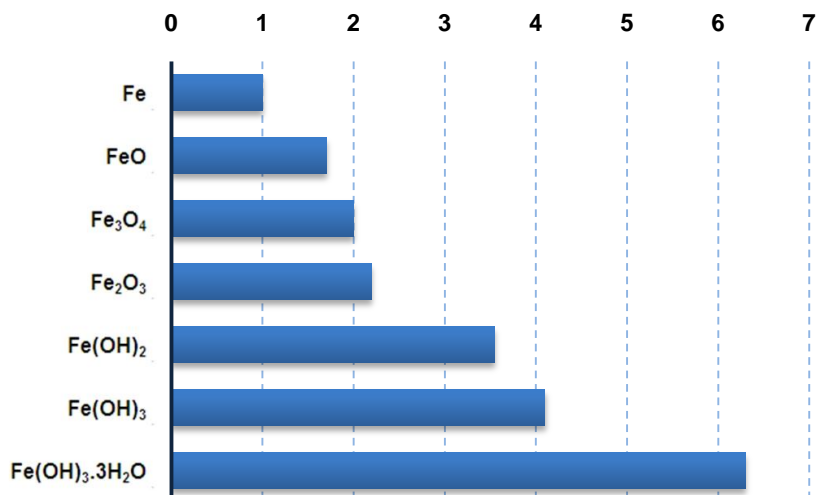


Gráfico 2 - Volume relativo dos produtos da corrosão (NST Center, 2009)

#### 2.2.4 Velocidade de corrosão das armaduras

A velocidade de corrosão das armaduras, após a sua despassivação, depende essencialmente da resistividade do betão e do acesso a oxigénio na região catódica. Estes valores derivam indirectamente de outros factores, como a qualidade do betão. Veja-se, por exemplo, o gráfico 3, representativo da resistividade do betão em função da sua porosidade capilar e grau de saturação (humidade).

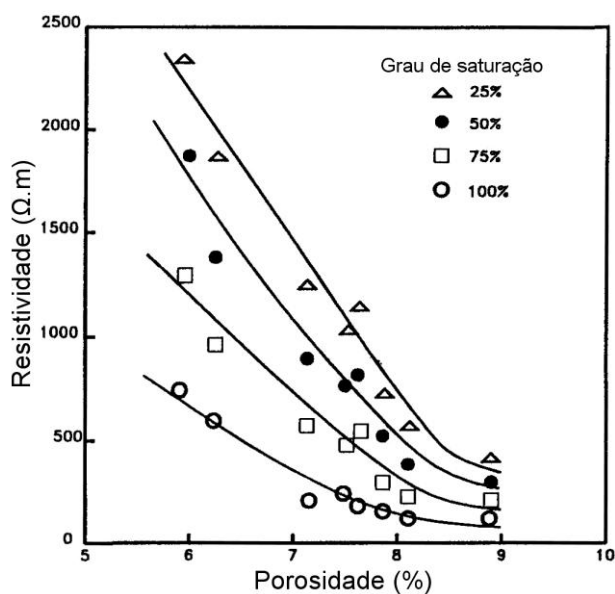


Gráfico 3 - Relação entre saturação, porosidade e resistividade do betão (adaptado de Cabrera e Ghoddoussi, 1994)

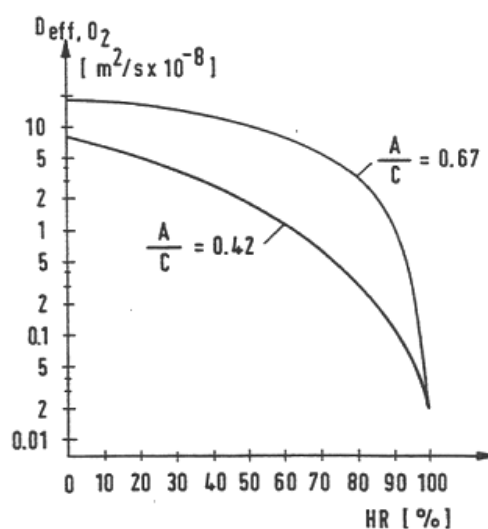
Inúmeros autores propõem valores de resistividade que restringem a corrosão a velocidades muito baixas. No entanto, estes valores variam substancialmente entre estudos diferentes, pois a corrosão depende também de outros factores, como a composição do betão ou o recobrimento das armaduras. A título de exemplo, refira-se uma proposta de valores (mais exigente do que as propostas da maioria dos autores).

Resistividade a 20°C ( $\Omega.m$ )	Velocidade de corrosão possível
> 1000 – 2000	Negligenciável
500 – 1000	Baixa
100 – 500	Moderada
< 100	Elevada (A resistividade não condiciona a corrosão)

**Tabela 3 - Corrosão em função da resistividade (Appleton e Costa, 2009)**

A resistividade também diminui com o aumento da relação A/C e com a contaminação do betão por cloretos (Costa, 1997).

Quanto ao acesso de oxigénio às armaduras, neste caso a humidade tem um papel inverso. A difusão do oxigénio reduz-se bruscamente em meios com grande humidade relativa, como se pode constatar no gráfico 4:



**Gráfico 4 - Relação entre a difusão do oxigénio e a humidade relativa (Costa, 1999 citando Tuutti)**

Também se percebe a influência de baixas razões A/C, dado que a permeabilidade do betão é fortemente reduzida.

Assim, a humidade apresenta vantagens ao nível do controlo do acesso do oxigénio às armaduras, mas diminui a resistividade do betão. Casos extremos de humidade (perto de 0 ou 100%), como referido, reduzem bruscamente a velocidade de corrosão. Isso significa que, para baixos teores de humidade, a velocidade de corrosão é controlada pela resistividade e, para altos teores de humidade, pelo acesso de oxigénio.

Apenas em caso de estruturas submersas ou saturadas durante longos períodos de tempo é a corrosão limitada pela difusão do oxigénio no betão de recobrimento. Deste modo, **níveis mais elevados de corrosão costumam fazer-se notar nas zonas em que há alternância entre períodos de secagem e molhagem.**

A temperatura é outro factor importante na velocidade de corrosão. Uma regra prática consiste em considerar que a um aumento de 10°C corresponde uma duplicação da velocidade de corrosão (Costa, 1999 citando Tuutti). O aumento na temperatura acelera as reacções químicas e aumenta a mobilidade das substâncias que propiciam o surgimento de corrosão.

O mesmo autor efectuou medições de velocidade de corrosão, indicando que as velocidades de corrosão por ataque de cloretos são potencialmente muito superiores às geradas pela corrosão por carbonatação.

## **2.3 Mecanismos de degradação**

### **2.3.1 Ataque por penetração de cloretos**

A penetração de cloretos apenas ocorre em meio líquido, através da estrutura porosa do betão. Somente a profundidades que garantam pressões hidrostáticas relativamente elevadas existe penetração substancial de cloretos por permeação. Na superfície de betão em contacto com a atmosfera, o fenómeno preponderante é a absorção e, no interior, a difusão. Durante o período de molhagem a água é absorvida, evaporando posteriormente e deixando os cloretos nos poros das camadas superficiais de betão. Por difusão, estes cloretos são posteriormente transportados para as camadas interiores, atingindo as armaduras. A difusão ocorre quando a humidade e a porosidade capilar são elevadas, sendo mais intensa em locais submersos ou de maré.

Geralmente, a difusão é o mecanismo preponderante no transporte de cloretos em betões de qualidade elevada, o que corrobora os diversos ensaios de qualidade de betão que focam esse ponto.

Os cloretos podem ser encontrados no betão sob 3 formas principais:

- **quimicamente ligados;**
- **fisicamente adsorvidos na superfície dos poros;**
- **livres, na solução dos poros.**

Estas 3 formas encontram-se em equilíbrio, pelo que um aumento da concentração de cloretos livres leva a um aumento da quantidade de cloretos fixados nas formas química e física.

Apenas os cloretos livres são lesivos para as armaduras, pelo que o estudo deste tipo de corrosão requer o conhecimento da concentração de cloretos livres presentes na solução dos poros do betão. Contudo, trata-se de um processo complexo, pelo que é habitualmente substituído pela medição da concentração total de cloretos no betão. Deste modo, as medições não são comparadas

com o teor crítico de cloretos livres que causa a despassivação das armaduras, mas sim com o teor total de cloretos presentes no betão (ou cimento) que produz o mesmo efeito. A medição é feita em percentagem de massa.

O conhecimento do teor crítico de cloretos tem sido alvo de vários estudos, e é hoje aceite que depende fortemente da relação A/C (quanto menor for, maior é o teor de cloretos necessário), da humidade relativa do betão (o teor máximo obtém-se em locais secos ou saturados) e da existência do fenómeno de carbonatação (o teor é maior em betão não carbonatado).

O gráfico 5 demonstra esquematicamente a influência destes parâmetros:

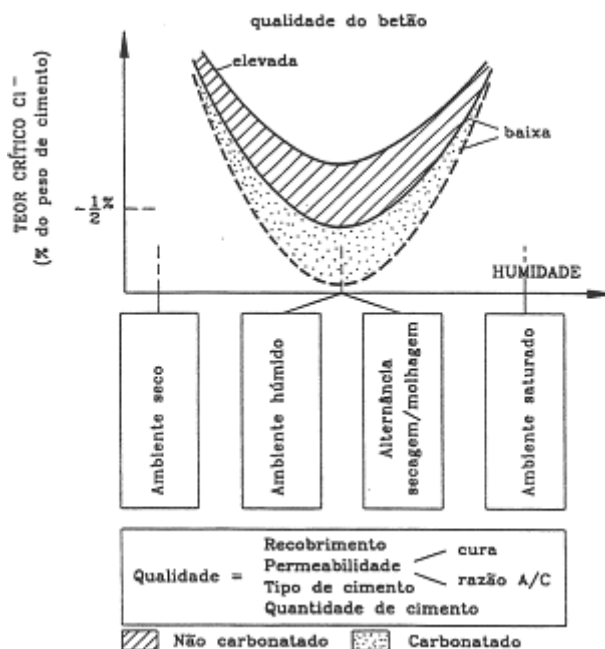


Gráfico 5 - Teor crítico de cloretos (Costa, 1999)

Existem publicações de diversos autores com propostas de risco de corrosão das armaduras, que tipicamente apontam valores da ordem de 0,4 a 0,5% do peso de cimento como limite a partir do qual se terão de avaliar outros parâmetros<sup>1</sup>. **Em Portugal, a EN206 indica o valor de 0,4% como limite crítico do teor de cloretos em betão armado e 0,2% como limite em betão armado pré-esforçado.**

A areia de praia contém cerca de metade da quantidade limite de cloretos, pelo que é importante ser adequadamente lavada. Como frequentemente o processo de lavagem não é apropriado, deve evitar-se a utilização desta areia ou então verificar o teor de cloretos antes da sua aplicação no betão.

Aproximadamente, estima-se que a resistência à penetração de cloretos é função da raiz quadrada da quantidade de cimento, mas também a composição do cimento é relevante, por definir a sua capacidade de fixação de cloretos. Em ambientes marítimos, dever-se-á utilizar cimentos com

<sup>1</sup> Os valores indicados apresentam uma margem de segurança elevada. Por exemplo, Page citado por Ukraincik e Bjegovic, 1992, indica o valor de 1% a partir do qual o risco de corrosão se torna elevado.

teores elevados de  $C_3A$  (aluminato tricálcico).

A corrosão originada por ataque de cloretos é habitualmente localizada. Geram-se pequenos ânodos (onde se atingiu a concentração crítica de cloretos) e grandes cátodos, pelo que a corrente pode ter elevada intensidade. Associado a este facto, soma-se o efeito que os cloretos têm directamente no aumento da velocidade de dissolução do ferro, na região anódica, **pelo que se propiciam elevadas velocidades de corrosão**. Ao longo do tempo, a corrosão pode tornar-se generalizada.

### 2.3.2 Carbonatação

O pH elevado do betão é conferido pela grande concentração de hidróxidos, essencialmente de cálcio, sódio e potássio. A penetração de  $CO_2$  (que se encontra presente na atmosfera em média em  $0,04\%^2$  (NOAA) em volume), através do fenómeno de difusão, leva à redução do pH do betão pois provoca a transformação de hidróxidos em carbonatos, em especial o hidróxido de cálcio em carbonato de cálcio:



O fenómeno da carbonatação é controlado pela entrada de  $CO_2$  no betão, sendo que teores de humidade elevados reduzem bruscamente a difusão desse gás e, conseqüentemente, a carbonatação. Contudo, é necessária uma quantidade mínima de água nos poros, de modo a que o dióxido de carbono e o hidróxido de cálcio se dissolvam (gráfico 6).

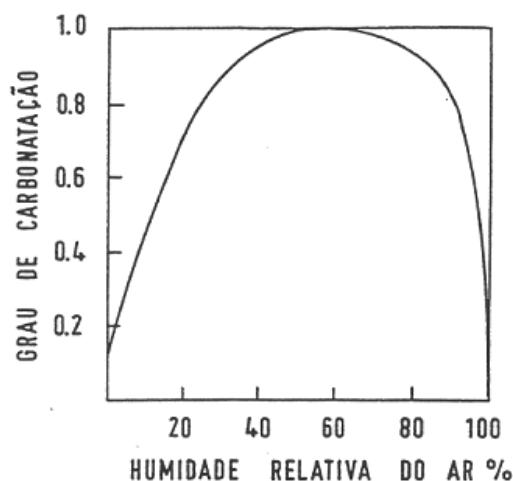


Gráfico 6 - Influência da humidade relativa na carbonatação do betão (Costa, 1999)

<sup>2</sup> Este valor pode variar em função de vários factores, mas fundamentalmente pela poluição gerada em grandes centros urbanos e industriais, onde pode atingir facilmente valores da ordem de 0,3%.

Assim, a carbonatação é mais acentuada em locais abrigados da incidência directa da água, ou em locais com revestimentos pouco permeáveis à água. Contudo, dada a baixa humidade relativa, a resistividade do betão é mais elevada, condicionando a velocidade de corrosão. Tipicamente, os locais expostos ao ambiente exterior são os mais propícios à corrosão das armaduras (alternando períodos de secagem e molhagem, como referido). Se orientados na direcção do sol, a carbonatação também progredirá mais rapidamente.

A relação A/C é, naturalmente, um dos parâmetros principais na velocidade da carbonatação, pois controla em grande parte a porosidade / permeabilidade do betão (gráfico 7).

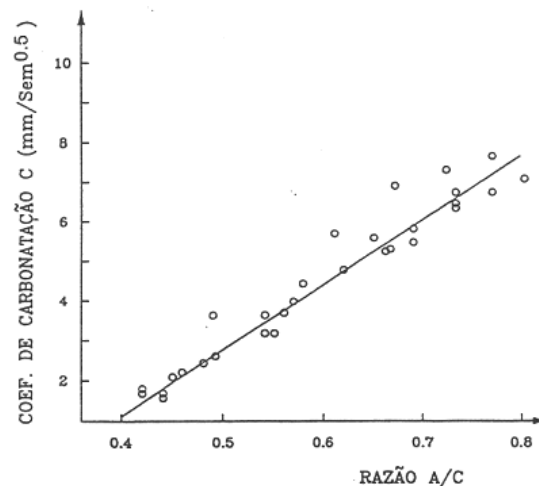


Gráfico 7 - Influência da relação A/C na carbonatação do betão (Costa, 1999)

Além da importância da composição do betão, também são bastante relevantes a cura e a compactação. Estudos demonstram um aumento significativo da resistência à carbonatação para curas apropriadas (tipicamente, em curas inferiores a 7 dias, existem grandes diferenças de desempenho, em função do número de dias).

Após a despassivação das armaduras, o acesso do oxigénio às zonas catódicas não é condicionante (se o dióxido de carbono tem acesso, também o oxigénio terá), pelo que a corrosão é controlada pela resistividade do betão.

A corrosão é habitualmente generalizada, pois formam-se inúmeros ânodos e cátodos de pequenas dimensões, próximos entre si. A velocidade de corrosão por carbonatação é geralmente inferior à gerada por ataque de cloretos. **Em ambientes marítimos, a carbonatação acelera a penetração de cloretos e diminui o seu teor crítico** (a capacidade do betão em fixar cloretos fica diminuída, aumentando o teor de cloretos livres).



### 2.3.3 Desgaste por erosão

O escoamento de água e ar contendo sólidos em suspensão provoca erosão das superfícies de betão, degradando o seu aspecto, reduzindo recobrimentos, aumentando a rugosidade e, conseqüentemente, a facilidade de aderência de algas e outros seres vivos.

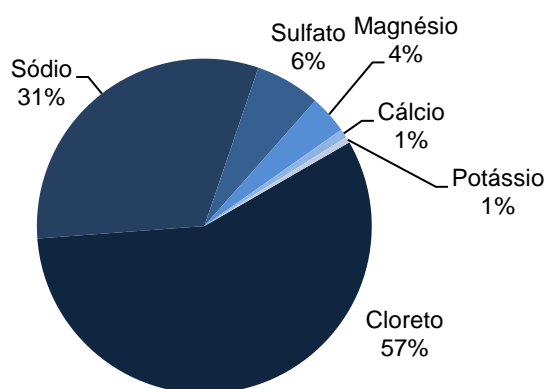
Nos betões correntes, geralmente são os agregados que conferem maior resistência ao desgaste, pelo que o cimento é, por vezes, lixiviado superficialmente. Para evitar a degradação a espessuras elevadas, o betão presente deve ter uma quantidade aceitável de agregados e ser de boa qualidade. Sendo a cura um processo fundamental para essa qualidade, **a EN13670 recomenda que o período de cura seja estendido ao dobro do normal**. Um outro método de aumento da resistência à abrasão consiste na aplicação de endurecedores de superfície.

Considera-se que a cavitação se encontra fora do âmbito desta dissertação, por ser resultado de escoamentos em grande velocidade, não coincidentes com a generalidade dos ambientes aquáticos naturais. É pertinente estudá-la, por exemplo, em descarregadores de barragens. Geralmente pode ser evitada com um correcto desenho da estrutura.

### 2.3.4 Ataque químico

Diversos compostos podem atacar quimicamente o betão (como produtos industriais, por exemplo), mas em ambiente aquático destacam-se os iões presentes na água do mar e a sílica reactiva dos agregados do betão.

A água do mar contém cerca de 35 gramas de sais por litro de água, onde se destacam o cloreto e o sódio (gráfico 8).

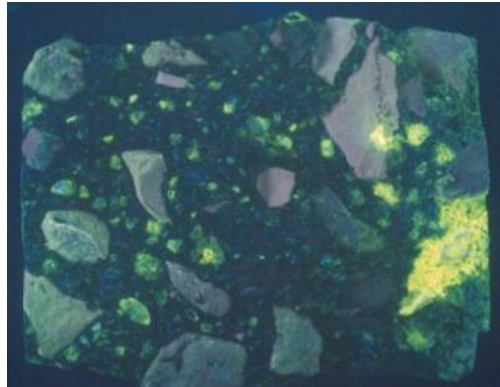


**Gráfico 8 - Distribuição média dos sais na água do Oceano Atlântico (Coutinho, 1998)**

Dada a grande importância do cloreto de sódio (não apenas em quantidade mas também em agressividade), o estudo da corrosão gerada por sais recai geralmente neste, em particular nos cloretos. Outros sais, como os sulfatos, são bastante agressivos (estes tendem a reagir expansivamente com os aluminatos do cimento, formando etringite). Contudo, em ambiente marítimo

vêm a sua acção neutralizada, pois os cloretos combinam-se com os aluminatos, formando cloroaluminatos. A importância da acção dos sulfatos será desprezável em água doce, a não ser em situações de concentrações elevadas, como potencialmente junto a explorações agrícolas intensivas.

Outro fenómeno químico importante é a denominada reacção álcalis-sílica. A solução existente nos poros do betão contém sódio e potássio, que reagem com determinados tipos de sílica existentes nos agregados e geram gel sílico-alcálico. Este gel expande-se na presença de água, levando à fendilhação e degradação prematura do betão.



**Figura 2 - Deteção de reacções álcalis-sílica por fluorescência de iões urânio com a incidência de luz UV (Appleton e Costa, 2009)**

**A metodologia mais simples e eficaz de prevenção deste fenómeno passa pela escolha adequada dos agregados**, efectuando-se ensaios para verificar a não existência de sílica reactiva. A especificação E461 do LNEC refere os métodos de ensaio para a determinação da potencialidade das reacções dos agregados com os álcalis.

As zonas mais sujeitas a estes efeitos são as de alternância secagem / molhagem. Trata-se de uma reacção tipicamente muito lenta, que habitualmente apenas será detectada numa fase tardia.

Quanto às águas de rios ou lagos, a sua concentração de sais é reduzida mas geralmente suficiente para que não ocorra um fenómeno denominado de lixiviação (dissolução e remoção do hidróxido de cálcio do betão, por acção de águas puras).

### **2.3.5 Ataque biológico**

A acumulação de algas ou outros seres vivos (nomeadamente moluscos) pode degradar a estrutura, não apenas do ponto vista estético, mas também pelo aumento de fissuração. O desenvolvimento de microrganismos pode levar à formação de ácido húmico, que ataca a pasta de cimento. Trata-se de uma forma de ataque geralmente pouco relevante.

### 2.3.6 Classes de exposição de edifícios inseridos em meio aquático

A escolha das classes de exposição não é uma tarefa simples, na situação de edifícios inseridos em ambiente aquático. Neste ponto, assume-se que se trata de ambiente marítimo, pois será onde estará a maior parte dos locais edificáveis e é bem mais agressivo do que a água doce.

Poder-se-ia pensar que todas as superfícies permanentemente submersas teriam um risco baixo de corrosão induzida por cloretos. No entanto, o interior do edifício está em contacto directo com o ar. Se o oxigénio conseguir penetrar e alcançar as armaduras atacadas por cloretos, dar-se-á corrosão. Do mesmo modo, a superfície interior não pode carbonatar, por falta de humidade, a não ser que a humidade proveniente do exterior consiga atingir as regiões carbonatadas. Ou seja, a penetração dos vários agentes que geram a corrosão pode dar-se através de locais opostos.

A EN206 indica que “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 estuários de rios)” deverá ser classificado como sendo XS3. Quanto à carbonatação, não há nenhuma indicação nesse sentido. Uma questão será certa: em nenhuma situação deverão existir condições mais agressivas que aquelas que as classes de exposição pré-definidas indicam como possíveis. Isto porque a entrada do agente agressivo em falta (por exemplo, o oxigénio, no caso de ataque por cloretos) pelo lado do interior do edifício significa que este terá de percorrer uma distância bastante maior do que a que percorreria se penetrasse pelo mesmo lado. Se se estiver na presença de elementos espessos, poderá nunca se dar a corrosão. Assim, a classificação poderá ser bastante conservativa. Na presente temática, a impermeabilidade do betão é uma questão essencial. Sendo assim, e dada a relativa grande espessura das paredes de betão (em comparação com a espessura de recobrimento), não será de esperar que a água atinja a superfície interior do edifício (senão este não seria convenientemente estanque), pelo que a hipótese de haver corrosão por carbonatação ou ataque de cloretos nas armaduras junto à superfície interior será bastante reduzida. Poder-se-ia indicar as classes XC1 e XS1 para esta superfície, pois está abrigada da chuva. A classificação XS é pertinente, pois, apesar de não haver contacto directo com a água do mar, o ar ambiente é marítimo.

Quanto à penetração do oxigénio, apesar de mais difícil de controlar, também não deverá ser possível num betão de qualidade elevada em grandes espessuras (pois este geralmente tem uma humidade relativa elevada no seu interior, e aproximadamente constante), pelo que dificilmente atingirá as armaduras do lado exterior (reveja-se o gráfico 4, com o efeito da humidade relativa no coeficiente de difusão do oxigénio), inviabilizando a corrosão por ataque de cloretos. Ter-se-ia uma classe XS2. Se este tipo de corrosão não é fácil, muito menos existirá carbonatação, pois o dióxido de carbono tem muito menor mobilidade do que o oxigénio.

Facilmente um bom betão impede a penetração de CO<sub>2</sub> a profundidades superiores a alguns centímetros, pelo que a face exterior submersa seria classificada como XC1. De qualquer modo, **a classificação XC não tem relevância, pois as suas exigências são sempre superadas pelas exigências da classificação XS** (a classe XS1 é mais exigente do que a classe XC4). **Conclui-se, assim, que o risco de corrosão por carbonatação não tem importância prática quando está em jogo o risco de corrosão por ataque de cloretos.**

Excluindo-se locais com defeitos, não será porventura muito afastado da realidade admitir-se a parede de betão como sendo equivalente a uma barreira de largura *infinita*, pelo que as faces interiores e exteriores seriam independentes entre si. Sendo assim, apenas as regiões sujeitas a ciclos de molhagem / secagem deveriam ser classificadas como sujeitas a condições de máxima agressividade, XS3 e XC4. Quanto às regiões com defeitos, serão sempre problemáticas, qualquer que seja a classificação.

No entanto, a dificuldade e custos de manutenção requerem que os riscos de corrosão sejam bastante minimizados, quer por opções de projecto, quer em obra, pelo que **a hipótese de adopção de recobrimentos superiores aos prescritos pelas classificações indicadas não deverá ser afastada**, e será tanto mais viável quanto mais complicada for uma eventual operação de manutenção. É habitual a recomendação de recobrimentos superiores aos prescritos pela regulamentação, especialmente quando não existem medidas complementares às prescritas. Trata-se também de uma opção saudável quando a classificação do ambiente não é óbvia (como nesta situação), devendo-se ser cauteloso na opção tomada. Por vezes, uniformizar procedimentos e assumir, por exemplo, que regiões de classe XS2 terão as mesmas medidas que as de classe XS3, é não só tomar uma opção no sentido de aumentar a durabilidade, como também facilitar o cálculo e construção da estrutura, podendo significar poupanças financeiras e de tempo.

Refira-se também que a presença de água do mar em contacto directo corresponde a uma classificação XA1 na agressividade química, mas que também tem os seus parâmetros superados (ou igualados) pelos parâmetros da classificação XS.

As medidas prescritivas para as diversas classes de exposição XS, considerando um período de vida útil de 100 anos, são as constantes da tabela 4 (LNEC E 464-2005):

Tipo de cimento	CEM IV/A; CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B; CEM II/A-D		
	XS1	XS2	XS3
Mínimo recobrimento nominal (mm)	55	60	65
Máxima razão A/C	0,55	0,55	0,45
Mínima dosagem de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	320	320	340
Mínima classe de resistência	C30/37	C30/37	C35/45

**Tabela 4 - Medidas prescritivas para betões sujeitos a ambiente marítimo**

O recobrimento nominal já inclui 10 mm correspondentes a margens de erro em obra.

## 2.4 Análise de opções

A fabricação de betões de muito baixa permeabilidade é hoje possível, dada a evolução do sector. A norma ISO 7031 é um dos documentos com procedimentos para avaliar a permeabilidade de betão sujeito a água sob pressão. Geralmente, **admite-se um betão como sendo de baixa permeabilidade quando apresenta um coeficiente de permeabilidade inferior a  $10^{-12}$  m/s** (classificação do CEB), sendo que um betão comum com A/C=0,45 apresenta um coeficiente de permeabilidade dessa ordem de grandeza (Costa, 1999). **Assim, poderão ser obtidos valores bastante inferiores e a problemática da estanqueidade será mais facilmente ultrapassada pela utilização de betões de boa qualidade.** Por exemplo, com relações A/C da ordem dos 0,40 (com recurso a super-plastificantes, para permitir trabalhabilidade), dosagens de cimento elevadas, de cerca de 400 kg/m<sup>3</sup>, adições (como sílica de fumo) e adequada colocação, compactação (eventualmente adoptando-se betões auto-compactáveis) e tempos de cura elevados, obtêm-se betões com resistência à compressão da ordem de 60 MPa (ou superior), que apresentam coeficientes de permeabilidade próximos de  $10^{-14}$  m/s (Mehta, 1988).

Alguns ligantes são mais recomendados do que outros, sendo que betões feitos com cimento CEM I ou CEM II/A apresentam menor resistência ao ataque de cloretos, pelo que a regulamentação indica medidas mais exigentes para estes. Contudo, a sua maior resistência à carbonatação torna-os interessantes para outro tipo de situações (edifícios em meio urbano, por exemplo). Por outro lado, a adição de sílica de fumo (com características pozolânicas) ou látex traz menor permeabilidade e maior resistência à penetração de cloretos (Ozyildirim, 1994). Quanto à utilização de cinzas volantes, micro-sílica e escórias de alto-forno, a permeabilidade é diminuída, mas também o teor crítico de cloretos. Alguns autores mostram que estas adições são benéficas (por ex. Cabrera e Ghoddoussi, 1994), prolongando o tempo necessário à despassivação das armaduras. **Para ambiente aquático, a utilização de cimentos tipo CEM IV (pozolânicos) é recomendada** (apresenta ainda a vantagem de ter menor calor de hidratação, logo menor fendilhação de retracção).

A qualidade imposta ao betão afecta directamente a durabilidade da estrutura. A penetração de outros agentes agressivos (além da água) é bastante dificultada, diminuindo-se fortemente as hipóteses de corrosão nas armaduras (desde que se utilizem recobrimentos adequados), uma vez que as especificações para muito baixa permeabilidade frequentemente coincidem e até superam as imposições para minimizar a corrosão, indicadas nas classes de exposição. No entanto, é fundamental efectuarem-se ensaios de qualidade ao betão que será utilizado na estrutura, onde se destacam, nesta situação, os ensaios de penetração de cloretos (por exemplo, o ensaio de migração de cloretos da AASHTO), de modo a confirmar a sua qualidade e adequabilidade.

Apesar de se procurar reduzir ao mínimo as operações de manutenção, as regiões de ligações ou juntas são tipicamente mais susceptíveis à degradação, pelo que será provável a necessidade de reparações nestes locais durante o período de vida do edifício, devendo-se, por isso, tomar medidas complementares nestes locais. Por outro lado, edifícios de grande dimensão terão sempre defeitos pontuais. Assim, existem no mercado vários métodos que permitem a obtenção de betão armado de melhor estanqueidade e durabilidade, aplicáveis pontual ou globalmente no edifício.

## 2.5 Métodos de melhoria da qualidade e durabilidade do betão

### 2.5.1 Cofragem de permeabilidade controlada

Apesar de ser desejável que o betão de recobrimento tenha boas características, de modo a promover a durabilidade da estrutura, é recorrente constatar-se que este apresenta pior qualidade do que o betão interior, tornando-se numa frágil barreira à penetração das substâncias intervenientes nos fenómenos de corrosão e degradação.

O processo de compactação do betão leva à migração de ar e água em excesso para as zonas limítrofes das peças, onde se acumulam, dado que as cofragens tradicionais são impermeáveis ou de permeabilidade baixa, pelo que **após descofragem o betão superficial apresenta maior porosidade e relação A/C do que o betão interior.**

Os sistemas CPF (*controlled permeability formwork/formliner*, ou cofragem de permeabilidade controlada) pretendem mitigar o problema da acumulação da água e ar permitindo a sua saída controlada, ao mesmo tempo que bloqueiam a passagem das partículas de cimento ou outros finos (promovendo a sua acumulação à superfície). Trata-se de um sistema formado por um filtro, um dreno e um suporte estrutural. O filtro permite a passagem de ar e água, retendo as partículas de cimento. Tipicamente é uma membrana geotêxtil polimérica, flexível, que é fixada à superfície interior das cofragens tradicionais (que constituem o suporte estrutural) e que apresenta espessuras reduzidas (p.e. 0,7 mm) e poros com dimensão da ordem das dezenas de micrómetros. O escoamento da água pode efectuar-se ao longo da membrana, devendo fazer-se pequenas aberturas regulares na cofragem que permitam a saída da água e ar para o exterior, ou através de uma camada drenante unida ao filtro. Alguns destes produtos apresentam alguma rigidez, não necessitando de ser esticados sobre a cofragem e podendo ser reutilizados se convenientemente lavados após a utilização.



Figura 3 - Aplicação de um sistema de permeabilidade controlada  
([www.baulinks.de/webplugin/2009/i/0740-frank4.jpg](http://www.baulinks.de/webplugin/2009/i/0740-frank4.jpg))

Este tipo de solução designa-se de permeabilidade controlada por promover uma permeabilidade uniforme e otimizada, ao contrário das cofragens que são impermeáveis ou permeáveis de forma não controlada (como a madeira).

Os benefícios obtidos com a utilização destes sistemas são vários:

- No betão de recobrimento a permeabilidade é muito diminuída, pois a sua relação A/C tende para valores da ordem de 0,35 a 0,40 (DuPont 1) e a densidade de cimento é aumentada, pelo que a penetração de agentes agressivos é reduzida e, conseqüentemente, a durabilidade das estruturas é aumentada;
- Alguma água retida pela membrana é reabsorvida lentamente pelo betão, tornando mais eficaz a cura inicial. Por outro lado, a baixa relação A/C e a diminuição da taxa de evaporação devido à baixa permeabilidade reduzem os efeitos de retracção plástica. A membrana pode ser mantida sobre a superfície do betão após remoção da cofragem, actuando como membrana de cura;
- A redução drástica do número e dimensão dos capilares superficiais diminui a possibilidade de microrganismos se poderem instalar no interior do betão de recobrimento, e a taxa inferior de carbonatação mantém o pH do betão básico, nocivo às bactérias. Refira-se ainda que a não utilização de óleos descofrantes também é benéfica neste aspecto, pois microrganismos, fungos e algas alimentam-se por vezes destes produtos. Qualitativamente, pode-se observar na figura 4 a diferença entre painéis de betão de uma estação de tratamento de água cofrados convencionalmente, com outro em que se utilizou CPF (indicado com Z\*).



**Figura 4 - Efeito dos sistemas CPF na redução do crescimento de microrganismos**  
([www2.dupont.com/Zemdrain/en\\_US/products/benefits\\_zemdrain/benefits/microbio\\_growth.html](http://www2.dupont.com/Zemdrain/en_US/products/benefits_zemdrain/benefits/microbio_growth.html))

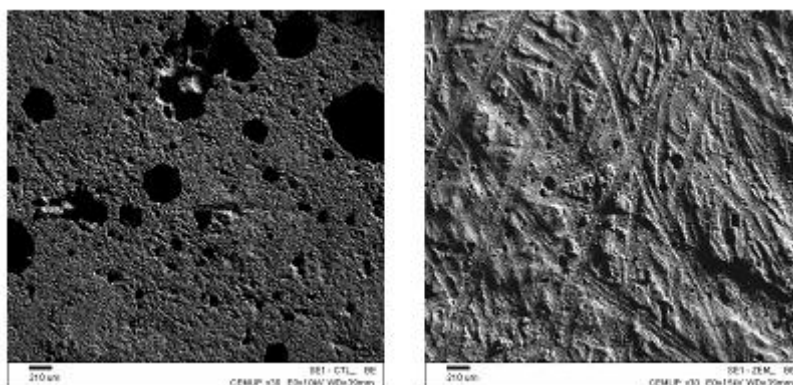
- O aumento do teor de cimento e a diminuição da relação A/C aumentam a resistência e a dureza superficiais. Conseqüentemente, a resistência à abrasão também é melhorada. Por outro lado, a libertação do ar melhora o acabamento superficial.

Nalguns países, nomeadamente o Japão e o Reino Unido, a CPF é uma solução habitual que já conta com cerca de 25 anos de experiência, tendo sido efectuados vários estudos de modo a comprovar a melhoria nas características do betão cofrado com estes sistemas. A título de exemplo, observe-se na tabela 5 a quantificação dos efeitos benéficos indicados pela *DuPont*, quando se recorre ao seu produto *Zemdrain* em vez de cofragem tradicional.

Conteúdo de cimento (até 20mm prof.)	+30%
Relação A/C (até 20mm prof.)	-35%
Porosidade (até 20mm prof.)	-25%
Dureza superficial (Ensaio de Schmidt)	+24%
Velocidade de carbonatação (acelerada)	-90%
Difusão de cloretos	<b>-70%</b>
Profundidade de penetração de água	<b>-70%</b>
Ascensão capilar	-30%
Difusão de Oxigénio	-25%

**Tabela 5 - Efeitos benéficos da aplicação de um sistema CPF (DuPont 2)**

É importante salientar-se que a diferença nos resultados pode ser substancial entre estudos diferentes. São muitos os factores que alteram estes valores, em especial as características do betão fresco utilizado e o sistema CPF estudado. Veja-se, por exemplo, Coutinho 1998, cujos valores obtidos para um betão C30/37 convencional com o mesmo sistema CPF foram próximos mas tendencialmente melhores do que os indicados pela *DuPont*. A mesma autora apresenta ainda outras medições, onde se destaca a porosidade superficial (até 4 mm), com reduções entre 33% e 51%, o que será um dos factores principais para os excelentes resultados nos ensaios de penetração de agentes agressivos. O importante é perceber-se que a ordem de grandeza destes valores não deixa dúvidas de que **a utilização de sistemas CPF permite uma melhoria notável das características do betão de recobrimento, logo também da durabilidade das estruturas**. A figura 5, com imagens efectuadas a microscópio (30x), mostra a diferença entre a superfície gerada por cofragem tradicional e a gerada por CPF, para o mesmo betão.



**Figura 5 - Diferenças na superfície provocadas por cofragem tradicional e CPF (Coutinho et al., 2006)**



## 2.5.2 Armaduras de aço inoxidável

O aço inoxidável é uma interessante alternativa ao aço corrente pois apresenta resistência à corrosão muito superior. A liga formada entre o ferro e outros metais (nomeadamente o cromo) garante o mecanismo de passivação mesmo que o betão não apresente a alcalinidade suficiente ou contenha concentrações elevadas de cloretos.

Consoante o local de aplicação e a importância de reduzir a manutenção, assim se deverá optar pelo aço adequado, sendo que genericamente a maiores resistências à corrosão correspondem composições químicas mais dispendiosas. A EN 10088-1:1995 considera como aço inoxidável o aço que tenha pelo menos 10,5% de Cromo e no máximo 1,2% de Carbono. Sendo assim, existem inúmeros tipos de aço inoxidável com diferentes composições, custos e resistências à corrosão. Em geral, admitem-se quatro categorias principais de aço, consoante a sua microestrutura:

- **Martensíticos;**
- **Ferríticos;**
- **Austeníticos;**
- **Austeníticos-ferríticos (vulgarmente apelidado de Duplex).**

As duas últimas categorias são as que mais se adequam para armaduras de betão armado. Apesar de todos os aços inox terem maior resistência à corrosão que os aços correntes (não ligados), essa resistência pode variar bastante: o teor crítico de cloretos é da ordem de 2 a 3 vezes superior nos aços ferríticos (mais económicos, por não terem níquel (ISSF)), e da ordem de **8 vezes superior nos aços austeníticos** (Salta, 2000 citando Sandberg). O fenómeno da corrosão por ataque de cloretos é semelhante ao que ocorre no aço corrente, mas dada a concentração elevada que é necessária, geralmente apenas surgem picadas, fenómenos de corrosão pontuais. A habitual não generalização da corrosão (e conseqüente não geração de produtos da corrosão, com volumes elevados) evita a fendilhação e delaminação do betão.



**Figura 6 - Os varões de aço inoxidável não exibem a habitual camada de ferrugem que se encontra nos varões de aço de carbono (www.ugitech.com)**

Como o custo é o grande problema do aço inoxidável, é importante analisar adequadamente os objectivos da sua utilização e o custo a longo prazo da sua escolha em detrimento do aço corrente. Ainda que os varões de aço inox apresentem, tipicamente, preços da ordem de 5 a 7 vezes o preço do aço corrente (Salta, 2000), os custos de manutenção do edifício poderão compensar largamente este aumento inicial de custo. Daí que, em várias obras, um pouco por todo o Mundo, já

se tenha recorrido a este material, mas geralmente sem substituir totalmente o aço corrente. Ou seja, o aço inox é tipicamente utilizado nos locais sujeitos a maior agressividade ambiental ou onde os trabalhos de reparação se provejam mais difíceis.

Silva (2007), fez um estudo comparativo de soluções para reabilitação de um estaleiro da *Setnave*. A hipotética substituição de metade da armadura de aço convencional por aço inoxidável, na fase de construção, teria levado a uma poupança a longo prazo da ordem de 50%, em relação à solução de reparação do betão deteriorado. Naturalmente, se o betão fosse de melhor qualidade a reabilitação não seria efectuada numa idade tão jovem e com tanta extensão, mas é interessante perceber-se a importância (também financeira) de se prevenir a degradação do betão armado.

Também se encontram situações onde todo o aço é inox, nomeadamente quando a maior parte da estrutura apresenta grande exposição a ambiente marítimo agressivo. A mesquita de Casablanca é um exemplo internacionalmente reconhecido de reabilitação com uso deste aço.

Os aços inox apresentam características mecânicas semelhantes aos aços correntes (de carbono) e, à semelhança de muitos destes, não têm um ponto de cedência bem definido. Assim, recorre-se à tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%. Estas tensões-limite são da mesma ordem de grandeza das tensões de cedência do aço de carbono (por exemplo 500 MPa, mas também atingem valores superiores), pelo que a quantidade de aço total será semelhante ou até inferior. Por outro lado, a aderência ao betão é idêntica, pelo que os comprimentos de emenda e amarração seguem os mesmos critérios. Quando se pretendem aços de grande resistência à corrosão e de boas características mecânicas, geralmente opta-se pelos Duplex. Também existem no mercado soluções de pré-esforço em aço inoxidável.

Outra grande vantagem, nalgumas situações, pode ser a maior resistência destes aços a altas temperaturas, por apresentarem reduções de resistência praticamente insignificantes para temperaturas da ordem de 500 °C (Pipa e Louro, 2004).

A maior resistência à corrosão dos aços inox é premiada no EC2 com a possibilidade de redução dos recobrimentos, o que pode ser aliciante para a execução de peças mais esbeltas e leves, especialmente em contexto de pré-fabricação (O anexo Nacional permite a redução em 20 mm do recobrimento quando se utilizam aços austeníticos ou duplex). Na presente dissertação, a utilização de aço inox não terá tanto a ver com a redução dos recobrimentos, mas sim com o aumento da durabilidade do betão armado. Assim, mantendo-se os recobrimentos sugeridos para o betão normal, garante-se uma maior resistência à corrosão<sup>3</sup>. A utilização deste aço poderá ter especial interesse em juntas de betonagem, por se tratar de locais onde habitualmente a betonagem e qualidade do betão apresentam menor qualidade.

A coexistência de armaduras de aço corrente e inox na mesma estrutura levanta a questão da possibilidade de corrosão galvânica. Este efeito só surgirá em situações de exposição onde possa ocorrer corrosão no aço corrente, sendo que o aço inox, melhor cátodo, acelera o processo de corrosão (não o fomenta). Contudo, a existência de armaduras de aço inox deve significar que estas

---

<sup>3</sup> Contudo, é corrente estudos mostrarem situações em que o teor de cloretos nunca atinge o valor crítico de corrosão destas armaduras (nem perto da superfície do betão), pelo que teoricamente apenas seria necessário o recobrimento necessário para funções estruturais (Correia, Salta e Pipa, 2006)

foram localizadas nos locais de maior agressividade, estando as restantes armaduras (de aço de carbono) localizadas em locais com menor risco de corrosão.

Os aços austeníticos e duplex podem ser soldados sem que ocorra redução da resistência à corrosão nos locais de soldadura, ao contrário dos aços ferríticos, nos quais poderá surgir corrosão localizada nas regiões soldadas. Um dos efeitos da soldadura é a produção de óxidos, devido à ocorrência de altas temperaturas, que deverão ser removidos com uma escova de aço inox ou decapante adequado para não comprometerem a durabilidade do varão. Quanto ao corte do aço, é um processo que não o fragiliza, pois a característica de inoxidabilidade é uma propriedade da liga, não um revestimento superficial.

### 2.5.3 Impermeabilização superficial do betão

Em estruturas de grandes dimensões, mesmo que se tomem medidas rigorosas acerca da qualidade do betão, existirão sempre pontualmente locais não estanques (como acontece na maioria dos grandes aquários, a nível mundial). Em situações de grande exigência de estanqueidade, será sempre aconselhável recorrer a um método de impermeabilização, de modo a não se ficar somente dependente da qualidade e homogeneidade do betão.

Os produtos mais utilizados para impermeabilização de estruturas de betão pertencem a duas grandes categorias: impregnação e revestimento.

Os produtos de impregnação actuam revestindo ou bloqueando os capilares, dada a sua elevada fluidez. Geralmente penetram no betão a profundidades da ordem de 2 a 3 mm (Rodrigues, 1998), criando uma barreira protectora à penetração de agentes agressivos. Apresentam ainda como vantagens não alterarem o aspecto da estrutura (por serem incolores e não originarem aumento de espessura) e aumentarem a resistência superficial do betão. Esta técnica é habitualmente complementada por outras, nomeadamente pela aplicação de um revestimento superficial. Os produtos de revestimento formam uma película que adere à superfície e protege o betão de agentes agressivos. Distinguem-se das impregnações por se depositarem à superfície, penetrando pouco no betão e aumentando a espessura dos elementos.

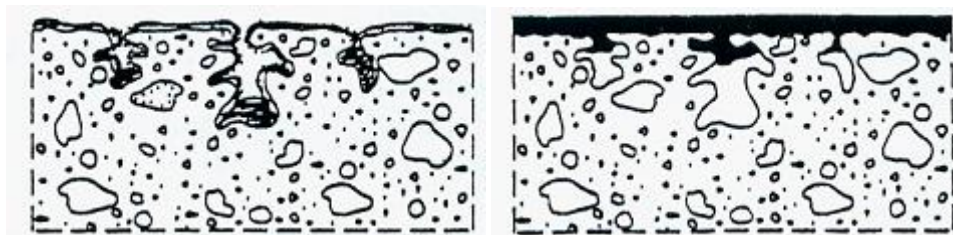


Figura 7 - Distinção esquemática entre impregnação (esq.) e revestimento (dir.) (Appleton e Costa, 1999)

Distinguem-se dois tipos de impregnação na EN1504<sup>4</sup>:

- **Impregnação simples:** Os produtos que actuam por bloqueio dos capilares são, geralmente, à base de resinas sintéticas (que solidificam no interior dos poros) ou de silicatos (reagem com o betão, formando cristais que preenchem os poros). Estes produtos dificultam consideravelmente a penetração de água e gases e ainda apresentam boa performance no impedimento da passagem de iões cloreto. Contudo, também dificultam a passagem de vapor de água, pelo que é necessário indicar uma permeabilidade mínima para que possa haver saída do vapor de água do interior do betão, em superfícies que devam poder *respirar*.
- **Impregnação hidrofóbica:** Os produtos que actuam por revestimento interno reagem com o cimento, criando produtos hidrófobos que repelem água ou soluções aquosas (pelo que são eficazes a restringir a penetração de cloretos presentes em solução aquosa), mas que possibilitam a passagem de vapor de água e gases, permitindo a respiração mas também a carbonatação do betão. Contudo, a água sob pressão consegue atravessar estes produtos.

Quanto aos revestimentos superficiais, podem dividir-se em 3 tipos diferentes:

- **Pintura:** As tintas apresentam, geralmente, espessuras entre 100 µm e 1 mm (Rodrigues, 1998) e têm características muito variáveis. As acrílicas apresentam boas características, mas não são as mais adequadas para os ambientes mais agressivos. As epoxídicas, de poliuretano e de borracha clorada são adequadas barreiras à penetração de cloretos e muito pouco permeáveis. As vinílicas, apesar de apresentarem custos elevados, são muito resistentes a ataques de natureza química e apresentam óptima aderência, constituindo soluções de excelência para protecções especiais (indústria química e estruturas marítimas).
- **Revestimentos de ligantes minerais e mistos:** Apresentam uma grande quantidade de cargas inertes, podendo atingir espessuras superiores a 5 mm (Rodrigues, 1998). Essa grande carga proporciona uma resistência melhorada à radiação UV, mas pode diminuir a aderência ao substrato em comparação com a pintura. Podem também conter polímeros na sua formulação (revestimentos de ligantes mistos), que deste modo melhoram as características de impermeabilidade e de resistência a ataques químicos. O ligante mineral mais comum é o cimento, mas por vezes utiliza-se a cal hidratada ou uma mistura de ambas (solução com baixa permeabilidade e boa resistência devido ao cimento, e menor retracção, maior trabalhabilidade e aderência devido à cal). De modo a promover uma maior resistência física e controlo de fendilhação, podem ser misturadas fibras (por exemplo de vidro).

---

<sup>4</sup> A norma EN1504 consiste num conjunto de indicações e prescrições para protecção e reparação de estruturas de betão armado degradadas, orientando o técnico na determinação dos problemas e na escolha da solução adequada. Apesar de incidir nas estruturas degradadas, pode facilmente extrapolar-se a informação fornecida, adaptando-a à protecção de estruturas recentes.

- **Membranas:** Trata-se de produtos totalmente impermeáveis à água (tipicamente de asfalto, polietileno, PVC ou neoprene (Saraiva, 2007)) e com boa capacidade de acomodação a movimentos diferenciais dos elementos (dada a sua flexibilidade), pelo que são também eficazes na cobertura de fendas activas. Alguns destes produtos evitam a passagem de cloretos e gases, revelando-se barreiras eficazes mesmo em ambientes com elevada pressão hidrostática ou quimicamente agressivos. Podem ser pré-fabricados ou de aplicação *in situ*. Apresentam espessuras elevadas (em regra, superiores a 3 mm (Rodrigues, 1998)) e podem ser de base polimérica, betuminosa ou de cimento.
  
- Existem ainda os denominados **selantes**, que penetram nos poros mas também formam uma película superficial. São formados à base de resinas sintéticas, como as epoxídicas ou acrílicas. Frequentemente são utilizados como primários, sendo posteriormente aplicado um produto de revestimento para complementar a solução. A sua capacidade de neutralizar fendas torna-os especialmente adequados para elementos deteriorados, podendo dispensar os trabalhos de selagem de fendas.

Em locais onde a degradação do revestimento devido à agressividade mecânica da água não é problemática, a aplicação de uma membrana acrílica de boa qualidade consegue impedir a penetração de água e cloretos para o interior do betão (Oshiro, Swamy e Tanikawa, 1994), garantindo-se a protecção das armaduras com uma solução económica. No entanto, existem outras opções de maior durabilidade e eficácia, naturalmente mais dispendiosas. São particularmente interessantes para as regiões submersas e afectadas directamente pela maré, ficando as membranas acrílicas reservadas para o interior do edifício (apresentam a vantagem de não impedir a passagem do vapor de água) e para locais exteriores afectados pela brisa marítima.

Poder-se-ia pensar que estes produtos são apenas aplicáveis caso o método construtivo envolva pré-fabricação dos elementos de betão, mas na verdade existem produtos no mercado que podem ser aplicados dentro de água. Um exemplo é o sistema APE, que consiste na aplicação de uma camada espessa de resina epoxídica e agregados finos com auxílio de um molde de poliéster reforçado com fibras de vidro (camisa translúcida, que permite verificar a eficaz distribuição da resina durante a aplicação). Este sistema foi utilizado na ponte Vasco da Gama, de modo a garantir a protecção de pilares que apresentavam recobrimentos deficientes. Apesar de ser relativamente recente, estima-se que possa apresentar uma durabilidade enorme, bem superior ao período de vida da estrutura. Actualmente será um dos melhores sistemas de protecção existentes no mercado (figura 8).

As plataformas petrolíferas são dos locais onde mais facilmente se encontram aplicadas as melhores técnicas existentes no mercado para a prevenção da corrosão, e que servem de exemplos práticos para validar a sua qualidade. Por exemplo, a plataforma *Statfjord A* do Mar do Norte teve algumas zonas de maré e ondulação protegidas com uma impregnação de resina epoxídica. Uma década após a sua aplicação, realizaram-se ensaios que comprovaram a eficiência da protecção à penetração de cloretos, com resultados bastante positivos (Sandvik, Haug e Erlie, 1994).



**Figura 8 - Aplicação do sistema APE na ponte Vasco da Gama (Appleton e Costa, 2009)**

Sempre que possível, deve-se comprovar previamente a qualidade de uma solução por ensaios laboratoriais. No entanto, após a aplicação de qualquer tipo de revestimento deverá ser efectuada a verificação da qualidade final da solução.

Geralmente recomenda-se, no caso de pinturas, que sejam efectuados ensaios de adesão pela técnica do *pull-off*. Um valor habitualmente aceite é 1 MPa de resistência mínima ao arrancamento. A espessura do revestimento pode ser verificada com equipamentos adequados.



**Figura 9 - Ensaio *pull-off* (Saraiva, 2007)**

#### **2.5.4 Protecção catódica**

A protecção catódica consiste na inversão do potencial das armaduras pelo aumento da sua electro-negatividade, de modo a que estas deixem de ter regiões anódicas e passem a cátodos das reacções de corrosão. Este efeito é obtido pela passagem de uma corrente eléctrica de baixa intensidade, através do betão, no sentido de um ânodo exterior para as armaduras. Essa corrente pode ser gerada naturalmente pela diferença de potencial entre o ânodo e as armaduras, situação em que o ânodo exterior se apelida de sacrificial (por se consumir ao longo do tempo); ou ser imposta, utilizando-se um ânodo inerte. Devido à elevada resistividade do betão, os sistemas de corrente imposta são os mais utilizados (Lourenço, 2007).

A passagem da corrente eléctrica também provoca alterações químicas, principalmente junto do ânodo e das armaduras. Na interface armaduras/betão ocorre a redução do oxigénio, formando-se iões  $\text{OH}^-$  através da seguinte reacção:



O aumento da concentração de iões hidróxido torna o betão envolvente às armaduras mais alcalino. Por outro lado, o cátodo (armadura) repele electricamente os iões negativos (como os cloretos e os hidróxidos), levando o aumento de pH a maiores distâncias do que apenas a envolvente das armaduras e expulsando os cloretos da proximidade das armaduras. Os dois efeitos são denominados de realcalinização e dessalinização, respectivamente. Portanto, este sistema neutraliza ou reduz a velocidade da corrosão, restaura a película passiva das armaduras e elimina os cloretos da proximidade das armaduras.

O tipo de ânodo a utilizar varia consoante o elemento a proteger, as condições ambientais e o tempo de vida útil esperado. Das várias opções existentes, os mais comuns em estruturas de betão são os que consistem em malhas ou fitas de titânio activado revestido com óxidos de metais nobres (Ti/MMO), que apresentam elevada durabilidade.



**Figuras 10, 11 e 12 - Fita de Ti/MMO, a sua aplicação e aspecto final (Lourenço, 2007)**

Para que os sistemas de protecção catódica sejam eficazes é necessário efectuar a sua monitorização periódica, em especial durante o primeiro ano, de modo a se poder proceder a eventuais calibrações. Os materiais têm elevada durabilidade, sendo habitual para os ânodos um período de vida superior a 40 anos e para os eléctrodos superior a 30 anos (Silva, 2007).



## 2.6 Monitorização da corrosão

Existem diversos métodos para avaliar em tempo real o risco de corrosão no betão armado que, se convenientemente aplicados, podem significar poupanças significativas oriundas da sua acção preventiva. Neste ponto, faz-se uma breve referência a algumas das medições que podem ser efectuadas em edifícios submersos, através de monitorização contínua, para se prever a necessidade de intervenção.

- **Potencial das armaduras:** Aplicando uma diferença de potencial entre a célula de medição (eléctrodo de referência) e o terminal ligado à armadura (eléctrodo secundário), é possível medir o potencial eléctrico (em mV) existente no sistema. Os valores obtidos são apenas qualitativos (já que podem estar afectados por diversos parâmetros tais como a humidade relativa, a continuidade eléctrica das armaduras, a espessura do recobrimento ou a temperatura), mas permitem classificar o risco de ocorrência de corrosão de acordo com algumas tabelas de referência (Silva, 2007).
- **Resistividade do betão:** A medição da resistividade permite estimar o risco de surgimento de corrosão nas armaduras. Como comentado anteriormente, betões com elevadas resistividades (da ordem de 100 a 200 K $\Omega$ .cm) só permitem velocidades de corrosão negligenciáveis. A resistividade varia não só com a humidade do betão mas também com a sua temperatura, pelo que é aconselhável haver uma compensação das medições em função da respectiva temperatura. As medições são efectuadas a vários níveis de profundidade, com eléctrodos metálicos ou de grafite.



Figura 13 - Sensor de resistividade do betão com 7 níveis (Appleton e Costa, 2009)

- **Células de corrosão:** Consiste num conjunto de chapas metálicas (ânodos), localizadas a vários níveis de profundidade no betão e ligadas a cátodos, compostos por um metal nobre. A detecção de corrente eléctrica entre o ânodo e o cátodo da célula de corrosão implica que pode existir corrosão nas armaduras situadas à mesma profundidade do ânodo da célula. Por existirem vários níveis, pode perceber-se a frente de corrosão pelo que, no caso do ambiente marítimo, é um mecanismo precioso para se poder estimar a frente do teor crítico de cloretos (máxima profundidade em que já ocorre passagem de corrente eléctrica).



Geralmente, é preferível que os sensores sejam colocados aquando da construção do edifício. No entanto, os sensores poderão ser aplicados posteriormente, o que pode ser vantajoso nalgumas situações, tendo em conta que um dos métodos prováveis de construção do edifício passa pela sua betonegação *in situ*. Em reparações também se aplicam, por vezes, sensores para verificar a qualidade e eficácia do trabalho.

## 2.7 Reparções em meio aquático

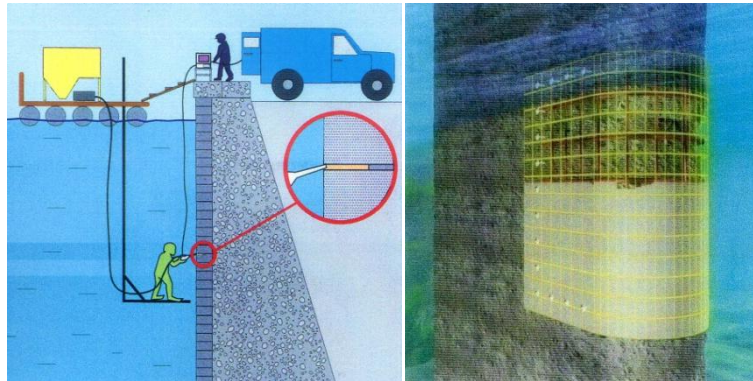
Apesar de haver uma preocupação evidente com a qualidade das opções construtivas e dos materiais, não será razoável esperar que nunca seja necessário intervir na estrutura, em especial em situações pontuais. Tendo em conta a localização do edifício, os trabalhos de reparação aumentam de dificuldade, mas não se revelam inviáveis. Uma solução clássica passa pela criação de um ambiente estanque na envolvente do elemento:



**Figura 14 - Aplicação de ensecadeira num pilar da ponte Eiffel, Viana do Castelo (Appleton e Costa, 2009)**

A ensecadeira clássica (como na figura 14, ou com estacas-prancha cravadas) nem sempre é possível, seja pela profundidade do elemento, seja pelas suas dimensões. No caso de um edifício, não é possível envolvê-lo deste modo mas poderão ser criadas câmaras que encostem lateralmente, em especial se a fabricação do edifício já considerar este método de reparação (tiver, por exemplo, roscas onde se possa fixar a câmara). Estas câmaras, possivelmente metálicas, teriam o perímetro de contacto revestido a borracha, de modo que se tornassem estanques quando apertadas à estrutura. Após a fixação e com apoio de mergulhadores, seriam esvaziadas da água e propiciariam um local de trabalho seco.

Sem ser necessário recorrer a um método tão moroso e *pesado*, existem hoje empresas especializadas em trabalhos subaquáticos que recorrem a **materiais desenvolvidos para serem aplicados e formarem presa rapidamente dentro de água**, com características de alta performance.



**Figura 15 - Esquemas representativos de reparações subaquáticas (publicidade PowerMortar)**

O betão é um material que origina presa debaixo de água, mas que tem o problema de, enquanto fresco, permitir a lavagem das partículas finas (lixiviação) e perder coesão por acção das correntes da água. Alguns aditivos existentes no mercado resolvem esse problema, permitindo a aplicação de betão dentro de água, mesmo sem cofragem. A adição de sílica de fumo também aumenta a resistência do betão fresco à lixiviação (Gilbride, Morgan and Bremner, 1988).

O próprio sistema APE, indicado como método de impermeabilização de betão, pode ser aplicado debaixo de água como medida rectificativa em zonas defeituosas.

## 3 Infra-escavação

### 3.1 Introdução

A infra-escavação é o resultado da acção erosiva causada no solo pela passagem de água, junto a elementos inseridos no leito. Trata-se de um tema de grande importância nas pontes (nos EUA, 383 pontes destruídas ou danificadas entre 1964 e 1972, com um custo médio de 100 milhões de dólares cada (Cardoso 1,1998)) e outras estruturas marítimas, e será um dos principais problemas na construção de edifícios em ambiente aquático, pois uma inadequada estimativa poderá levar ao descalce das fundações e ao conseqüente colapso do edifício. Os solos granulares são rapidamente erodidos pela água, enquanto os solos coesivos poderão sofrer muito mais lentamente o processo; contudo, **a profundidade máxima final pode ser equivalente em ambos os tipos de solo.**

Determinar a magnitude da infra-escavação é complicado, pois dada a natureza cíclica do processo podem formar-se cavidades consideráveis durante uma cheia que voltam a ser preenchidas com solo quando a corrente retoma o fluxo normal. Os métodos e equações existentes para estimativa da infra-escavação baseiam-se principalmente em investigação laboratorial, havendo relativamente pouca recolha de informação *in situ* que possa ser utilizada para verificar o rigor e pertinência dos modelos criados, tendo em conta a variedade possível de correntes, tipos de solo e características dos elementos inseridos na água (formatos e dimensões de pilares/ fundações). Esta variedade pode ser replicada em laboratório, justificando-se assim a importância dos ensaios para a melhor compreensão do fenómeno e para a criação de modelos mais completos.

Na ausência de regulamentação específica para a temática da infra-escavação, seguem-se as indicações fornecidas por alguns autores. Na presente dissertação, utilizou-se como base as *Hydraulic Engineering Circular* (HEC), recomendações do Departamento de Transportes Norte-Americano, que fornecem uma estimativa dos valores expectáveis de infra-escavação. Não sendo esta uma dissertação totalmente focada na infra-escavação, o estudo das HEC facilita a compreensão do fenómeno e a percepção de como actuar para reduzir a infra-escavação gerada a valores aceitáveis. Para uma avaliação mais rigorosa, deverão ser consultados outros autores, que poderão fornecer estimativas mais rigorosas para determinadas situações.

Ao longo dos rios, o escoamento apenas se efectua de montante para jusante, sendo este o modelo habitualmente encontrado na literatura sobre infra-escavação e mais estudado em laboratório. Contudo, na região da foz do rio a influência das marés é geralmente dominante, pelo que passa a haver escoamento em duas direcções. Os modelos e equações utilizados para correntes unidireccionais podem ser também adaptados para zonas afectadas por marés, mas existe uma maior dificuldade na estimativa das características do escoamento.

## 3.2 Conceitos iniciais

A infra-escavação total em torno de um elemento é considerada como a sobreposição de vários tipos de infra-escavação (HEC18):

- **Degradação (ou, pelo contrário, assoreamento)** a longo prazo do leito do rio<sup>5</sup>, que consistem em alterações de cota do leito do rio processadas a longo prazo e devidas a causas naturais ou provocadas pelo Homem;
- **Infra-escavação geral**<sup>6</sup>, que corresponde a uma diminuição da cota do leito, geralmente devido à contracção da corrente na secção onde se insere o obstáculo (i.e. edifício), ou junto à face exterior de uma curva. Distingue-se da degradação a longo prazo pois pode ser cíclica ou relacionada com a ocorrência de cheias;
- **Infra-escavação local**<sup>7</sup>, correspondente à remoção de material do leito em torno do obstáculo, devido às alterações que este provoca na corrente, nomeadamente na aceleração e formação de vórtices.

Os passos recomendados pelo HEC18 para a estimativa da infra-escavação e adaptados à corrente dissertação são:

- Determinação das variáveis de análise da infra-escavação;
- Análise da alteração a longo prazo da profundidade do leito;
- Cálculo da profundidade da infra-escavação de contracção;
- Cálculo de outras profundidades de infra-escavação geral;
- Cálculo da profundidade de infra-escavação local;
- Avaliação da profundidade de infra-escavação total.

Para se obter a infra-escavação total, calculam-se independentemente as componentes de longo prazo, geral e local, e efectua-se a sua soma. Não considerar a sua interacção fornece resultados algo conservativos.

As infra-escavações geral e local podem processar-se com ou sem transporte sólido generalizado<sup>8</sup>:

---

<sup>5</sup> Do Inglês *long-term aggradation and degradation*

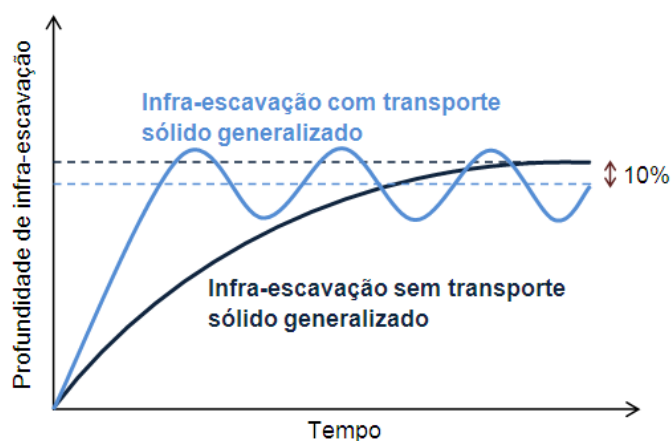
<sup>6</sup> Do Inglês *general scour*

<sup>7</sup> Do Inglês *local scour*

<sup>8</sup> Do Inglês *live-bed scour* e *clear-water scour*, respectivamente

- A **infra-escavação sem transporte sólido generalizado** ocorre quando não há movimento do material do leito a montante do edifício (fora da sua área de influência), ou o material é transportado através da cavidade de infra-escavação numa quantidade inferior à capacidade da corrente.
- A **infra-escavação com transporte sólido generalizado** ocorre quando há transporte de material de montante para jusante do edifício. Esta forma de infra-escavação é cíclica, porque a cavidade aberta durante uma cheia volta a preencher-se parcialmente quando a corrente abranda, através da retenção de material proveniente de montante.

Apesar da infra-escavação sem transporte sólido generalizado se processar mais lentamente, apresenta um crescimento mais contínuo e um valor de profundidade de equilíbrio geralmente cerca de 10% superior à profundidade de equilíbrio da infra-escavação com transporte sólido generalizado:



**Gráfico 9 – Tendência de evolução da infra-escavação (HEC 18)**

Dada a oscilação da profundidade de infra-escavação com transporte sólido generalizado, esta pode atingir valores cerca de 30% superiores à sua profundidade de equilíbrio<sup>9</sup>. Contudo, geralmente esta oscilação não supera os 10%, pelo que as profundidades máximas serão semelhantes em ambos os formatos de infra-escavação.

Em solos rochosos de grande compacidade, a velocidade de infra-escavação pode ser tão baixa que se possa admitir não existir infra-escavação relevante durante o período de vida típico de uma estrutura. Nestas situações, as fundações poderão ser efectuadas directamente sobre a camada rochosa desde que, naturalmente, se faça um estudo rigoroso das condições existentes (fracturas, espessura da camada rochosa, etc.).

De modo a se saber qual o tipo de infra-escavação presente, existem equações que

<sup>9</sup> Trata-se de uma situação que implica a existência de dunas de grande dimensão no leito do rio, junto ao edifício. Contudo, habitualmente, e excluindo-se rios de grandes dimensões, o leito aplanado quando surgem correntes de cheia, dadas as elevadas velocidades da água.

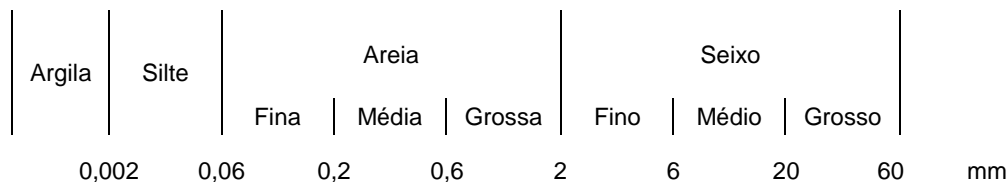
permitem calcular a velocidade crítica, correspondente ao início do movimento do material do leito (movimento incipiente), e que depende do diâmetro médio das partículas. Caso a velocidade média do escoamento seja superior à velocidade crítica da partícula de dimensão média ( $D_{50}$ ), deverá ocorrer transporte sólido generalizado. A expressão indicada no HEC18 para o cálculo da velocidade crítica é:

$$V_c = 6,19 y^{1/6} d^{1/3} \quad (6)$$

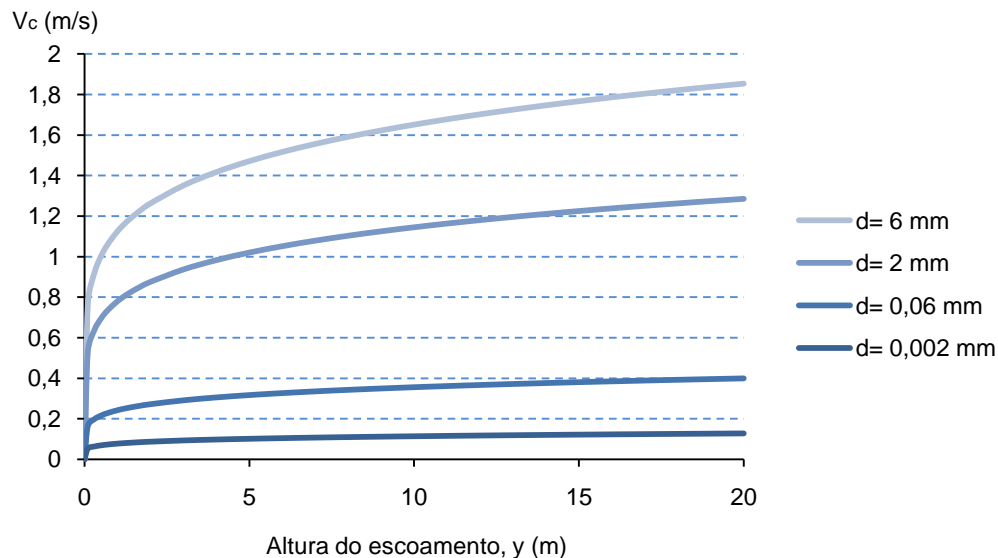
Onde:

- $V_c$  Velocidade crítica, em que as partículas com diâmetro igual ou inferior a  $d$  são transportadas (m/s)
- $y$  Profundidade média da corrente a montante do edifício (m)
- $d$  Diâmetro da partícula em consideração. Geralmente, utiliza-se  $d_{50}$  (m)

Geralmente, considera-se a constituição do leito nos primeiros 30 cm de espessura. Os seguintes limites granulométricos (Quintela, 1998) foram considerados para a determinação do gráfico  $V_c$  versus altura do escoamento ( $y$ ):



**Tabela 6 - Limites granulométricos dos materiais constituintes do leito**



**Gráfico 10 - Velocidade crítica para diversos diâmetros e alturas de escoamento**

Como era expectável, excluindo-se escoamentos com altura reduzida (irrelevantes para esta dissertação), verifica-se que o diâmetro do material constituinte do leito é muito mais importante para

o cálculo da velocidade crítica do que a altura do escoamento. Pela ordem de grandeza dos valores, percebe-se que muito dificilmente se garante ao longo do período de vida de uma estrutura inserida no leito menor de um rio que o escoamento seja sempre sem transporte generalizado de material, caso a granulometria do material constituinte do leito seja reduzida. A areia e os seixos são o material mais comum nos cursos de água (Cardoso 2, 1998).

### 3.3 Obtenção dos dados

Um ponto fundamental antes de se estimar a infra-escavação (quer por modelos laboratoriais, quer por computacionais ou matemáticos), consiste no conhecimento das características do local onde se insere o edifício: caudais de cheia, perfis topográficos, material constituinte do leito, localização, entre outros. Existem organismos públicos que fornecem grande parte das informações desejadas, mas que naturalmente não abrangem todo o território nem apresentam, por vezes, a densidade desejada. Nos principais rios (os que importam para esta dissertação), existem dados concretos acerca de caudais escoados e precipitação, disponibilizados ao público pelo Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos. Na bibliografia da especialidade, encontram-se modelos que procuram estimar os caudais máximos instantâneos, para um dado período de retorno (veja-se, por exemplo, Quintela, 1996). Para a situação do edifício em meio aquático, serão recomendados períodos de retorno elevados (por exemplo 500 anos).

Obtendo-se o caudal máximo e sabendo-se a curva de vazão do rio (Instituto da Água-INAG), obtém-se a altura do escoamento. O caudal dividido pela área da secção fornece a velocidade média. Alguns modelos computacionais calculam estes valores, destacando-se o software HEC-RAS onde se pode obter a velocidade em cada local da secção (não apenas a média). Como será dito adiante, em planícies de cheia, a velocidade máxima é tipicamente superior à média em cerca de 30%.

Uma das grandes dificuldades prende-se com a correcta definição dos parâmetros hidráulicos em escoamentos afectados pelas marés. Também aqui existem modelos que têm em conta o efeito de maré. Quanto aos valores das marés, estes encontram-se facilmente tabelados em relação ao zero hidrográfico (Instituto Hidrográfico). Conjugando essa informação com a das cartas batimétricas, é fácil estimar a amplitude de profundidades de meios aquáticos, de modo a se perceber se existe profundidade adequada à construção do edifício.

Pode ser importante efectuar a medição da velocidade em diversos pontos da secção que irá ser afectada pelo edifício, numa situação corrente, e efectuar comparações com os valores obtidos pelas equações e modelos, de modo a verificar a adequabilidade e calibração destas. Para construções afectadas por marés, recomenda-se a instalação de réguas no local de edificação, a montante do mesmo e na saída da foz / estuário, em especial se existir uma constrição natural (conceito definido mais adiante), efectuando-se medições com regularidade (15 minutos, por ex.), durante vários ciclos de maré seguidos.

A obtenção e tratamento destes dados é uma temática complexa, que se encontra fora do âmbito desta dissertação, pelo que não será examinada com detalhe.

### 3.4 Assoreamento ou degradação

A tendência de um leito para assorear ou aumentar a sua profundidade pode ser difícil de estimar. A tendência passada pode ser percebida através da consulta de cartas, medições, conversas com habitantes locais ou pessoas que utilizem o curso de água (transporte fluvial, pesca, mergulho), sendo importante perceber os motivos que provocaram as alterações. Podem dever-se à construção de barragens, reservatórios (quer a montante, quer a jusante do local), extracção de areias para a construção civil, redução do caudal do rio, entre outros. Podem ainda dever-se às marés, após se terem alterado as características da costa junto à foz, por exemplo pela inserção de quebra-mares.

Após se perceber a tendência passada pode-se procurar estimar a tendência futura, que será a determinante para o edifício. Ao longo do período de vida da estrutura diversos factores se alteram, podendo levar a resultados contrários à previsão, pelo que será importante efectuar uma monitorização adequada das condições do curso de água e conduzir estudos sempre que se pretenda efectuar alterações importantes. Como seria de esperar, a complexidade da estimativa a longo prazo das alterações do leito pode requerer a utilização de modelos laboratoriais ou *software* especializado. Actualmente, é sabido que a construção de barragens é um dos factores mais preponderantes na degradação dos leitos dos rios, pela sua retenção de sedimentos.

Se a estimativa indica que haverá degradação do leito do rio, deverá incluir-se esta parcela no cálculo da infra-escavação total. Caso a estimativa seja de assoreamento, deverá efectuar-se as fundações sem considerar esta vantagem, mas também verificar que os valores em questão não afectam as condições do edifício (admite-se que o edifício fique parcialmente soterrado, perdendo visibilidade para o meio aquático ou ficando sujeito a pressões mais elevadas?). Poder-se-á prever a realização de dragagens, técnica corrente em locais de passagem de embarcações.

Não será feita uma análise aprofundada deste ponto por não depender directamente da inserção do edifício, ficando fora do âmbito da dissertação. O estudo da tendência a longo prazo deve ser efectuado considerando os caudais ou marés habituais, ao contrário dos outros tipo de infra-escavação, que são calculados tendo em conta situações extremas.

### 3.5 Infra-escavação geral

A infra-escavação geral por contracção ocorre na presença de um obstáculo que reduza consideravelmente a secção de vazão do rio. O aumento de velocidade da corrente nessa região provoca a infra-escavação do leito. As equações que estimam a profundidade de infra-escavação geral por contracção da secção baseiam-se no princípio da conservação do transporte de material:

- No caso da infra-escavação **com transporte generalizado de material**, a profundidade de equilíbrio é atingida quando a abertura da cavidade reduz a tensão de arrastamento a um determinado valor que permite que a quantidade de material transportado para o interior da



cavidade iguale a quantidade de material retirado.

- Na infra-escavação **sem transporte generalizado de material**, a quantidade de material transportado para o interior da cavidade é praticamente nula e a profundidade máxima é atingida quando a tensão de arrastamento diminui, pelo aumento da secção gerado pela cavidade, até ao valor crítico do material do leito.

São várias as equações existentes, indicando-se as recomendadas no HEC18. Para a situação de **transporte generalizado de material**, é proposta a seguinte equação:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} \quad (7)$$

Onde:

- $y_1$  Profundidade média a montante (m)  
 $y_2$  Profundidade média na secção contraída, após infra-escavação (m)  
 $Q_1$  Caudal a montante da secção contraída (m<sup>3</sup>/s)  
 $Q_2$  Caudal na secção contraída (m<sup>3</sup>/s): nas condições desta dissertação,  $Q_2 = Q_1 = Q$ , pelo que a parcela indicada a cinzento é unitária (conservação do caudal a montante e jusante do edifício)  
 $W_1$  Largura do fundo do canal, a montante da secção contraída (m)  
 $W_2$  Largura útil (sem a largura do edifício) do fundo do canal na secção contraída (m)  
 Nem sempre é fácil definir o valor de  $W_1$  e  $W_2$ , pelo que em muitos casos se pode usar, simplificadaamente, a largura superficial para ambos os valores.

O expoente  $k_1$  reflecte o modo de transporte do material sólido e encontra-se indicado na tabela 7:

$V^*/\omega$	$k_1$	Modo de transporte <sup>10</sup>
<0,50	0,59	Transporte sólido por arrastamento
0,50 a 2,0	0,64	Transporte sólido por saltação
>2,0	0,69	Transporte sólido em suspensão

**Tabela 7 - Valores do expoente  $k_1$  em função do modo de transporte do material do leito**

Onde:

- $V^*$  Velocidade de arrastamento da corrente, a montante do edifício (m/s), igual a  $(gy_1S_1)^{1/2}$   
 $\omega$  Velocidade de sedimentação (m/s), obtida no gráfico 11 com base em  $d_{50}$  (gráfico elaborado para material com densidade relativa 2,65)  
 $g$  Aceleração da gravidade (9,81m/s<sup>2</sup>)  
 $S_1$  Declive do canal (m/m)

<sup>10</sup> Classificação adaptada de Quintela, 1998

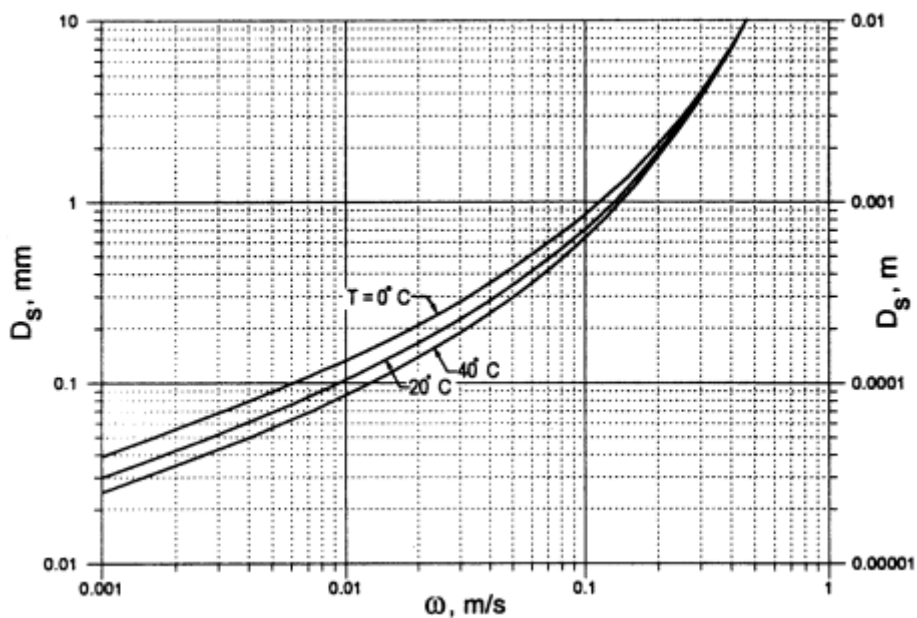


Gráfico 11 - Velocidade de sedimentação das partículas (HEC 18)

Após o cálculo de  $y_2$ , se a esse valor se retirar a profundidade média existente no local antes da infra-escavação, obtém-se o valor da profundidade de infra-escavação por contracção, ou seja:

$$y_s = y_2 - y_0 \quad (8)$$

Em que:

- $y_s$  Dimensão média da cavidade de infra-escavação de contracção (m)
- $y_0$  Profundidade da secção contraída antes de ser afectada por infra-escavação (m). Tipicamente, apresenta valor semelhante a  $y_1$ .

Para infra-escavação **sem transporte generalizado de material**, a equação recomendada é:

$$y_2 = \left( \frac{0,025 Q^2}{D_m^{2/3} W_2^2} \right)^{3/7} \quad (9)$$

Em que as variáveis já identificadas apresentam o mesmo significado e:

- $D_m$  Diâmetro da mais pequena partícula não transportável pertencente ao leito ( $1,25 D_{50}$ ). Como  $D_{50}$  não é a maior dimensão das partículas do leito, as maiores exercem efeito protector (denominado encouraçamento). Assume-se  $D_m$  como sendo  $1,25 D_{50}$ . De facto, o cálculo da velocidade crítica é um factor de incerteza, pois a granulometria do material influencia bastante este valor. Considerá-la apenas dependente do diâmetro médio das partículas é uma aproximação que pode ser, por vezes, bastante grosseira.

Outros tipos de infra-escavação geral podem decorrer de curvas no percurso ou confluências de percursos, entre outras situações, mas dada a sua especificidade são pouco pertinentes para os objectivos desta dissertação.

### 3.5.1 Representações gráficas

Começando pela infra-escavação **com transporte generalizado de material**, é simples efectuar a representação gráfica. Contudo, para facilitar a percepção dos valores, procedeu-se à adaptação da expressão:

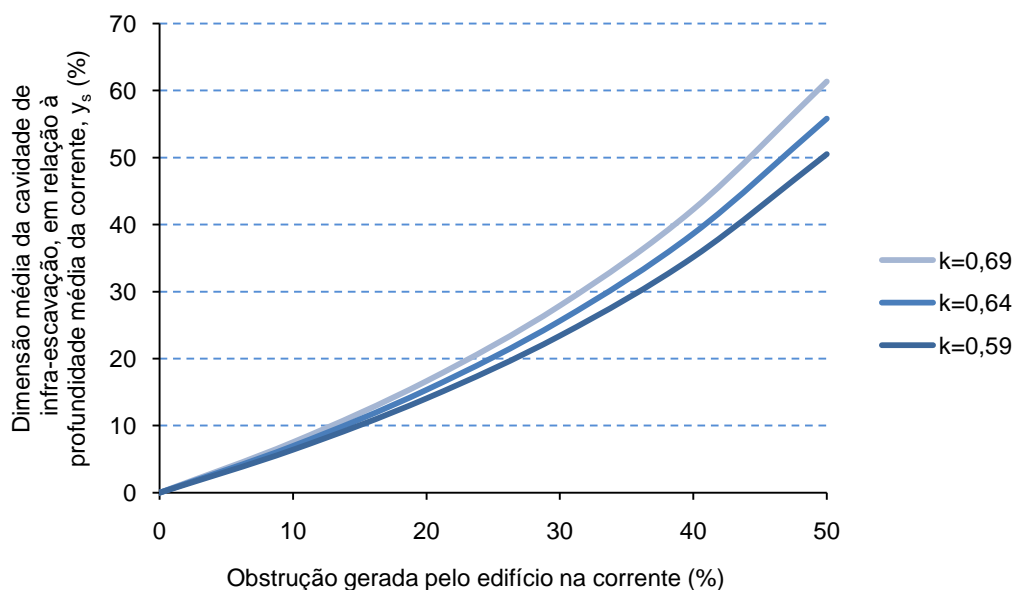
$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} = \left(\frac{W_2}{W_1}\right)^{-k_1} = \left[-\left(-\frac{W_2}{W_1} + 1 - 1\right)\right]^{-k_1} = \left[-\left(\frac{W_1 - W_2}{W_1} - 1\right)\right]^{-k_1} = \left(1 - \frac{W_1 - W_2}{W_1}\right)^{-k_1}$$

$$\frac{y_2}{y_1} - 1 = \left(1 - \frac{W_1 - W_2}{W_1}\right)^{-k_1} - 1 \Leftrightarrow \frac{y_s}{y_1} = \left(1 - \frac{W_1 - W_2}{W_1}\right)^{-k_1} - 1 \quad (10)$$

Em que:

- $y_s / y_1$  Dimensão da cavidade de infra-escavação, em relação à profundidade média a montante da localização do edifício;
- $(W_1 - W_2) / W_1$  Obstrução gerada pelo edifício na corrente, em relação à largura inicial da corrente.

Observe-se de seguida o gráfico da função, com os valores adaptados à escala percentual:



**Gráfico 12 - Infra-escavação de contracção em escoamento com transporte generalizado de material**

Já no caso da infra-escavação sem **transporte generalizado de material**, a expressão aparenta depender de demasiadas variáveis para poder ser representada com a mesma simplicidade do que a anterior. No entanto, consegue-se uma representação simples para situações em que a secção do canal é aproximadamente rectangular (canais largos). Nessa situação, sabendo que  $Q = VxA$ ,  $A=YxW$  e tendo em conta as mesmas transformações usadas na equação anterior, tem-se:

$$y_2 = \left( \frac{0,025 V^2 W_1^2 y_1^2}{D_m^{2/3} W_2^2} \right)^{3/7} = \left( \frac{0,025 V^2 y_1^2}{D_m^{2/3}} \right)^{3/7} \left( \frac{W_2}{W_1} \right)^{-6/7} = \left( \frac{0,025 V^2 y_1^2}{D_m^{2/3}} \right)^{3/7} \left( 1 - \frac{W_1 - W_2}{W_1} \right)^{-6/7} \quad (11)$$

A expressão depende agora não só do grau de obstrução, mas também da velocidade da corrente a montante, da correspondente altura do canal e do diâmetro médio do material constituinte do leito. Como o aumento da velocidade leva a um aumento da profundidade de infra-escavação, e a velocidade média se encontra limitada pelo valor crítico (a partir do qual se terá transporte), pode-se substituir  $V$  por  $\alpha V_c$ , em que  $\alpha$  é um factor que representa a intensidade da corrente ( $\alpha=V/V_c$ ).

Surge uma questão: se, na expressão do cálculo da infra-escavação, se admitiu que as partículas a mobilizar apresentam dimensão  $d_m$ , então qual o diâmetro que se deve utilizar na velocidade crítica? Considerar também  $d_m$  é mais conservativo, mas revela-se contraditório com o conceito de velocidade crítica definido anteriormente e complica a percepção dos resultados. Assim, a opção do autor é utilizar  $d_{50}$ , mas **permitir que o valor de  $\alpha$  supere a unidade** (nomeadamente, poder-se-á ter  $\alpha=1.08$ , correspondente à  $V_c$  calculada para  $d_m$ ). Isto significa que se admite a hipótese de o escoamento não ter transporte de material mesmo a velocidades superiores à crítica, dado o efeito de **encouraçamento** das partículas de maior dimensão.

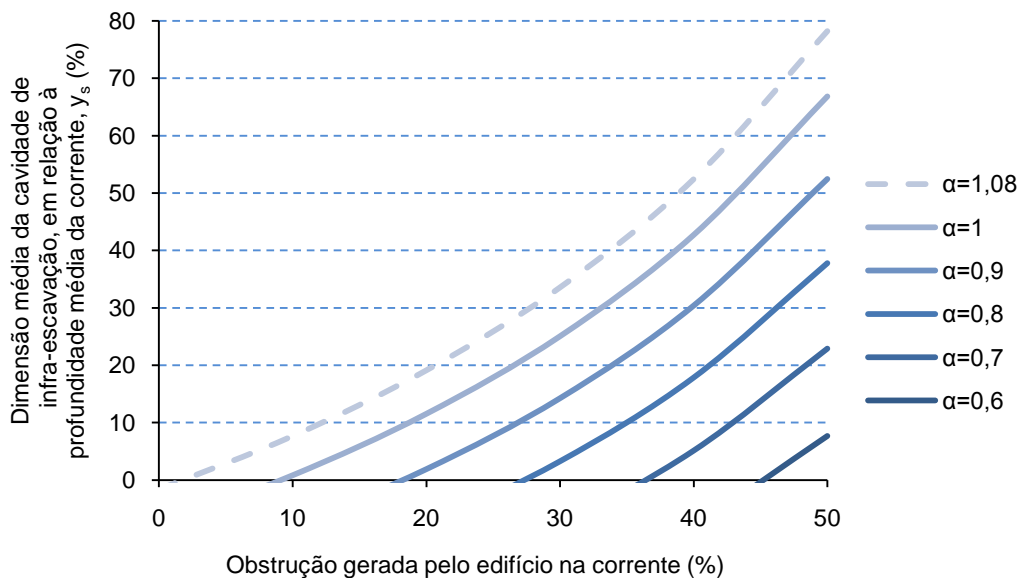
Desenvolvendo-se a expressão, obtém-se:

$$y_2 = \left( \frac{0,025 (6,19 \alpha y_1^{1/6} d^{1/3})^2 y_1^2}{d_m^{2/3}} \right)^{3/7} \left( 1 - \frac{W_1 - W_2}{W_1} \right)^{-6/7} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \frac{y_s}{y_1} = 0,921 \alpha^{6/7} \left( 1 - \frac{W_1 - W_2}{W_1} \right)^{-6/7} - 1 \quad (12)$$

Em que  $\alpha=V/V_c$  represente a intensidade da corrente.

Deste modo, a profundidade de infra-escavação fica apenas dependente do grau de obstrução do curso de água e da proporção entre a velocidade existente e a velocidade crítica, denominada intensidade da corrente. Observe-se de seguida o gráfico da função, com os valores adaptados à escala percentual:



**Gráfico 13 - Infra-escavação de contracção em escoamento sem transporte generalizado de material**

### 3.5.2 Análise de valores

Como seria expectável, a **infra-escavação de contracção é pouco importante para situações em que a fracção do curso ocupada pelo edifício é reduzida**, quer haja ou não transporte generalizado de material.

- Na situação de **transporte**, para graus de obstrução baixos pode-se ponderar não calcular o factor  $k$ , pois a sua influência é diminuta. Já para graus de obstrução elevados, a infra-escavação de contracção pode ser bastante elevada. Observe-se ainda que, para qualquer grau de obstrução, existe sempre um efeito de infra-escavação por contracção. O efeito do aumento da velocidade apenas interfere no expoente, com alteração pouco significativa nos valores da infra-escavação.
- A situação **sem transporte generalizado** de material é um pouco diferente. Para se perceber melhor os valores do gráfico, é preciso perceber bem o significado da função. Na hipótese de se ter  $\alpha = 0$  (velocidade nula), o resultado numérico da expressão é -100%. Isto indica que seria desnecessária qualquer altura de escoamento. A “cavidade” poderia ser negativa, ocupando toda a altura  $y_1$  do escoamento. Por outras palavras, quando as curvas do gráfico interceptam o eixo horizontal num local diferente da origem, significa que o curso natural, mesmo com a obstrução indicada, já tem altura suficiente para conduzir a água sem gerar infra-escavação. Por exemplo, para  $\alpha=0,7$  desde que o edifício não ocupe mais do que 36% da largura do rio, não haverá infra-escavação de contracção a assinalar.

Torna-se assim interessante verificar a dependência dos valores em relação à velocidade. De facto, até se atingir a velocidade crítica, a velocidade da corrente é um factor preponderante. A partir da velocidade crítica deixa de ser preponderante, pois a infra-escavação com transporte generalizado quase não depende da velocidade. Assim, **para velocidades reduzidas (em relação à velocidade crítica), a infra-escavação de contracção poderá ser desprezável, ainda que a fracção do curso ocupada pelo edifício seja importante.** É fundamental, no entanto, ter presente que a altura de escoamento  $e$ , em especial, a dimensão do material constituinte do leito afectam a velocidade crítica, sendo pouco prováveis situações destas, com excepção de locais praticamente parados (leitos de cheia) ou com granulometria do material do leito bastante grosseira.

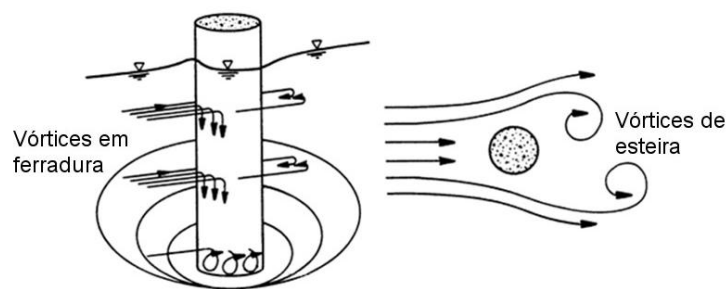
Por último, verifique-se a relação entre a altura do escoamento e a profundidade da cavidade de infra-escavação. Para a situação de transporte generalizado de material, uma maior altura de escoamento aumenta o valor de  $V^*$  e consequentemente de  $k_1$ , pelo que a altura relativa da cavidade aumenta. Como também  $y_1$  é maior, a cavidade é certamente maior. Na situação sem transporte, o resultado é proporcional à altura ( $y_1$ ), mas um aumento da altura reduz  $V_c$ . Contudo, esta redução é pouco relevante e o resultado absoluto será superior, o que é facilmente perceptível observando-se a equação 9, que a define. Um aumento da altura, mantendo-se  $V$  constante, leva a um aumento de  $Q$  e consequentemente de  $y_2$ . Assim, mantendo-se todas as outras condições idênticas e tendo-se maior altura de escoamento, confirma-se que a profundidade da cavidade de infra-escavação será também maior.

### 3.6 Infra-escavação local

A presença do edifício no meio aquático gera perturbação na corrente, não apenas pela redução da sua secção (situação causadora de infra-escavação geral), mas também localmente, pela formação de vórtices. Estes vórtices resultam da acumulação de água na superfície do edifício voltada a montante e consequente aceleração da corrente. Os vórtices gerados, denominados vórtices em ferradura, arrastam material do leito em torno do edifício para jusante, formando-se a cavidade de infra-escavação local. À medida que a profundidade aumenta, os vórtices perdem intensidade até que o equilíbrio se atinja, com a justificação teórica já conhecida:

- Na situação de **transporte**, quando a saída de material igualar a entrada de material;
- Na situação **sem transporte**, quando a tensão de arrastamento da corrente igualar a tensão crítica de remoção do material.

Além dos vórtices em ferradura, também se geram a jusante do edifício os vórtices de esteira que, através do efeito de sucção, levantam o material do leito, podendo assim ser transportado em suspensão. No entanto, estes diminuem rapidamente de intensidade com a distância ao edifício, pelo que frequentemente se verifica deposição de material na proximidade.



**Figura 16 - Formação de vórtices em torno de objectos inseridos na corrente (adaptado de HEC 18)**

A infra-escavação local depende de vários factores (HEC18):

- **características do material do leito** – granular ou não granular, coesivo ou não coesivo, erodível ou não erodível, etc.;
- **configuração do leito** – dunas, fundo plano, etc.;
- **características da corrente** – velocidade e profundidade da corrente a montante do edifício, ângulo entre o vector velocidade da corrente e o edifício;
- **geometria do edifício / fundações** – forma, dimensões, tipo de fundações (estacas e seu diâmetro, número e afastamento; ou sapata), etc.

O estudo, neste ponto, remete para elementos contínuos (de comprimento equivalente a infinito). Geralmente, as equações existentes são formuladas para solos arenosos sem coesão, em escoamento com transporte generalizado de material. Grande parte destas inclui a velocidade do escoamento de forma indirecta, através da inclusão do número de Froude. Este é bastante útil, pois permite criar o paralelismo entre modelos laboratoriais e a realidade. Duas situações distintas com fronteiras semelhantes e igual número de Froude apresentam comportamento dinâmico semelhante. O número de Froude é adimensional e define-se pela expressão:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy_1}} \quad (13)$$

Serão de esperar números de Froude substancialmente inferiores a 1 nos locais onde se possa considerar a implantação de um edifício, mesmo em situação de cheia.

A equação recomendada pelo HEC18 para cálculo da profundidade de infra-escavação local é uma adaptação da denominada equação CSU (*Colorado State University*), válida para escoamentos com ou sem transporte generalizado de material:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0,65} Fr_1^{0,43} \quad (14)$$

Em que:

- $K_1$  Factor de correcção para considerar a forma do elemento
- $K_2$  Factor de correcção para considerar o ângulo entre o edifício e a corrente
- $K_3$  Factor de correcção para considerar a configuração do leito
- $K_4$  Factor de correcção para considerar o efeito protector do material de maiores dimensões sobre o de menores dimensões
- $a$  Largura do edifício (m)
- $Fr_1$  Número de Froude directamente a montante do edifício

### 3.6.1 Valores das constantes K

Os valores das constantes K apresentam alguma variabilidade consoante o autor dos ensaios laboratoriais, dadas as diversas condições que podem alterar os resultados. Nas tabelas seguintes indicam-se os valores das constantes K, não se tendo sempre seguido os valores do HEC18 por este ser, por vezes, pouco completo em relação a outros documentos.

Secção do elemento	b/l	$K_1$
Circular	1:1	1,00
Rectangular	1:1	1,22
	1:3	1,08
	1:5	0,99
Rectangular com nariz semi-circular	1:3	0,90
Nariz semi-circular com cauda em cunha	1:5	0,86
Rectangular com cantos chanfreados	1:4	1,01
Rectangular com nariz em cunha		0,76
		0,65
Elíptica	1:2	0,83
	1:3	0,80
	1:5	0,61
Lenticular		0,80
		0,70

Tabela 8 - Coeficientes de forma de várias secções (Hoffmans e Verheij, 1997, citando Breusers)



Os valores apresentados são apenas exemplos de formas utilizadas em pilares de pontes. Diferentes formas e proporções podem ser encontradas em literatura da especialidade ou, em última análise, experimentadas em laboratório.

Os valores da tabela 8 pressupõem o alinhamento do pilar com o escoamento. Caso o desvio (denominado ângulo de ataque) seja superior a  $5^\circ$ , dever-se-á obter valor de  $K_2$ . Este é dependente da área de projecção do edifício na direcção perpendicular à corrente, mas também da secção em questão. De seguida, apresenta-se um gráfico indicativo dos valores de  $K_2$  para secções rectangulares.

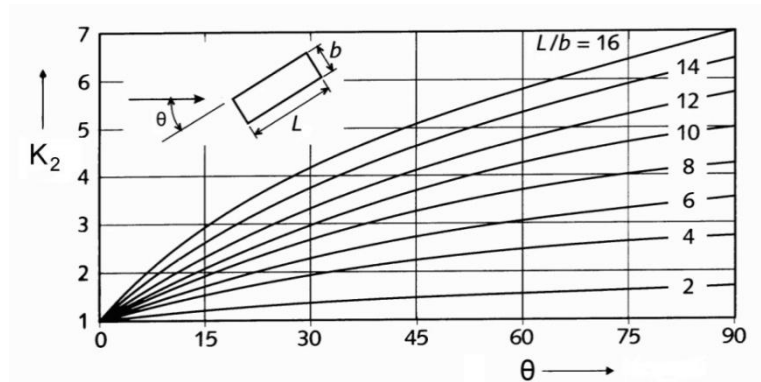


Gráfico 14 - Factor da inclinação da corrente, para secções rectangulares (Hoffmans e Verheij, 1997)

O aumento de  $K_2$  não se deve apenas ao aumento da área de projecção, como se pode depreender dos resultados do seguinte estudo, onde se apresentam os valores de  $K_2$  para diferentes situações em que a área de projecção é idêntica:

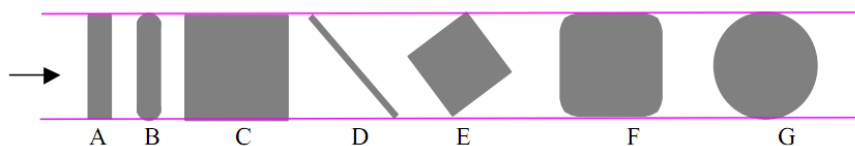


Figura 17 - Diferentes formas com a mesma área de projecção (Wang, 2004)

Forma	b/l	$K_2$
A	1:4	1,5
B	1:4	1,33
C	1:1	1,29
D	1:200	1,28
E	1:1	1,28
F	1:1	1,07
G	1:1	1,00

Tabela 9 - Diferenças de factores para secções com a mesma projecção (Wang, 2004)

Por vezes, as correntes de cheia apresentam alinhamento diferente do habitual (por exemplo, por ocupação do leito de cheia), pelo que o alinhamento poderá não estar garantido. Em situações complexas, a forma circular pode resolver essas questões.

A configuração do leito também afecta a infra-escavação:

Configuração do leito	Altura das dunas (m)	K <sub>3</sub>
Infra-escavação sem transporte	-	1,1
Fundo plano e antidunas	-	1,1
Dunas pequenas	3 > H ≥ 0,6	1,1
Dunas médias	9 > H ≥ 3	1,2 a 1,1
Dunas grandes	H ≥ 9	1,3

**Tabela 10 - Efeito da configuração do leito (HEC 18)**

Como já comentado, a profundidade de infra-escavação sem transporte generalizado de material é, habitualmente, cerca de 10% superior à profundidade de equilíbrio da infra-escavação com transporte generalizado. Assim, o factor 1,1 aplica-se para corrigir a expressão, desenvolvida com base em estudos com transporte generalizado.

Também se comentou que a oscilação dos valores em regime de transporte generalizado anda geralmente em torno de 10%, mas no caso raro de se encontrarem dunas de dimensões consideráveis pode atingir 30% a mais de profundidade. É, contudo, importante perceber-se que estes valores são aproximações, podendo haver variações superiores a estas.

O factor K<sub>4</sub> permite efectuar uma redução da profundidade de infra-escavação, tendo em conta a existência de material com diâmetro elevado, capaz de proteger o material de d<sub>50</sub>. Apenas é válido se o material tiver d<sub>50</sub> ≥ 2 mm e d<sub>95</sub> ≥ 20 mm, e está limitado a um mínimo de 0,4:

$$K_4 = 0,4(V_R)^{0,15} \quad (15)$$

Com:

$$V_R = \frac{V_1 - V_{ic\ d50}}{V_{c\ d50} - V_{ic\ d95}} > 0 \quad (16)$$

Em que:

V<sub>ic dx</sub> velocidade local da corrente (m/s) necessária para iniciar a infra-escavação junto ao edifício, para o material de dimensão d<sub>x</sub> (m), e é calculada pela seguinte expressão:

$$V_{ic\ dx} = 0,645 \left( \frac{d_x}{a} \right)^{0,053} V_{c\ dx} \quad (17)$$

Em que:

V<sub>c dx</sub> Velocidade crítica para o material de dimensão d<sub>x</sub>.

### 3.6.2 Elementos de grandes dimensões

As equações para cálculo das profundidades de infra-escavação sobrestimam os valores reais, quando a situação corresponde a elementos que apresentam grandes dimensões em comparação com a altura do escoamento. É, então, sugerido um factor  $K_w$  (HEC 18, citando Johnson e Torrico), que pode ser calculado pelas expressões indicadas, desde que se cumpram as condições:

- $y_1 / a < 0,8$  Profundidade da corrente é inferior a 80% da largura do edifício;
- $a / d_{50} > 50$  O edifício apresenta largura superior a 50 vezes o diâmetro médio do material constituinte do leito;
- $Fr < 1$  Escoamento sub-crítico.

**Infra-escavação sem transporte generalizado de material:**  $K_w = 2,58 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{-0,34} Fr_1^{0,65}$  (18)

**Infra-escavação com transporte generalizado de material:**  $K_w = 1,00 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{-0,13} Fr_1^{0,65}$  (19)

### 3.6.3 Representação gráfica da equação CSU

A equação CSU depende de inúmeros parâmetros, mas a sua representação poderá ser simplificada se se considerar  $K_1 = 1$  (referência),  $K_2 = 1$  (edifício alinhado com a corrente),  $K_3 = 1,1$  (situação mais comum) e  $K_4 = 1$  (situação comum e conservativa). Será expectável que a largura do edifício seja relevante, em comparação com a altura da corrente, daí que o factor  $K_w$  também deva ser tido em conta. No gráfico 15 encontra-se a comparação dos resultados com ou sem  $K_w$  (aqui teve-se em consideração  $K_w$  na situação de transporte generalizado, mais comum do que sem transporte).

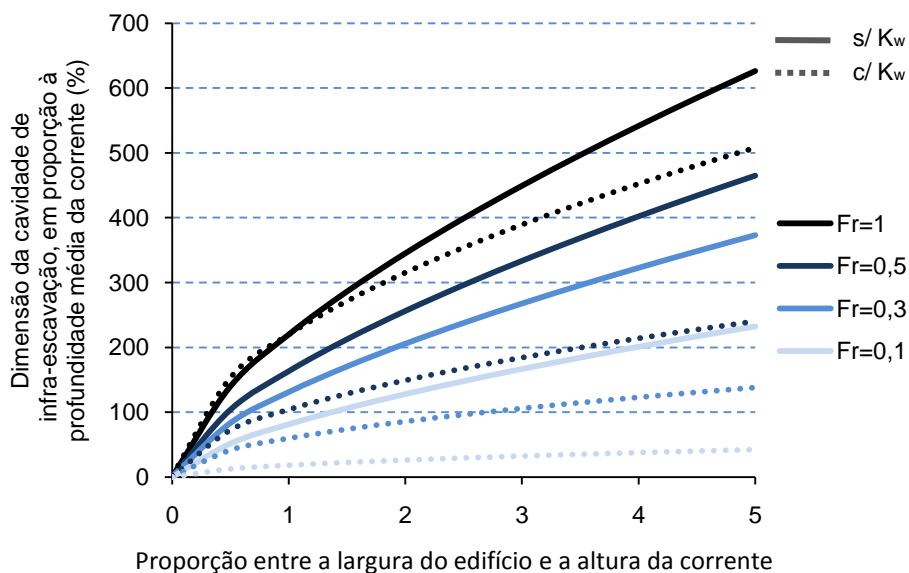


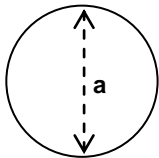
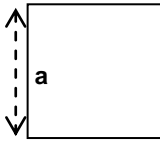
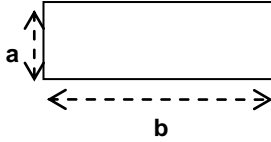
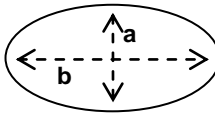
Gráfico 15 - Infra-escavação local

### 3.6.4 Aplicação de conceitos e análise de resultados

Percebe-se que a infra-escavação local pode facilmente atingir valores bastante elevados, dadas as dimensões que um edifício terá à escala de uma corrente. O factor  $K_w$  revela-se bastante oportuno, baixando substancialmente a profundidade de infra-escavação, sendo mais eficaz para números de Froude baixos a médios. Note-se também que, em escoamentos com número de Froude elevado, a infra-escavação local pode mesmo tornar-se incomportável. Contudo, situações de escoamentos com números de Froude próximos de 1 existem, geralmente, apenas em rios de montanha ou em obras criadas pelo Homem, como descarregadores de cheia em barragens. Na maioria dos rios e canais aluvionares, o escoamento corresponde a números de Froude inferiores a 1, designando-se assim por escoamentos lentos (Cardoso 2, 1998).

Apliquem-se, agora, o gráfico 15 e as equações anteriores ao cálculo da infra-escavação nos edifícios definidos pelas secções da tabela 1. Admita-se que se tem:

→ **Escoamento alinhado com o edifício ( $K_2=1$ ),  $K_3=1,1$  e  $K_4=1$ ,  $y_1=12\text{m}$  e Num Froude=0,5:**

Escoamento <span style="color: blue;">→</span>			
Circular	Quadrada	Rectangular 1:3	Elipsoidal 1:2
			
$a = 25\text{m}$	$a = 22,16\text{m}$	$a = 12,79\text{m}$ $b = 38,37\text{m}$	$a = 17,68\text{m}$ $b = 35,36\text{m}$
<b>Gráfico 15</b> $a/y_1 = 25/12=2,08$ $K_1 = 1$ $y_0 = 1,52 \times 12 = \mathbf{18,2m}$	<b>Gráfico 15</b> $a/y_1 = 22,16/12=1,85$ $K_1 = 1,22$ $y_0 = 1,22 \times 1,43 \times 12 = \mathbf{21,0m}$	<b>Gráfico 15</b> $a/y_1 = 12,79/12=1,066$ $K_1 = 1,08$ $y_0 = 1,08 \times 1,08 \times 12 = \mathbf{14,0m}$	<b>Gráfico 15</b> $a/y_1 = 17,68/12=1,473$ $K_1 = 0,83$ $y_0 = 0,83 \times 1,27 \times 12 = \mathbf{12,6m}$
<b>Equações</b> $a/y_1 = 2,08$ $1,0 \times 2,08^{-0,13} \times 0,5^{0,65} = 0,58$ $y_0 = 0,58 \times 2 \times 1 \times 1 \times 1,1 \times 1,1 \times 2,08^{0,65} \times 0,5^{0,43} \times 12 = \mathbf{=18,2m}$	<b>Equações</b> $a/y_1 = 1,85$ $1,0 \times 1,85^{-0,13} \times 0,5^{0,65} = 0,59$ $y_0 = 0,59 \times 2 \times 1,22 \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1,85^{0,65} \times 0,5^{0,43} \times 12 = \mathbf{=21,0m}$	<b>Equações</b> $a/y_1 = 1,07$ $1,0 \times 1,066^{-0,13} \times 0,5^{0,65} = 0,63$ $y_0 = 0,63 \times 2 \times 1,08 \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1,07^{0,65} \times 0,5^{0,43} \times 12 = \mathbf{=14,0m}$	<b>Equações</b> $a/y_1 = 1,47$ $1,0 \times 1,47^{-0,13} \times 0,5^{0,65} = 0,61$ $y_0 = 0,61 \times 2 \times 0,83 \times 1 \times 1,1 \times 1 \times 1,47^{0,65} \times 0,5^{0,43} \times 12 = \mathbf{=12,6m}$

**Tabela 11 - Valores de infra-escavação para diferentes secções do edifício**

<sup>11</sup> A relação  $y_1/a < 0,8$  não é cumprida, mas manteve-se  $K_w$  por dever ser mais próximo da realidade.

Observados os valores, torna-se perceptível a **necessidade de diminuição da infra-escavação local** pois esta é, geralmente, a forma de infra-escavação mais relevante. Medidas podem passar pela escolha de formas adequadas (note-se a diferença nos valores) mas também é importante o real formato do edifício, tendo em conta que este não é um elemento contínuo. Devem analisar-se, assim, situações mais complexas do que as que consideram o edifício como sendo um elemento contínuo, o que será feito no ponto seguinte.

É importante fazer-se uma análise mais cuidada quanto ao efeito dos valores  $K_1$ . Um olhar menos atento à tabela 8 poderia levar a que se esquecesse o efeito da dimensão exposta à corrente (por isso a infra-escavação calculada para a secção rectangular é inferior à calculada para a secção circular). De facto, qualquer que seja o efeito que se pretenda (área, no caso de um edifício; área de compressão ou inércia, no caso de um pilar), a mudança de secção implica também mudança de dimensões. Deixando de parte o efeito de  $K_w$ , é interessante observar as proporções entre as infra-escavações de várias secções, quando apresentam a mesma área. Através da equação 14, obtém-se a razão entre a infra-escavação da secção de forma  $i$  e a da secção circular:

$$\frac{y_s \text{ secção } i}{y_s \text{ circular}} = K_{1 \text{ secção } i} \left( \frac{a_{\text{secção } i}}{a_{\text{circular}}} \right)^{0,65} \quad (20)$$

Secção do elemento	b/l <sup>(12)</sup>	$K_1$	$a_{\text{secção}}/a_{\text{círculo}}$	Proporção de Infra-escavação
Circular	1:1	1,00	1	<b>1,00</b>
Rectangular	1:1	1,22	0,89	<b>1,13</b>
	1:3	1,08	0,51	<b>0,70</b>
	1:5	0,99	0,40	<b>0,54</b>
Rectangular com nariz semi-circular	1:3	0,90	0,48	<b>0,56</b>
Rectangular com cantos chanfreados	1:4	1,01	0,44	<b>0,60</b>
Elíptica	1:2	0,83	0,71	<b>0,66</b>
	1:3	0,80	0,48	<b>0,50</b>

**Tabela 12 - Proporção das cavidades de infra-escavação para secções com a mesma área**

Estes valores são fruto da utilização da equação CSU, não tendo sido obtidos directamente em laboratório. Contudo, serão uma boa aproximação e justificação para a utilização de determinadas secções em pilares de pontes (como a rectangular com cantos chanfreados, ou com frente circular).

<sup>12</sup> Segundo a nomenclatura da tabela 8

### 3.7 Situações complexas de infra-escavação local

A maioria dos estudos efectuados centrou-se em elementos simples, geralmente pilares, tendo sido dada menor atenção ao efeito de grupos de estacas e maciços de encabeçamento. Extrapolam-se as várias combinações possíveis à execução de edifícios em ambiente aquático (por exemplo, o edifício poderá ter a sua base elevada em relação ao leito, correspondendo a superestrutura a um pilar e tendo estacas como fundação, com um maciço de encabeçamento a fazer a transição entre ambos).

A metodologia do HEC18 consiste em calcular a infra-escavação gerada por cada um dos elementos (edifício, maciço/sapata e estacas) e somá-las.

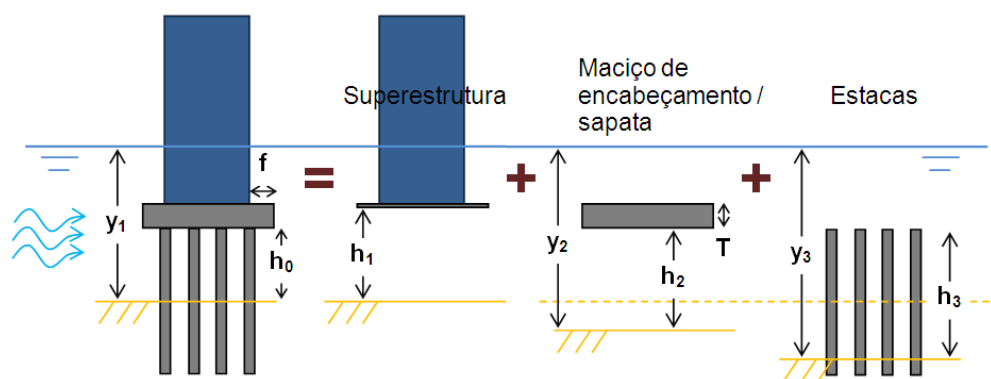


Figura 18 - Sobreposição de efeitos na infra-escavação local (adaptado de HEC 18)

Onde:

$f$	Distância entre os limites do edifício e da fundação / maciço de encabeçamento (m)
$h_0$	Distância entre a base do maciço de encabeçamento e a superfície inicial do leito (m)
$h_1$	$h_0 + T$ , Distância entre a base do edifício e a superfície inicial do leito (m)
$h_2$	$h_0 + y_{s \text{ edifício}} / 2$ , Distância entre a base do maciço de encabeçamento e a superfície do leito, após contabilização da infra-escavação gerada pelo edifício (m)
$h_3$	$h_0 + y_{s \text{ edifício}} / 2 + y_{s \text{ maciço}} / 2$ , Altura das estacas após contabilização das infra-escavações geradas pelo edifício e pelo maciço de encabeçamento (m)
$T$	Espessura do maciço ou sapata de fundação (m)
$y_1$	Profundidade inicial da corrente, a considerar na infra-escavação gerada pelo edifício (m)
$y_2$	$y_1 + y_{s \text{ edifício}} / 2$ , Profundidade da corrente a considerar na infra-escavação gerada pelo maciço de encabeçamento (m)
$y_3$	$y_1 + y_{s \text{ edifício}} / 2 + y_{s \text{ maciço}} / 2$ , Profundidade da corrente a considerar na infra-escavação gerada pelas estacas (m)

Outras variáveis serão utilizadas nos cálculos, nomeadamente:

a	Largura do edifício (m)
S	Distância entre o centro das estacas (m)
V <sub>1</sub>	Velocidade inicial da corrente, a considerar na infra-escavação gerada pelo edifício (m/s)
V <sub>2</sub>	V <sub>1</sub> (y <sub>1</sub> /y <sub>2</sub> ), Velocidade da corrente a considerar na infra-escavação gerada pelo maciço/sapata (m/s)
V <sub>3</sub>	V <sub>1</sub> (y <sub>1</sub> /y <sub>3</sub> ), Velocidade da corrente a considerar na infra-escavação gerada pelas estacas (m/s)

Deste modo, a infra-escavação local será dada pela expressão:

$$y_s = y_{s \text{ edifício}} + y_{s \text{ maciço/sapata}} + y_{s \text{ estacas}} \quad (21)$$

Em que cada componente é calculada pela equação CSU, ajustada às diferenças existentes entre a situação geral e a complexa.

### 3.7.1 Infra-escavação gerada pela superestrutura

Esta parcela da infra-escavação poderá ser calculada através da equação CSU, afectada de um coeficiente  $K_{h \text{ edifício}}$ , que pretende ter em conta a elevação do edifício e ainda o efeito protector que a existência de um maciço de encabeçamento saliente poderá gerar. A equação que define o valor de  $K_{h \text{ edifício}}$  é extensa, mas a sua representação gráfica é simples (HEC 18):

$$K_{h \text{ edifício}} = \left(0,4075 - 0,0669 \frac{f}{a_{\text{edifício}}}\right) - \left(0,4271 - 0,778 \frac{f}{a_{\text{edifício}}}\right) \frac{h_1}{a_{\text{edifício}}} + \left(0,1615 - 0,0455 \frac{f}{a_{\text{edifício}}}\right) \left(\frac{h_1}{a_{\text{edifício}}}\right)^2 - \left(0,0269 - 0,012 \frac{f}{a_{\text{edifício}}}\right) \left(\frac{h_1}{a_{\text{edifício}}}\right)^3 \quad (22)$$

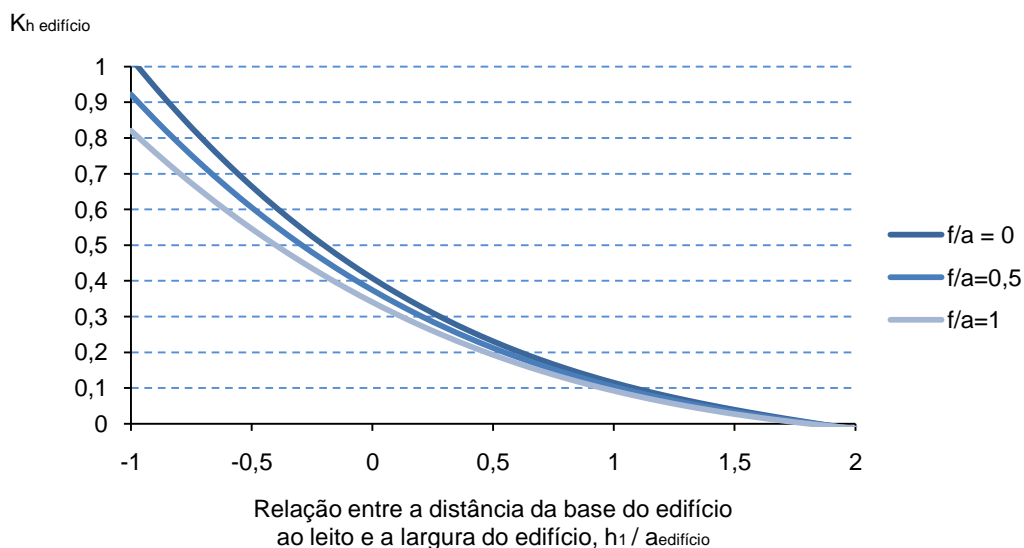


Gráfico 16 - Influência da elevação do edifício dentro da corrente

Pela leitura do gráfico 16, percebe-se que:

- O efeito protector gerado pela largura  $f$  é bastante limitado, mesmo para dimensões elevadas;
- Mesmo em situações onde a base do edifício se encontra abaixo da cota inicial do leito (valores negativos), existe um efeito benéfico em relação a ter um edifício muito profundo (efeito que se desvanece se a profundidade atingir valores semelhantes à largura do edifício);
- Caso a base do edifício se encontre à cota do leito, o efeito de  $K_h$  é bastante considerável, obtendo-se infra-escavações da ordem de apenas 40% da infra-escavação gerada por um elemento profundo.

### 3.7.2 Infra-escavação gerada pelo maciço de encabeçamento / sapata

Existem duas situações possíveis a considerar no cálculo do valor desta infra-escavação:

- **1ª situação: A base do maciço encontra-se acima do leito, quer seja inicialmente, quer seja apenas após a consideração da infra-escavação gerada pela super-estrutura.**

A técnica consiste em reduzir a largura do maciço,  $a_{\text{maciço}}$ , transformando-a numa largura equivalente de um elemento contínuo ( $a^*_{\text{maciço}}$ ), utilizando a expressão ou gráfico indicados de seguida (HEC 18) (denote-se que  $y_2$  se encontra limitado a  $3,5 a_{\text{maciço}}$ ):

$$\frac{a^*_{\text{maciço}}}{a_{\text{maciço}}} = e^{\left\{ -2,705 + 0,51 \ln\left(\frac{T}{y_2}\right) - 2,783 \left(\frac{h_2}{y_2}\right)^3 + \frac{1,751}{e\left(\frac{h_2}{y_2}\right)} \right\}}; \quad y_2 \leq 3,5 a_{\text{maciço}} \quad (23)$$

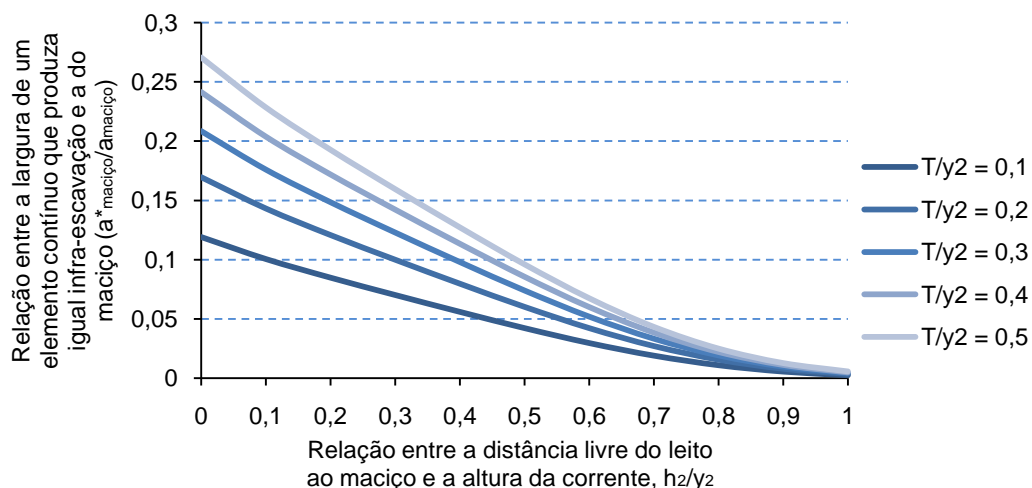


Gráfico 17 - Determinação de largura equivalente para maciços de encabeçamento / sapatas

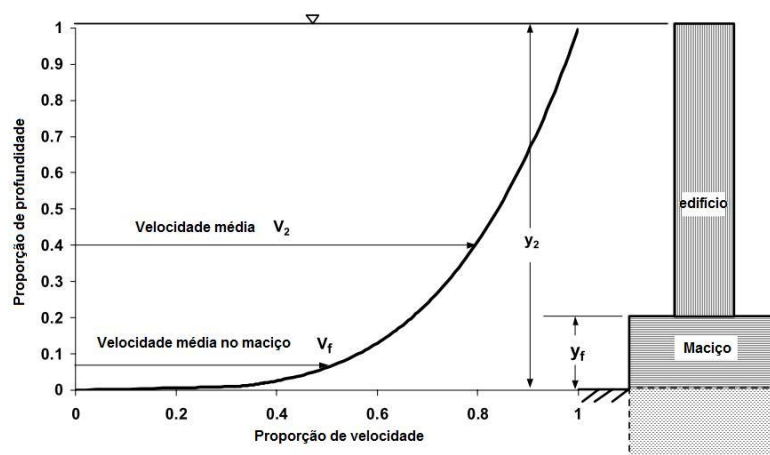


Posteriormente, utiliza-se a equação CSU, mas com as variáveis  $y_2$ ,  $V_2$  e  $a_{\text{maciço}}^*$  em vez de  $y_1$ ,  $V_1$  e  $a_{\text{maciço}}$ . Ao aplicar o factor  $K_w$ , também se deverão utilizar os novos parâmetros.

→ **2ª situação: A base do maciço / sapata encontra-se abaixo do leito do rio, mesmo após se ter considerada a profundidade de infra-escavação gerada pela super-estrutura.**

Nesta situação, o gráfico 17 não é válido por não se encontrar preparado para valores negativos de  $h_2$ . Considera-se, assim, o maciço/sapata como sendo equivalente a um pilar curto numa corrente baixa, com altura coincidente com o topo do bloco. A velocidade utilizada será a velocidade média dessa corrente fictícia.

Geralmente, o aumento da velocidade em altura é aproximável a uma curva logarítmica. Na figura seguinte, indicam-se as novas variáveis:



**Figura 19 - Distribuição de velocidades na corrente e definição de variáveis**

Em que:

$y_f$   $h_1 + y_{s \text{ edifício}} / 2$ , distância do leito (após degradação, infra-escavação de contracção e infra-escavação local da superestrutura), ao topo do maciço/sapata (m)

$V_f$  Velocidade média na corrente abaixo do topo do maciço/sapata (m/s)

$$\frac{V_f}{V_2} = \frac{\ln \left( 10,93 \frac{y_f}{k_s} + 1 \right)}{\ln \left( 10,93 \frac{y_2}{k_s} + 1 \right)} \quad (24)$$

Recorde-se que  $y_2 = y_1 + y_{s \text{ edifício}} / 2$ , e  $V_2 = V_1 (y_1 / y_2)$

E  $k_s$  representa a rugosidade do material do leito, habitualmente considerada  $d_{84}$  em solo arenoso (m).

Posteriormente utiliza-se a equação CSU, mas com as variáveis  $y_f$  e  $V_f$  e em vez de  $y_1$  e  $V_1$ . Ao aplicar o factor  $K_w$ , também se deverão utilizar os novos parâmetros. Para esta 2ª situação,

considera-se que a infra-escavação não atinge (ou atinge ligeiramente) as estacas de fundação, caso existam, pelo que a parcela relativa a estas deixa de ser contabilizada.

### 3.7.3 Infra-escavação gerada pelas estacas de fundação

A situação existente pode corresponder ao caso concreto de se terem estacas alinhadas entre si e com a corrente, ou ao caso geral de haver ângulo de ataque e distribuição generalizada de colunas. A estratégia utilizada será a mesma:

- Projectar a largura das estacas num plano normal à corrente;
- Determinar a largura efectiva de um pilar que produziria a mesma infra-escavação;
- Ajustar a profundidade da corrente, velocidade e altura de exposição do grupo de estacas para ter em conta as infra-escavações geradas pela super-estrutura e pelo maciço de encabeçamento;
- Determinar o factor de altura do grupo de estacas, baseado na altura de exposição acima do leito;
- Calcular a infra-escavação utilizando a equação CSU.

Para a situação de alinhamento, a projecção das estacas ( $a_{proj}$ ) corresponde à aglomeração das mesmas, como representado na figura 20. Caso não exista alinhamento, o HEC18 sugere um método expedito, que consiste em efectuar a medição das projecções considerando apenas as duas primeiras linhas e a primeira coluna.

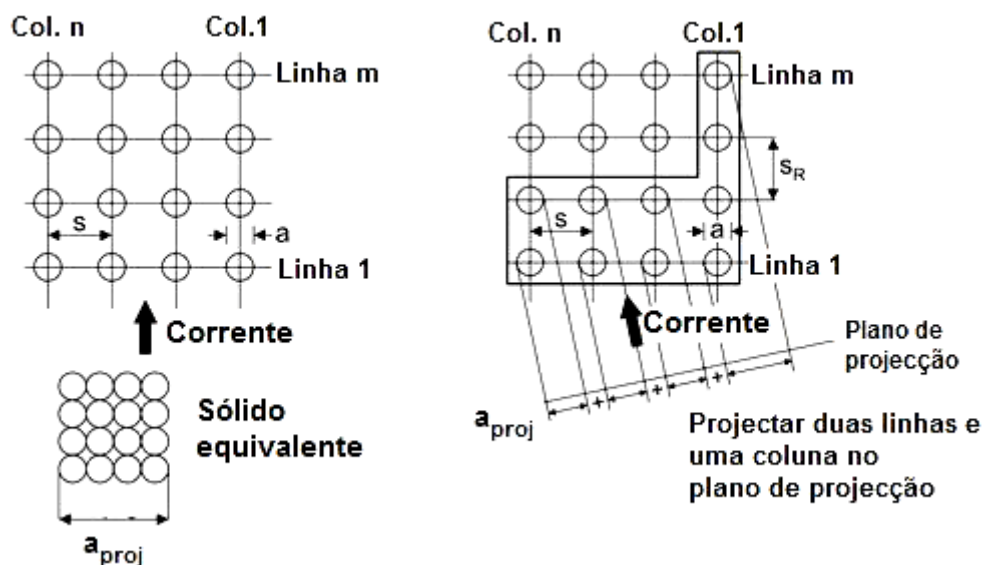


Figura 20 - Determinação da largura de projecção em conjuntos de estacas (adaptado de HEC 18)

A largura efectiva do grupo de estacas é obtida a partir da seguinte expressão:

$$a_{estacas}^* = a_{proj} K_{sp} K_m \quad (25)$$

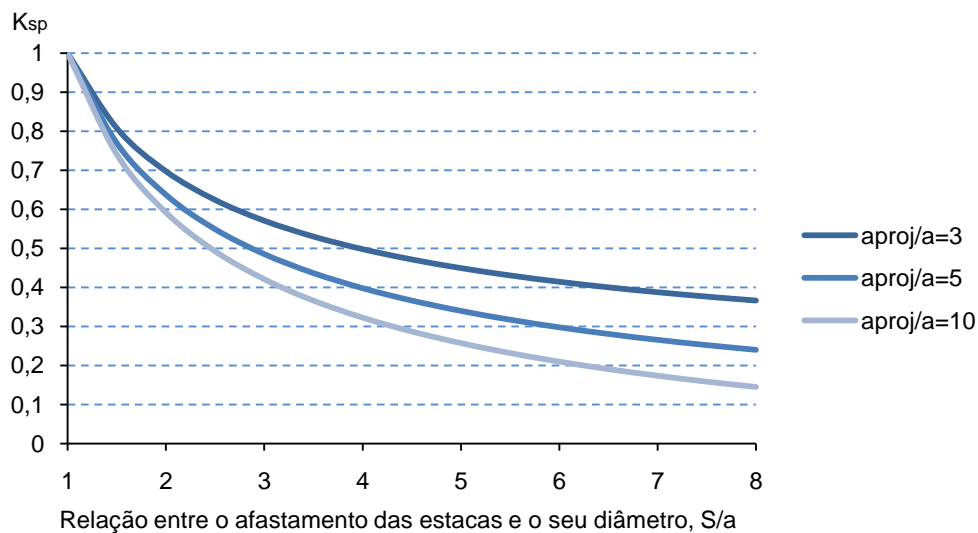
Em que:

$K_{sp}$  Coeficiente para considerar o afastamento entre estacas

$K_m$  Coeficiente para considerar o número de linhas de estacas O seu valor é 1,0 para a situação em que a corrente não se encontra alinhada com as estacas, pois a metodologia sugerida já tem em consideração indirectamente o número de linhas.

O valor de  $K_{sp}$  pode ser obtido pela equação 26 ou pelo gráfico 18:

$$K_{sp} = 1 - \frac{4}{3} \left[ 1 - \frac{1}{\left(\frac{a_{proj}}{a}\right)} \right] \left[ 1 - \left(\frac{S}{a}\right)^{-0,6} \right] \quad (26)$$



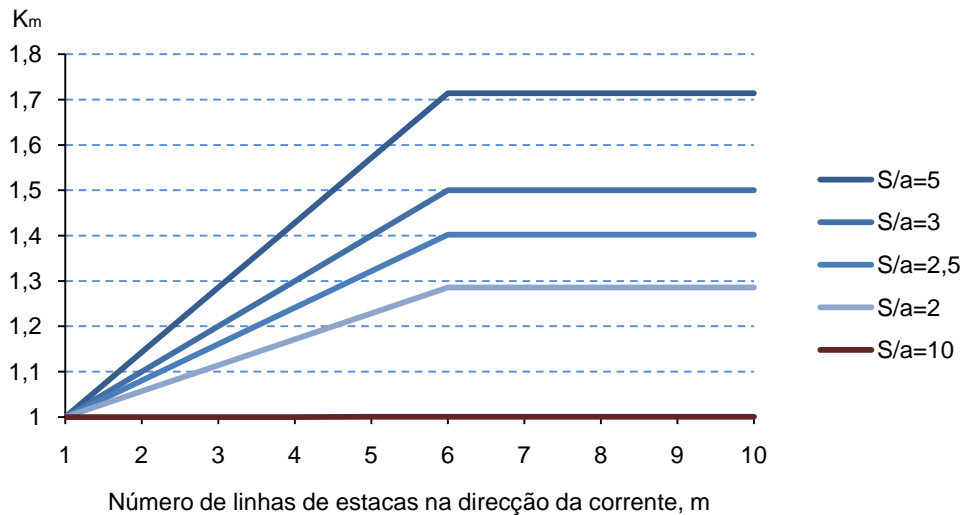
**Gráfico 18 - Efeito do afastamento entre estacas**

O valor de  $K_m$  pode ser obtido pela seguinte equação ou gráfico:

$$K_m = 0,9 + 0,10m - 0,0714(m - 1) \left[ 2,4 - 1,1 \left(\frac{S}{a}\right) + 0,1 \left(\frac{S}{a}\right)^2 \right] \quad (27)$$

Em que  $m$  representa o número de linhas de estacas na direcção da corrente e  $a$  o diâmetro da estaca.

A variação alterna, obtendo-se um máximo de infra-escavação para  $S/a = 5$  (ou seja, um espaço livre entre estacas adjacentes correspondente a 4 diâmetros). Para  $m > 6$ , o valor admite-se constante.



**Gráfico 19 - Efeito do número de linhas de estacas**

Para o cálculo da infra-escavação relativa às estacas, as novas grandezas serão:

$$y_3 = y_1 + y_{s \text{ edifício}} / 2 + y_{s \text{ maciço}} / 2$$

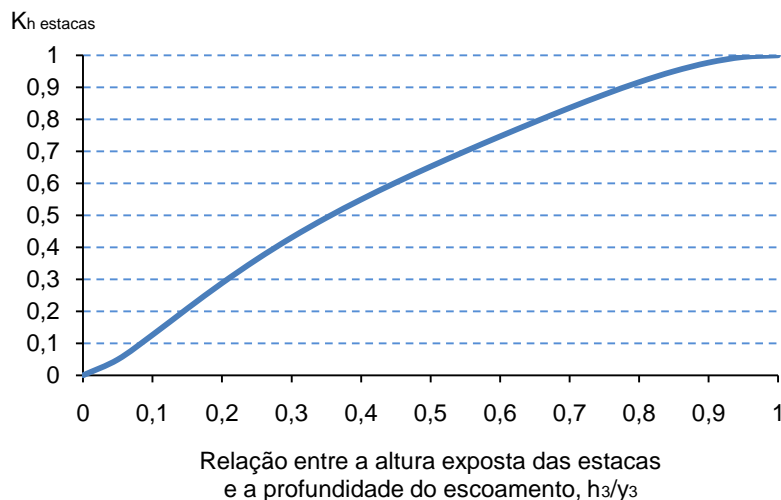
$$V_3 = V_1 (y_1 / y_3)$$

$$h_3 = h_0 + y_{s \text{ edifício}} / 2 + y_{s \text{ maciço}} / 2$$

De seguida, procede-se ao cálculo do factor  $K_{h \text{ estacas}}$ , que pretende ter em conta a altura das estacas sujeita à acção da corrente. Indicam-se de seguida a equação e gráfico correspondentes (atenção à limitação de  $y_3$  a  $3,5 a^*_{\text{estacas}}$ ).

$$K_{h \text{ estacas}} = \left[ 3,08 \frac{h_3}{y_3} - 5,23 \left( \frac{h_3}{y_3} \right)^2 + 5,25 \left( \frac{h_3}{y_3} \right)^3 - 2,10 \left( \frac{h_3}{y_3} \right)^4 \right]^{1/0,65} \quad (28)$$

$$y_3 \leq 3,5 a^*_{\text{estacas}}$$



**Gráfico 20 - Efeito do comprimento de exposição das estacas à corrente**

A equação de cálculo da profundidade de infra-escavação é a habitual equação CSU, mas agora com  $y_3$ ,  $V_3$  e  $a^*_{estacas}$ , em vez de  $y_1$ ,  $V_1$  e  $a$ , e com o novo factor multiplicativo  $K_{h\ estacas}$ .

### 3.7.4 Aplicação de conceitos e análise de resultados

Apesar dos resultados elevados obtidos na infra-escavação local de elementos contínuos, a **consideração da correcta forma do edifício pode reduzir bastante os valores de cálculo da infra-escavação**. Um edifício com base à cota original do leito (figura 21) vê a sua infra-escavação reduzida em cerca de 59%, e a infra-escavação gerada pelas estacas de fundação é bastante inferior à que seria gerada se o edifício continuasse em profundidade, dada a esbelteza e afastamento destas. Pretende-se mostrar, de seguida, que se conseguem obter valores viáveis de infra-escavação local, desde que se tomem medidas adequadas de projecto. Analisem-se as secções estudadas previamente:

- **Escoamento com as mesmas condições indicadas em 3.6.4.** Considera-se ainda que a base do edifício se encontra à cota do leito e que o maciço de encabeçamento se encontra incorporado na altura do edifício (ou seja, não requer cálculo independente).

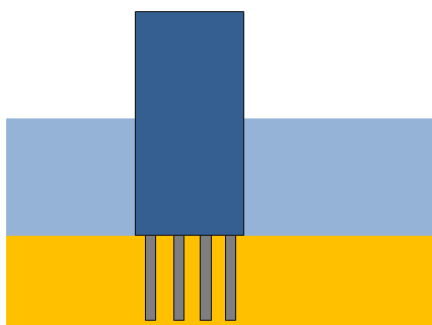


Figura 21 – Esquema representativo do edifício

Através da equação 22 (ou do gráfico 16), e considerando  $f=0$  (conservativo), obtém-se o valor de 0,41. Assim, a infra-escavação gerada pela superestrutura será apenas 41% dos valores indicados na tabela 12, sendo a redução evidente. Falta, contudo, calcular o efeito gerado pelas estacas de fundação. Admita-se:

- Estacas orientadas com a corrente, com alinhamentos de 4 em 4 metros e com 1 metro de diâmetro ( $S/a = 4$ ). O número de estacas por linha considerado corresponde ao máximo possível em largura (conservativo), tendo em conta o afastamento indicado e o arredondamento necessário. Admite-se, ainda, que existem no mínimo 6 linhas de estacas (conservativo).

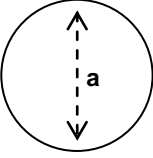
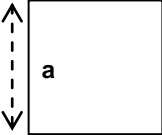
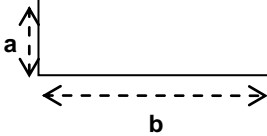
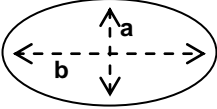
Circular	Quadrada	Rectangular 1:3	Elipsoidal 1:2
			
$a = 25\text{m}$	$a = 22,16\text{m}$	$a = 12,79\text{m}$ $b = 38,37\text{m}$	$a = 17,68\text{m}$ $b = 35,36\text{m}$
$y_s$ superestrutura $0,41 \times 18,2 = 7,5 \text{ m}$	$y_s$ superestrutura $0,41 \times 21,0 = 8,6 \text{ m}$	$y_s$ superestrutura $0,41 \times 14,0 = 5,7 \text{ m}$	$y_s$ superestrutura $0,41 \times 12,6 = 5,2 \text{ m}$
$S/a = 4$ 7 estacas por linha $a_{\text{proj}}/a = 7/1 = 7$	$S/a = 4$ 6 estacas por linha $a_{\text{proj}}/a = 6/1 = 6$	$S/a = 4$ 4 estacas por linha $a_{\text{proj}}/a = 4/1 = 4$	$S/a = 4$ 5 estacas por linha $a_{\text{proj}}/a = 5/1 = 5$
Equação 26: $K_{sp} = 0,35$ Equação 27: $K_m = 1,64$  $a^*$ estacas $0,35 \times 1,64 \times 7,0 = 4,02 \text{ m}$	Equação 26: $K_{sp} = 0,37$ Equação 27: $K_m = 1,64$  $a^*$ estacas $0,37 \times 1,64 \times 6,0 = 3,64 \text{ m}$	Equação 26: $K_{sp} = 0,44$ Equação 27: $K_m = 1,64$  $a^*$ estacas $0,44 \times 1,64 \times 4,0 = 2,89 \text{ m}$	Equação 26: $K_{sp} = 0,40$ Equação 27: $K_m = 1,64$  $a^*$ estacas $0,40 \times 1,64 \times 5,0 = 3,28 \text{ m}$
$y_3 = 12 + 7,5/2 = 15,75 \text{ m}$ $h_3 = 3,75\text{m}$ Equação 28: $K_h = 0,35$	$y_3 = 12 + 8,6/2 = 16,3 \text{ m}$ $h_3 = 4,3\text{m}$ Equação 28: $K_h = 0,38$	$y_3 = 12 + 5,7/2 = 14,85 \text{ m}$ $h_3 = 2,85\text{m}$ Equação 28: $K_h = 0,28$	$y_3 = 12 + 5,2/2 = 14,6 \text{ m}$ $h_3 = 2,6\text{m}$ Equação 28: $K_h = 0,25$
$Fr_1 = 0,5$ Equação 13: $V_1 = 5,42 \text{ m/s}$ $V_3 = 5,42(12/15,75) = 4,13 \text{ m/s}$ Equação 13: $Fr_3 = 0,33$	$Fr_1 = 0,5$ Equação 13: $V_1 = 5,42 \text{ m/s}$ $V_3 = 5,42(12/16,3) = 3,99 \text{ m/s}$ Equação 13: $Fr_3 = 0,32$	$Fr_1 = 0,5$ Equação 13: $V_1 = 5,42 \text{ m/s}$ $V_3 = 5,42(12/14,85) = 4,38 \text{ m/s}$ Equação 13: $Fr_3 = 0,36$	$Fr_1 = 0,5$ Equação 13: $V_1 = 5,42 \text{ m/s}$ $V_3 = 5,42(12/14,6) = 4,45 \text{ m/s}$ Equação 13: $Fr_3 = 0,37$
$y_s$ estacas = $0,35 \times 2 \times 1 \times 1 \times 1,1 \times 1 \times (4,02/15,75)^{0,65} \times 0,33^{0,43} \times 15,75 = 3,1 \text{ m}$	$y_s$ estacas = $0,38 \times 2 \times 1 \times 1 \times 1,1 \times 1 \times (3,64/16,3)^{0,65} \times 0,32^{0,43} \times 16,3 = 3,2 \text{ m}$	$y_s$ estacas = $0,28 \times 2 \times 1 \times 1 \times 1,1 \times 1 \times (2,89/14,85)^{0,65} \times 0,36^{0,43} \times 14,85 = 2,0 \text{ m}$	$y_s$ estacas = $0,25 \times 2 \times 1 \times 1 \times 1,1 \times 1 \times (3,28/14,6)^{0,65} \times 0,37^{0,43} \times 14,6 = 2,0 \text{ m}$
$Y_s = 7,5 + 3,1 = 10,6 \text{ m}$	$Y_s = 8,6 + 3,2 = 11,8 \text{ m}$	$Y_s = 5,7 + 2,0 = 7,7 \text{ m}$	$Y_s = 5,2 + 2,0 = 7,2 \text{ m}$

Tabela 13 - Cálculo da infra-escavação considerando fundações

O valor da infra-escavação diminuiu consideravelmente (cerca de 43%) em relação aos cálculos para elementos contínuos (tabela 11).

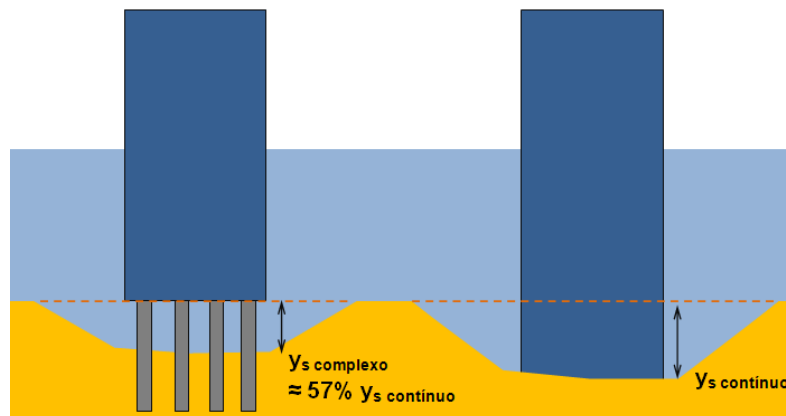


Figura 22 – Importância da forma das fundações na infra-escavação

Conclui-se, pela observação dos resultados, que **a infra-escavação local é controlável mesmo para elementos com a dimensão de edifícios**, desde que se considere uma adequada forma da estrutura. Ainda se poderá reduzir mais o valor obtido para a infra-escavação estimando com maior rigor os parâmetros, subindo a superestrutura em relação ao leito do rio ou alargando a base do edifício com elementos fixos de baixa espessura (efeito benéfico de anel gerado pelo maciço de encabeçamento, sem a desvantagem da sua espessura), entre outras hipóteses. A consideração mais rigorosa do formato das fundações também reduzirá o valor obtido.

No entanto, refira-se que a abordagem do HEC18 não é tida como o *state-of-art* das equações de estimativa de infra-escavação em situações complexas, pelo que um estudo mais aprofundado deverá incidir noutros autores, como *M. Sheppard (Sediment scour at piers with complex geometries, 2004, 2nd Int. Conf. on scour and erosion, World Scientific, Singapore)*.

Outro ponto prende-se com a direcção do escoamento. Secções demasiado longas podem gerar infra-escavações elevadas, quando existe ângulo de ataque não nulo entre o escoamento e o edifício. Assim, a secção rectangular apresentada apenas deverá ser utilizada quando o comportamento do escoamento se encontra devidamente definido.

### 3.8 Análise da infra-escavação em áreas afectadas por marés

Junto à região costeira poder-se-ão encontrar alguns dos melhores locais para construção em ambiente aquático, como estuários, baías, etc. São locais cujas características hidráulicas são frequentemente controladas por marés ou tempestades, não por cheias. A análise deste tipo de problemas passa primeiro pela obtenção de informações como a magnitude das marés, tempestades e caudais de corrente, procurando perceber-se se a infra-escavação será condicionada pelo mar (corrente com alternância de sentidos), pelo rio ou por ambos (mesmo sem haver alternância no

sentido do escoamento, a maré afecta o caudal escoado). Esta avaliação deverá ter em conta as situações extremas passíveis de ocorrer. Posteriormente calculam-se velocidades, profundidades e caudais, aplicando-se os mesmos processos de cálculo da infra-escavação indicados anteriormente, qualquer que seja a situação condicionante. A utilização das mesmas equações, criadas para escoamentos permanentes (independentes do tempo) em escoamentos dinâmicos, variáveis com as marés, deverá levar a valores conservativos, mas corresponde ao nível de conhecimentos actual (HEC 18).

À medida que o local de estudo de um percurso de água se aproxima do oceano, maior será o efeito da maré. Num determinado local, numa situação limite, a magnitude das marés será suficiente para, durante a maré cheia, provocar um caudal proveniente do oceano que anula o do rio. A jusante desse local haverá dois sentidos de corrente, sendo que a acumulação de água do rio durante a maré cheia proporcionará maiores velocidades de escoamento durante o esvaziamento da maré. Este é um dos factores que pode levar a alteração a longo prazo da profundidade do leito, mas outras situações são importantes, como o arrastamento de areias provenientes da costa. A análise é semelhante à utilizada para rios mas, como referido, não são situações estudadas na presente dissertação, por não serem directamente causadas pela presença do edifício.

Os procedimentos para cálculo das variáveis hidráulicas são diferentes consoante exista ou não contracção significativa na ligação entre o local afectado pelas marés e o oceano. Geralmente, os estuários são classificados como não contraídos e as entradas estreitas para baías como contraídas. Caso exista uma diferença assinalável de cotas da superfície da água entre o interior e o exterior da saída, existe seguramente constricção. Nesse caso, o comportamento da abertura é comparável a um orifício. Contudo, a não observação desse fenómeno para situações correntes não significa que não possa ocorrer em casos excepcionais de cheias ou tempestades. Assim, por vezes torna-se necessário recorrer a ambos os métodos, analisando-se posteriormente os resultados.

### **3.8.1 Passagem não contraída**

- Numa passagem não contraída, o procedimento passa por determinar a área disponível para escoamento, correspondente à secção natural menos a fracção ocupada pelo edifício, em função da altura do escoamento;
  
- Determinar o volume de água acumulada em função da altura do escoamento. Para isso, obter as sucessivas áreas em planta onde a água se acumula, a montante do edifício, recorrendo às curvas de nível de cartas topográficas, e multiplicar a média de áreas sucessivas pela variação de altura entre estas. O volume de água acumulado entre marés corresponde a aplicar este método entre as cotas mínima e máxima correspondentes a maré baixa e maré alta;



- Determinar a elevação em função do tempo, para a maré condicionante. A função co-seno (ou seno) fornece uma boa aproximação:

$$Y = A \cos\left(360 \frac{t}{T}\right) + Z \quad (29)$$

Em que:

- Y Elevação da água acima do nível médio (m)  
 A Máxima amplitude de elevação da água. Corresponde a metade da diferença entre o nível de maré cheia e o nível de maré vazia (m)  
 t Tempo desde o início do ciclo (min)  
 T Tempo que demora a completar-se um ciclo completo (Em Portugal, este valor oscila em torno de pouco mais de 12 horas). Pode medir-se entre marés cheias consecutivas, por exemplo (min)  
 Z Ajuste entre a cota topográfica e o nível médio da água do mar (m)

Sendo assim, a máxima variação entre preia-mar e baixa-mar corresponde a duas vezes o valor de A, para marés astronómicas. Caso haja interferência de tempestades, então a máxima variação e o período serão afectados, por existirem outros factores como o vento.

- Determinar caudais, velocidades e profundidades. O caudal máximo será dado pela seguinte expressão (HEC 18 citando Neill):

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{3,14 Vol}{60T} \quad (30)$$

Em que Vol representa o volume de água acumulada entre as maré vazia e cheia (m<sup>3</sup>)

Uma simplificação passa por admitir as margens como sendo verticais, caso a variação de áreas seja pouco significativa em função da altura de água. Nesse caso, pode-se evitar o cálculo em cada curva de nível, obtendo-se mais rapidamente o volume de água acumulada. A expressão será, então:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{3,14 A_s H}{60T} \quad (31)$$

Em que:

- A<sub>s</sub> Área em planta da região abrangida pela maré para o nível médio entre preia-mar e baixa-mar (m<sup>2</sup>)  
 H Variação de cota entre preia-mar e baixa-mar (m)

A máxima velocidade média será dada por:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{A_c} \quad (32)$$

Em que A<sub>c</sub> representa a área da secção no local de inserção do edifício, para nível médio entre preia-mar e baixa-mar (m<sup>2</sup>).

O valor obtido corresponde à velocidade média na secção, pelo que terá de ser ajustada para se estimar a velocidade no local de inserção do edifício. Estudos efectuados por Neill revelam que a máxima velocidade em estuários corresponde aproximadamente a um aumento de 30% sobre a velocidade média.

- Caso o estuário seja o prolongamento de um rio, o seu caudal poderá ser desprezado (se for insignificante), adicionado ao caudal máximo (se o aumento de cota no estuário devido a esse aumento de caudal for residual), ou tido em conta no volume de água acumulado (se o caudal for elevado e o estuário pequeno, situação que geralmente implica a utilização de *software* especializado);
- Após avaliar a razoabilidade dos resultados, efectuar o cálculo das infra-escavações pelos métodos habituais.

### 3.8.2 Passagem contraída

Numa passagem contraída, o procedimento passa por:

- Seguir o mesmo procedimento que nas passagens não contraídas, à excepção de algumas novas equações:

$$V_{m\acute{a}x\ estreito} = C_d \sqrt{2g \Delta H} \quad (33)$$

$$Q_{m\acute{a}x} = V_{m\acute{a}x\ estreito} A_{estreito} \quad (34)$$

Em que:

$C_d$  Coeficiente de descarga, <1 (habitualmente, toma-se o valor de 0,8)

$\Delta H$  Máxima diferença na superfície da água entre o interior da baía e o oceano (m)

$A_{estreito}$  Área da secção do estreito (m<sup>2</sup>)

Quando  $\Delta H$  é desconhecido por falta de medições, pode-se contornar a expressão. O caudal que atravessa o local de implantação do edifício (proveniente do rio e da maré) será semelhante ao que sai da baía. Assim, efectuam-se as medições de variação de cota da água exactamente a montante do local de edificação e utiliza-se a seguinte expressão:

$$Q_{rio} + A_s \frac{\Delta H_e}{\Delta T} = C_d A_{estreito} \sqrt{2g \Delta H} \quad (35)$$

Em que:

$A_s$  Área em planta da região abrangida pela maré para o nível médio entre preia-mar e baixa-mar ( $m^2$ )

$\Delta H_e$  Variação de cota na água num determinado intervalo de tempo  $\Delta T$ , a montante do edifício (m)

$Q_{rio}$  Caudal de descarga do rio ( $m^3/s$ )

Deve-se procurar a situação de maior valor para o membro esquerdo da equação.

### 3.8.3 Local costeiro

O cálculo da infra-escavação em ambiente marítimo carece da definição de uma nova variável, o número de Keulegan–Carpenter, que é dado pela expressão:

$$KC = \frac{VT}{L} \quad (36)$$

Em que:

V máxima velocidade da onda (m/s)

T período de oscilação (s)

L dimensão característica (por exemplo, o diâmetro de uma estaca) (m)

O efeito das marés é equivalente ao de um local não contraído (poder-se-ia calcular aproximadamente o volume de água acumulada por metro linear de costa), mas as velocidades são bastante reduzidas. A grande diferença para os rios prende-se com o efeito de correntes locais e da ondulação. Diversos estudos foram feitos tendo em conta o número de Keulegan-Carpenter. Contudo, estudos realizados por Rance (citado em Hoffmans e Verheij, 1997) indicam que a infra-escavação em ambiente marítimo é bastante reduzida em elementos de grandes dimensões (com números de Keulegan-Carpenter reduzidos), gerando-se, no máximo, apenas 6% a 18% da largura das secções circulares e quadradas, respectivamente, pelo que esse efeito é reduzido.

A quantidade de investigação da infra-escavação neste ambiente não é, de modo algum, equiparável à dos escoamentos de rios, pelo que a informação disponibilizada é mais escassa. Para um estudo mais aprofundado, poder-se-á consultar B. Sumer (*The mechanics of scour in the marine environment, World Scientific, 2002*).

### 3.9 Modelos laboratoriais

Naturalmente, apesar das equações apresentadas fornecerem boas estimativas da profundidade de infra-escavação, em situações mais complexas será sempre recomendável a execução de modelos físicos, de modo a otimizar as soluções estruturais. A escala do modelo tem por base a manutenção do número de Froude da situação real.

Em situações de cheia em solos arenosos, encontra-se frequentemente infra-escavação com transporte generalizado de material, com a configuração do leito lisa. No entanto, como geralmente não se consegue utilizar material do leito à escala do modelo laboratorial, poderão surgir no modelo rugas ou dunas, correspondentes a situações bastante diferentes de infra-escavação. Assim, recomenda-se a utilização de um material com velocidade crítica mesmo abaixo da velocidade do modelo (limite da infra-escavação sem transporte), de modo a se obter a máxima profundidade de infra-escavação.

A par com os modelos tradicionais diversos factores têm sido estudados, sendo actualmente um deles o efeito da proporção entre a dimensão do elemento (pilar, edifício, estaca) e o diâmetro do material constituinte do leito. Vários estudos (inclusive em Portugal) pretendem comprovar que, quando essa relação é elevada (como tipicamente o será), o valor total da infra-escavação será bastante inferior ao estimado pelas equações existentes (geralmente desenvolvidas por resultados de laboratório obtidos com elementos de dimensões reduzidas).

## 4 Estrutura do edifício

### 4.1 Efeito da velocidade do escoamento

A energia mecânica total por unidade de peso de água, medida em metros de coluna de água equivalente, é dada pela expressão:

$$H = \frac{p}{\gamma} + z + \frac{u^2}{2g} \quad (37)$$

Em que (Quintela, 1998):

H	Carga total (energia mecânica por unidade de peso), correspondente à altura equivalente de coluna de água (m)
$p/\gamma$	Altura piezométrica (energia de pressão da unidade de peso de líquido submetido à pressão $p$ ). Um elemento situado no seio de água em repouso, tem um aumento de energia de pressão deste valor, em relação a outro localizado na superfície, mas à custa da diminuição da energia de posição $z$ (m)
$z$	Cota geométrica, medida em relação a um plano horizontal de referência, que representa a energia de posição de uma unidade de peso líquido situada à cota $z$ . A movimentação de um elemento de peso unitário da cota zero para a cota $z$ corresponde a um trabalho de valor $z$ (m)
$u^2/(2g)$	Altura cinética, corresponde à energia cinética por unidade de peso. Um elemento de peso unitário cede, quando a sua velocidade se anula, uma energia igual a $u^2/2g$ (m)

Quando se admite que a superfície do edifício provoca a estagnação total do escoamento (parede perpendicular ao escoamento, de grandes dimensões), existe um aumento de pressão dado pelo termo cinético. Multiplicando-se todos os termos da equação anterior por  $\gamma$  e admitindo o plano  $z$  à superfície livre imediatamente a montante do edifício, fica-se então com a expressão que define a pressão suportada pela parede do edifício:

$$\gamma H = \gamma \left( h + \frac{u^2}{2g} \right) \quad (38)$$

Assim, a pressão total é igual à pressão hidrostática  $\gamma h$ , medida a montante do edifício, mais a pressão dinâmica, em que o termo dinâmico que se encontra dentro do parêntesis pode ser interpretado como uma altura de água equivalente, somada à real altura de água,  $h$ . Analise-se, agora, a influência da parcela dinâmica, tendo em conta os seguintes pontos:

- A distribuição de velocidades de um escoamento não é constante, seguindo aproximadamente uma distribuição logarítmica, decrescente em profundidade. Ou seja, ao longo da superfície de um edifício, aos máximos da parcela hidrostática de pressão correspondem os mínimos da parcela hidrodinâmica de pressão;
- Se em vez de apresentar uma parede perpendicular ao escoamento de grandes dimensões, o edifício tivesse antes uma forma mais hidrodinâmica, não provocaria a estagnação total do escoamento, pelo que a pressão dinâmica gerada na superfície seria inferior.
- As velocidades máximas que se deverão atingir em locais adequados para a construção de edifícios, mesmo em períodos de cheia, são relativamente reduzidas, pelo que corresponderão a colunas de água equivalentes de reduzida dimensão.

Tendo em conta estes dados, percebe-se que a importância da parcela dinâmica é relativamente reduzida quando comparada com a parcela hidrostática, uma vez que, para ser viável a construção de um edifício, necessitar-se-á de uma profundidade relativamente elevada, e será nestes locais que as solicitações sobre a estrutura serão maiores. Veja-se o exemplo seguinte.

#### 4.1.1 Aplicação de conceitos e análise de resultados

- **Admita-se o edifício quadrado, com 12 metros de altura imersa:**

Na sua base, a pressão estática é de 12 metros de coluna de água, e a parcela dinâmica é aproximadamente nula (junto ao leito).

No seu topo, a parcela estática é nula. Para que houvesse uma solicitação de pressões tão elevada como na base, ter-se-ia de ter:

$$12 = \frac{u^2}{2g} \Leftrightarrow u = 15,3 \text{ m/s}$$

É uma velocidade impraticável na superfície dos locais onde tipicamente se admitiria a construção de um edifício. Senão, veja-se: a velocidade média de um escoamento é tipicamente da ordem dos 80% da velocidade máxima (figura 19), pelo que nesta situação seria aproximadamente 12,3 m/s. A esse valor, corresponderia um número de Froude igual a 1,13, totalmente incompatível com os escoamentos estudados.

Contudo, ainda que com valores um pouco mais baixos, a sobreposição do efeito dinâmico ao da pressão hidrostática aumentará sempre a envolvente de pressões, podendo ser importante seleccionar-se uma forma mais hidrodinâmica do que a quadrada.

## 4.2 Efeito global da pressão da água

Existem três resultantes, com direcções ortogonais:

- **Impulsão**: resultante vertical ascendente, com o valor do peso de uma quantidade de água igual ao volume submerso do edifício. Trata-se do conhecido teorema de Arquimedes e é um problema habitual da construção civil, quando se constroem edifícios soterrados sujeitos a níveis freáticos elevados.
- **Resistência**: também designada por força de arrastamento, é uma força paralela à direcção do escoamento, que se gera pela resultante nessa direcção das forças de contacto que a água produz no edifício. Apenas existe se houver água em movimento e promove o arrastamento do edifício.
- **Sustentação**: Força resultante horizontal e perpendicular ao escoamento, que se gera pela resultante nessa direcção das forças de contacto<sup>13</sup>. Naturalmente, também só existe se houver água em movimento. Caso a secção do edifício seja simétrica em relação a um plano paralelo ao escoamento, não existe este fenómeno, pois as forças anulam-se mutuamente.

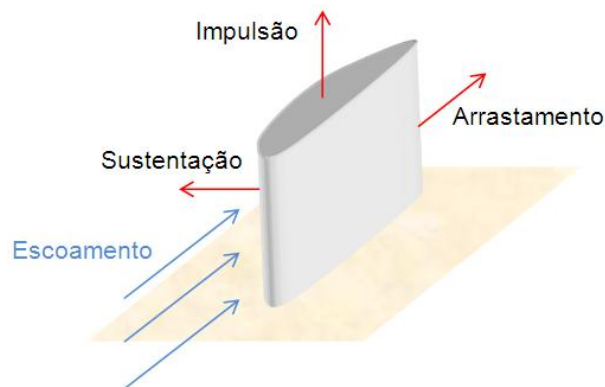


Figura 23 - Representação esquemática das forças resultantes geradas pela água

Se mesmo por métodos analíticos (integração simples) a impulsão é facilmente calculável, o mesmo não é válido para as outras duas resultantes, pois dependeriam do conhecimento da pressão em cada ponto (incluindo o efeito da turbulência, que influencia bastante a pressão). Sendo assim, o seu cálculo é geralmente efectuado com recurso a coeficientes de resistência ( $C_R$ ) e sustentação ( $C_S$ ), obtidos por via experimental. Estes coeficientes dependem do número de Reynolds gerado no escoamento pela presença do edifício, mas são aproximadamente constantes para uma determinada

---

<sup>13</sup> A sustentação é a força que suporta um avião em voo. Nessa situação, compreende-se melhor a utilização da palavra “sustentação”, por ter um efeito de suporte. No caso do edifício, o efeito é horizontal, perpendicular ao escoamento.

gama de valores, compatível com grande parte das situações. Em relação à sustentação, a sua aplicação prática será mais importante na aeronáutica. Já a resistência é relevante para o tema desta dissertação. Na tabela 14 apresentam-se alguns valores do coeficiente de resistência, indicados em Quintela 1998, para escoamentos turbulentos com  $2 \times 10^5 > Re > 10^4$ :

Secção do edifício	$C_R$
Circular → ○	1,17
Quadrada → □	2,05
Quadrada, 45° → ◇	1,55

**Tabela 14 - Coeficientes de resistência**

Após obtido o coeficiente de resistência, o método utilizado para calcular a resultante também depende do termo dinâmico da pressão. Multiplica-se este pelo coeficiente de resistência (para ter em conta a forma hidrodinâmica do edifício) e pela área de projecção do edifício (tipicamente o produto da base pela altura submersa), obtendo-se a força de arrastamento que as fundações do edifício terão de suportar. A expressão é:

$$F_{arrastamento} = C_{RY} \frac{u^2}{2g} A_{projecção} \quad (39)$$

De seguida, verifica-se a ordem de grandeza da impulsão (igual para todos os edifícios) e da resistência (para os edifícios de secção quadrada e circular).

#### 4.2.1 Aplicação de conceitos e análise de resultados

→ **Escoamento com 12 metros de altura e número de Froude igual a 0,5 (V=5,4m/s)**

A impulsão associada a todas as secções é igual ao produto do peso volúmico da água pela área em planta do edifício, e pela altura do escoamento:

$$Impulsão = 9,81 \times 491 \times 12 = 57200 \text{ KN}$$

A impulsão não é equilibrável pelo peso próprio se o edifício se encontrar totalmente debaixo de água, a não ser que se recorra a um elevado maciço de betão. Para se perceber isso admita-se, simplificadaamente, que a maior parte do peso próprio advém das paredes exteriores (com 30 cm de espessura), lajes com 20 cm de espessura e base com 1 metro de



espessura. Estude-se o edifício circular, por hipótese. Se o edifício tiver 12 metros de altura e 4 pisos, terá como peso próprio:

Paredes:  $0,3 \times 12 \times 25 \pi \times 25 = 7069 \text{ KN}$

Lajes (incluindo cobertura):  $4 \times 491 \times 25 \times 0,2 = 9820 \text{ KN}$

Base:  $491 \times 25 = 12275 \text{ KN}$

Peso próprio  $\approx 29200 \text{ KN}$

O peso próprio da estrutura seria, nesta situação, da ordem de metade da impulsão. A edificação de vários pisos acima do nível da água pode resolver esta situação, mas seriam necessários cerca de 12 pisos para haver equilíbrio de valores.

Caso não seja uma situação desejável, facilmente se equilibraria a impulsão com recurso a um maciço espesso de betão, que em vez de apresentar 1 metro, apresentaria cerca de 3,5 metros de espessura (valor que se pode considerar algo elevado).

Outra hipótese passa por dimensionar as estacas de fundação de modo a funcionarem à tracção. Através da colocação de extensómetros nas estacas de estruturas tradicionais, verifica-se que é corrente estas funcionarem por atrito lateral, sendo a sua resistência de ponta por vezes pouco importante, dependendo do seu comprimento. Esse mesmo atrito pode ser aproveitado para que as estacas resistam à tracção, situação corrente em estaleiros navais.

Naturalmente, as estacas poderão ser pré-esforçadas ou então poderá ser feita uma conjugação de métodos (peso próprio mais estacas), de modo a que estas apenas sejam traccionadas na presença de escoamentos de altura pouco provável (o valor de 12 metros dos exemplos estudados encontra-se nessa situação).

Para o cálculo das forças de resistência, é importante indicar-se que os números de Reynolds associados são  $5,4 \times 25 / 10^{-6} = 1,35 \times 10^8$  (secção circular) e  $5,4 \times 22,16 / 10^{-6} = 1,20 \times 10^8$  (secção quadrada), bastante superiores ao intervalo definido, o que será uma situação conservativa.

**Força de resistência - secção circular:**  $1,17 \times 9,81 \times 5,4^2 \times 12 \times 25 / (2 \times 9,81) = 5120 \text{ kN}$

**Força de resistência - secção quadrada:**  $2,05 \times 9,81 \times 5,4^2 \times 12 \times 22,16 / (2 \times 9,81) = 7950 \text{ kN}$

A força de arrastamento é facilmente equilibrável por resistência ao corte das fundações, mesmo para a secção quadrada. Ainda que a resistência fosse apenas garantida por varões de aço A500, ter-se-ia:

$$1,5 \times 7950 = A_s \frac{f_{syd}}{\sqrt{3}} \Leftrightarrow A_s = 475 \text{ cm}^2 \rightarrow 97 \Phi 25 \text{ mm}$$

Analise-se agora o momento gerado na hipótese da secção rectangular: a força de 7950 kN é centrada no ponto de velocidade média, a cerca de 40% da altura do escoamento (figura 19), o que corresponde a aproximadamente 4,8 metros. Produz, assim, um momento da ordem dos 38000kNm. Aplicando o coeficiente de segurança 1.5, ter-se-ia cerca de 57000kNm.

Um excesso de peso próprio, em relação à impulsão, de cerca de 5200kN é suficiente, ou então garantir que as estacas a jusante suportam o equilíbrio através de uma força de tracção, que seria reduzida (mesmo que apenas colaborassem as estacas da fila mais a jusante, elas teriam apenas de equilibrar 2600kN, aproximadamente).

**Percebe-se que o equilíbrio das forças resultantes geradas pela água é facilmente obténivel**, em especial a força de arrastamento (o edifício estudado é pouco hidrodinâmico, mas mesmo assim, equilibrável) e a de sustentação.

### 4.3 Influência da forma nos esforços gerados

Como já observado a propósito de vários pontos desta dissertação, a forma do edifício é um dos pontos-chave para a optimização de um edifício inserido na água. Formas mais hidrodinâmicas podem reduzir bastante a infra-escavação, as tensões dinâmicas e as forças de arrastamento, mas serão mais difíceis de executar e poderão ser menos eficazes na distribuição das tensões hidrostáticas (o efeito de arco na secção circular é melhor do que na secção elipsoidal, por exemplo). Assim, neste ponto procura-se perceber, com a ajuda de *software* de cálculo automático de estruturas (CSI SAP2000 V12.0.0), as diferenças existentes entre diversas secções distintas.

A qualidade de uma solução estrutural depende de vários aspectos. É prática corrente, no cálculo de reservatórios de água, que não se aceite fendilhação do betão para a acção da pressão da água, por uma questão de qualidade e durabilidade. Essa condição permite, habitualmente, que a posterior verificação ao estado limite último seja efectuada facilmente. Se num reservatório é fácil perceber qual a maior altura de água possível, num escoamento esse parâmetro é variável com o tempo e, do mesmo modo que no cálculo da infra-escavação, depende de valores estatísticos. Presume-se, no entanto, que a condição de não fendilhação deve ser garantida até alturas de escoamento de período de retorno relativamente raro, por uma questão de qualidade e durabilidade. Para um escoamento superior, será aceitável a necessidade de reparações.

#### 4.3.1 Definição de parâmetros

Neste ponto, admitem-se várias hipóteses (também representadas nos esquemas expostos) que permitem uniformizar os cálculos apresentados e viabilizar a comparação posterior dos resultados.

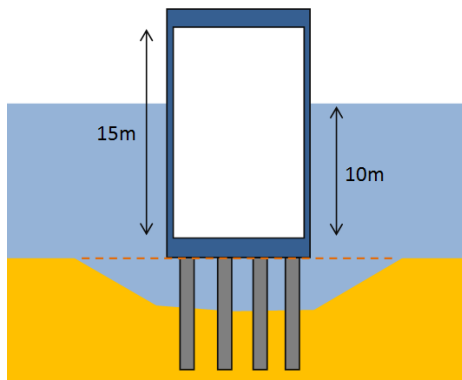


Figura 24 - Corte genérico do edifício

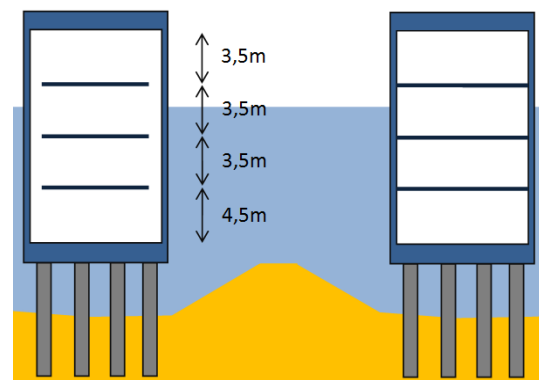


Figura 25 – Não consideração (esq.) ou consideração (dir.) do contacto entre as lajes e as paredes exteriores

- O escoamento tem altura suficiente para pressionar as paredes exteriores (que são o objecto de estudo neste ponto) em 10 metros de altura, sendo este o valor de frequência rara;
- As paredes têm 15 metros de altura. Verificou-se que considerar dimensões superiores alterava residualmente os resultados, mas deste modo terão genericamente maiores deformações e esforços do que com apenas 10 metros.
- O topo do edifício define-se como um encastramento deslizante, pois a grande rigidez que é admitida nas suas vigas (em comparação com as paredes) impede aproximadamente as suas rotações, e a rigidez axial da laje impede os deslocamentos horizontais (não esquecer a simetria das soluções e pressão da água, que inviabilizam movimentos horizontais que não impliquem contracção da laje). O deslocamento vertical não é impedido e pode ser originado por flexão das paredes.
- A base das paredes encontra-se encastrada no maciço de encabeçamento das estacas, dada a muito superior rigidez de flexão deste;
- Os edifícios são estudados considerando apenas as paredes exteriores e o eventual contacto com os pisos. Quando não se considerar interação com os pisos (lado esquerdo da fig. 25), então as paredes exteriores resistem à pressão hidrostática sem apoios intermédios. Quando se considerar a interação com os pisos (lado direito da fig. 25), admite-se que estes serão 4, tendo o piso inferior 4,5 metros altura e os restantes 3 pisos 3,5 metros de altura. A necessidade de outros elementos estruturais periféricos (nomeadamente vigas e pilares) será discutida com base na análise dos valores. A estrutura interior de suporte dos pisos é irrelevante para este dissertação.

- As formas são estudadas como sendo totalmente de betão. O objectivo deste ponto é estudar a forma, não uma estrutura complexa. O efeito de aberturas (para colocação de painéis transparentes, que permitam visibilidade) é também discutido.
- O betão considerado é da classe C40/50 (superior ao exigido para a exposição XS3), ao qual corresponde um valor de  $f_{ctm}$  de 3,5MPa, e o recobrimento utilizado é 6,5cm (Tabela 4).

### 4.3.2 Metodologia de verificação dos dados

Um modo de testar a eficácia passa por avaliar a espessura necessária para que as paredes exteriores não apresentem fendas estruturais relevantes quando sujeitas à pressão hidrostática.

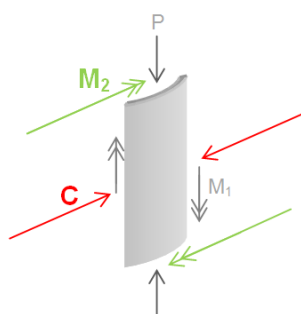
$$M_{cr} = \frac{bh^2}{6} \times f_{ctm} \quad (40)$$

Ao longo dos próximos pontos serão utilizadas as mesmas espessuras tipo, pelo que é vantajoso saber desde já o valor dos seus momentos de fendilhação (tabela 15).

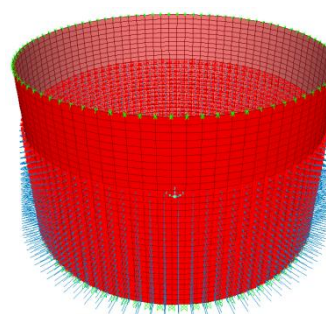
h	30 cm	40 cm	55 cm
$M_{cr}$	53 kNm/m	93 kNm/m	176 kNm/m

**Tabela 15 - Momentos de fendilhação de diversas secções**

A contribuição da compressão gerada pelo peso próprio da estrutura (P) é irrelevante, dada a grande dimensão da secção das paredes exteriores, pelo que não existe aumento do momento de fendilhação (trata-se de flexão simples, aproximadamente). A **fendilhação horizontal** surge assim quando  $M_2$  supera  $M_{cr}$ . A eventual abertura de fendas verticais (pouco provável, dado os baixos valores de  $M_1$ ) poderá ser evitada em situações onde o efeito de compressão de arco (C) seja relevante. Na figura 26 indicam-se os esforços em questão, a cor os mais relevantes.



**Figura 26 - Esforços relevantes num elemento da parede exterior**



**Figura 27 - Esquema representativo da pressão hidrostática**

### 4.3.3 Secção circular

#### → Paredes sem interacção com os pisos

O primeiro estudo corresponde à forma circular, sem considerar o contacto entre os pisos e as paredes. É, portanto, um típico reservatório circular (mas em que a água está no exterior). Aplicam-se as espessuras de 30 cm e 40 cm.

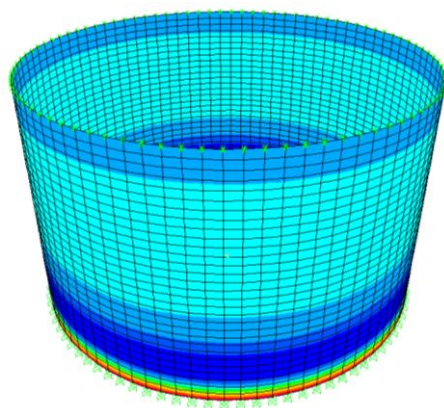


Figura 28 -  $M_2$ , secção circular

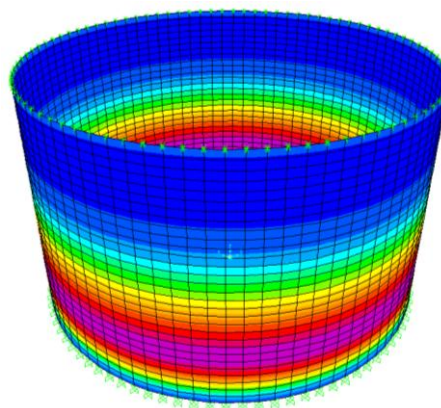


Figura 29 - C, secção circular

Espessura	Negativo – tracções do lado exterior	Positivo – tracções do lado interior	Compressão máxima
30 cm	Base $87 > 53$ kNm/m	$\approx 2$ m $22 < 53$ kNm/m	$\approx 3,5$ m $814$ kN/m (2,7MPa)
40 cm	Base $112 > 93$ kNm/m	$\approx 2,5$ m $29 < 53$ kNm/m	$\approx 3,5$ m $759$ kN/m (1,9MPa)

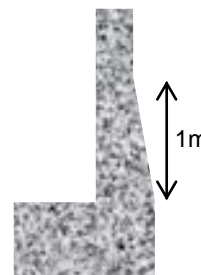
Tabela 16 - Esforços gerados na secção circular sem pisos

Em primeiro lugar, observe-se a ordem de grandeza dos momentos. Mesmo sem qualquer apoio intermédio em altura (os pisos não estão aqui considerados) apresentam valores baixos, tendo em conta que o vão, para efeitos de flexão, é de 15 metros. Torna-se claro que **o edifício está a equilibrar as cargas praticamente apenas por efeito de arco**, como seria de esperar (caso não houvesse encastramentos nos topos, o efeito seria ainda mais evidente).

A observação dos valores indica, também como esperado, que um aumento da espessura leva a um aumento da componente de flexão (por aumento da rigidez de flexão), reduzindo-se o efeito de compressão de arco. Como os valores obtidos indicam que ocorre fendilhação na base, a solução poderia passar por um aumento iterativo da espessura, porque este eleva mais rapidamente o valor do momento de fendilhação do que o valor do momento actuante. Contudo, uma vez que o problema não existe para os momentos positivos máximos, o aumento global da espessura seria uma solução ineficiente. Verifica-se que **um espessamento da base para 55 cm** resolve o problema. É suficiente efectuar esse espessamento através de uma variação linear entre a base (55 cm), e 1 m de

altura (com a espessura normal, de 30 ou 40 cm). São necessários 55 cm devido ao aumento do momento flector na base, inerente ao aumento de rigidez gerado pelo espessamento. Tem-se assim:

Espessura	Negativo – tracções do lado exterior
30 cm Base 55 cm	Base <b>171 &lt; 176 kNm/m</b>
40 cm Base 55 cm	Base <b>164 &lt; 176 kNm/m</b>



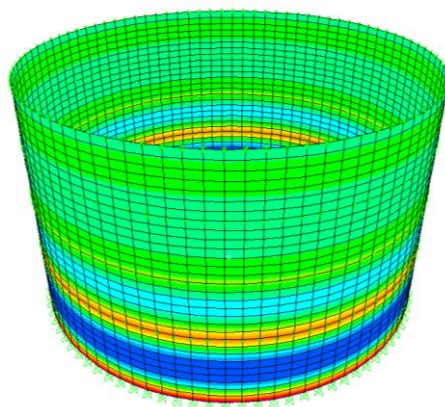
**Tabela 17 - Momentos flectores na base após espessamento**

**Figura 30 - Esquema do espessamento**

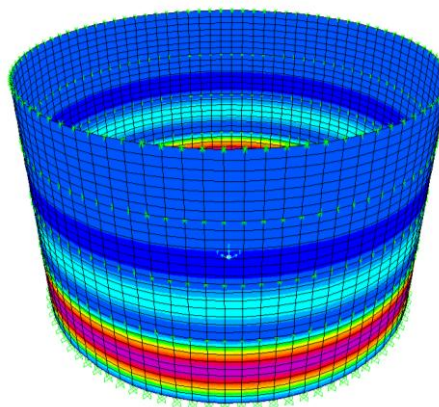
É interessante notar que o momento actuante é inferior para 40 cm, uma vez que a variação de rigidez nesta solução é menos elevada, *pullando* menos os esforços para o encastramento.

### → Paredes com interacção com os pisos

Nesta secção, dados obtidos mostram que os pisos impedem ou não a rotação das paredes é praticamente irrelevante<sup>14</sup>.



**Figura 31 - M<sub>2</sub>, circular com pisos**



**Figura 32 - C, circular com pisos**

Espessura	Negativo – tracções do lado exterior	Positivo – tracções do lado interior	Compressão máxima
30 cm	Base <b>84 &gt; 53 kNm/m</b>	≈ 2,25 m <b>36 &lt; 53 kNm/m</b>	≈ 2,25 m <b>517 kN/m</b>
40 cm	Base <b>97 &gt; 93 kNm/m</b>	≈ 2,25 m <b>44 &lt; 93 kNm/m</b>	≈ 2,25 m <b>375 kN/m</b>

**Tabela 18 - Esforços gerados na secção circular com pisos**

<sup>14</sup> As diferenças de cores entre imagens não devem ser interpretada numa escala absoluta. Tenha-se antes presente que o vermelho representa os máximos negativos e o azul-escuro os positivos.

**Poder-se-ia supor que a inserção dos pisos diminuiria substancialmente os esforços, o que não se verificou.** As paredes passaram a funcionar também por flexão, como uma laje encastrada na base com apoios ao nível dos pisos (logo, o crescimento dos momentos positivos foi considerável). Novamente se verifica que o espessamento de 55 cm resolve o problema da fendilhação na base.

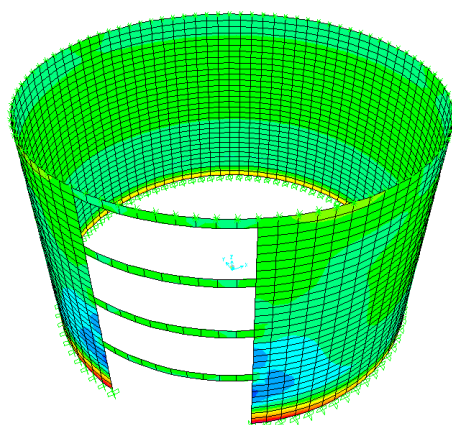
Espessura	Negativo – tracções do lado exterior
30 cm Base 55 cm	Base <b>159 &lt; 176 kNm/m</b>
40 cm Base 55 cm	Base <b>138 &lt; 176 kNm/m</b>

**Tabela 19 - Momentos flectores na base após espessamento, considerando interacção com pisos**

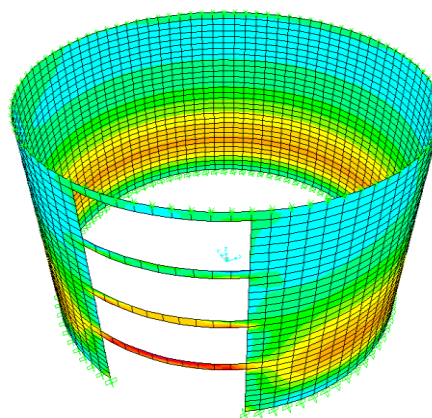
Ao nível dos pisos surgem momentos negativos relevantes, mas que nesta situação foram sempre inferiores aos momentos de fendilhação. Na pior das situações, com paredes de 30 cm ainda sem espessamento, surge um momento de 52 kNm/m sobre a laje, praticamente idêntico ao de fendilhação. Após a consideração do espessamento, o aumento de rigidez da base baixa os esforços sobre os apoios intermédios, reduzindo ligeiramente o momento para 47 kNm/m.

#### → Efeito de aberturas

A colocação de painéis transparentes implica a existência de aberturas na estrutura que têm, naturalmente, efeito na distribuição de esforços. Após modelação, verifica-se que esse efeito deixa de ser sentido poucos metros ao lado das aberturas, onde os esforços existentes estabilizam nos valores da estrutura sem aberturas. A compressão de arco não se perde, antes tende para os elementos que fecharem o círculo, e é facilmente suportável por esforço axial das vigas que terão de ser dispostas no contorno das aberturas ou, no caso de haver laje, por compressão desta. Nas figuras 33 e 34 observa-se a dispersão de valores na situação mais condicionante: sem reforços ou pisos, onde o efeito de arco, benéfico, sofre maior concentração devido às aberturas.



**Figura 33 -  $M_2$ , circular com aberturas**



**Figura 34 - C, circular com aberturas**



O aumento da rigidez periférica das aberturas é fundamental para controlo de deformações e suporte dos painéis, com as suas conseqüentes reacções devidas à pressão da água. Esse aumento de rigidez pode ser obtido através da colocação de vigas e pilares em todo o contorno das aberturas.

#### 4.3.4 Secção quadrada

##### → Paredes sem interacção com os pisos

Não considerar o apoio dos pisos leva a esforços demasiado elevados (momentos negativos da ordem dos 700 kNm/m), totalmente incompatíveis com a gama de espessuras admissíveis. Será sempre necessário recorrer a apoios intermédios.

##### → Paredes com interacção com os pisos

Admitir-se que os pisos têm ou não capacidade de impedir a rotação é relevante para os resultados, pelo que se apresentam sempre dois valores: sem impedimento de rotações (apoio móvel ao nível de cada piso - AP), e com impedimento de rotações (encastramento deslizante ao nível de cada piso - ENC). A espessura é pouco importante para os esforços, pois o efeito de arco não existe em superfícies planas. Por outro lado,  $M_1$  torna-se relevante, pelo menos próximo dos cantos.

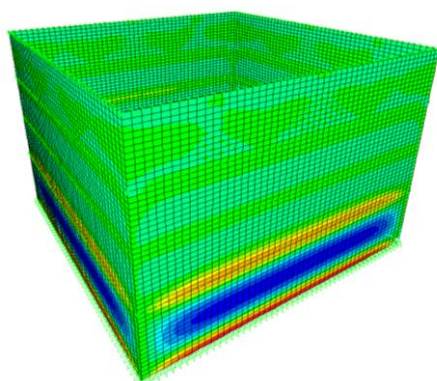


Figura 35 -  $M_2$ , secção quadrada com pisos

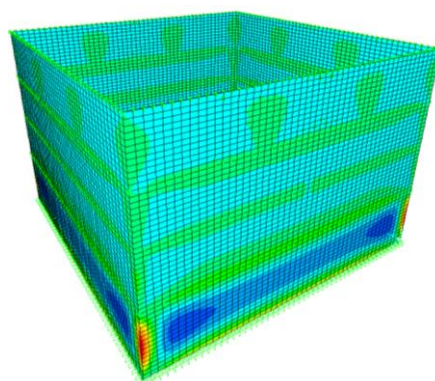


Figura 36 -  $M_1$ , secção quadrada com pisos

Espessura	Negativo – tracções do lado exterior	Positivo – tracções do lado interior	Negativo – tracções do lado exterior	Positivo – tracções do lado interior
(Independente)	Base AP <b>164</b> kNm/m ENC <b>135</b> kNm/m	≈ 2,25 m AP <b>82</b> kNm/m ENC <b>65</b> kNm/m	Canto AP <b>93</b> kNm/m ENC <b>81</b> kNm/m	2,20 m do canto AP <b>31</b> kNm/m ENC <b>28</b> kNm/m

Tabela 20 - Esforços gerados na secção quadrada com pisos



As paredes exteriores da secção quadrada funcionam em **flexão cilíndrica**, com momentos superiores aos existentes na secção circular (perdeu-se o efeito de arco). Observando os momentos positivos  $M_2$ , percebe-se que a espessura de 30 cm se encontra fora de questão, mesmo com espessamento na base (também se aferiu no modelo que, sobre a primeira laje, os momentos negativos exigiriam pelo menos 40 cm de espessura).

Após o estudo de várias hipóteses, verificou-se que um espessamento somente da base seria contraproducente, por *arrastar* demasiado os esforços. Seria necessário um espessamento demasiado elevado, pois existe um grande aumento de momento associado a cada aumento de rigidez. É natural que este aumento seja mais evidente nesta secção do que na secção circular, pois na secção quadrada os esforços são praticamente só equilibrados por flexão, pelo que o aumento de rigidez é mais solicitado.

Assim, a solução pode passar por pisos com espessuras diferentes:

- Piso inferior com 50 ou 55 cm (caso as lajes e vigas consigam ou não aproximadamente encastrar as paredes exteriores, respectivamente);
- 1º piso com pelo menos 40 cm de espessura na sua base (poderia ser feita uma progressão como na Figura 30, entre 50-55 cm e 40 cm).
- Os restantes pisos poderiam ter 30 cm de espessura.

A colocação de pilares junto à parede exterior apenas alivia os esforços máximos se estes estiverem dispostos muito próximos entre si (com afastamento pouco superior à altura do piso).

Para finalizar, observando-se  $M_1$  percebe-se que os seus valores não são preocupantes. Em teoria, não seria necessário inserir pilares de canto, mas na prática a sua colocação será uma medida benéfica para a segurança do edifício, por aumentar a resistência ao corte da aresta e diminuir possíveis efeitos de distorção.

#### → **Efeito de aberturas**

Uma vez que as paredes funcionam em flexão cilíndrica, a existência de aberturas tem apenas como efeito a redução dos momentos flectores na sua envolvente, num comprimento relativamente curto, pelo que não apresenta dificuldades de maior. Naturalmente, novamente terão de ser colocados elementos de periferia para controlo de deformação e apoio dos painéis.

### **4.3.5 Secção rectangular**

Após observação da secção quadrada, onde se verifica o funcionamento em flexão cilíndrica das paredes, torna-se evidente que o funcionamento na secção rectangular é idêntico.

### 4.3.6 Secção elipsoidal

#### → Paredes sem interacção com os pisos

A secção elipsoidal pode ser interpretada como uma transição entre a circular e a rectangular. Não tem o mesmo efeito de arco da secção circular, mas também não tem momentos flectores tão elevados como as paredes da secção rectangular. Não considerar o apoio dos pisos leva a esforços demasiado elevados, ainda que bastante inferiores aos da secção quadrada sem pisos. O momento negativo na base atinge cerca de 300 kNm/m, pelo que um espessamento não é suficiente. Assim, será necessário considerar o apoio dos pisos para se obterem valores inferiores.

#### → Paredes com interacção com os pisos

Os pisos impedirem ou não a rotação é, novamente, relevante para os resultados.

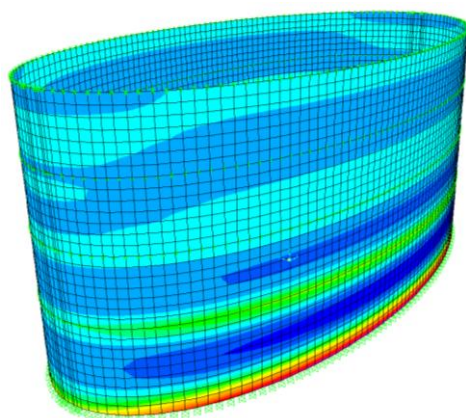


Figura 37 -  $M_2$ , secção elipsoidal com pisos

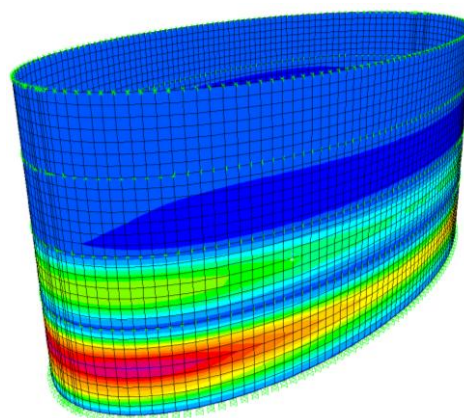


Figura 38 -  $C$ , secção elipsoidal com pisos

Espessura	Negativo – tracções do lado exterior	Positivo – tracções do lado interior	Compressão máxima
30 cm	Base AP: <b>135</b> kNm/m ENC: <b>123</b> kNm/m  > 53 kNm/m	≈ 2,25 m  AP: <b>65</b> kNm/m ENC: <b>59</b> kNm/m  > 53 kNm/m	AP: <b>532</b> kN/m ENC: <b>497</b> kN/m
40 cm	Base AP: <b>140</b> kNm/m ENC: <b>127</b> kNm/m  > 93 kNm/m	≈ 2,25 m  AP: <b>68</b> kNm/m ENC: <b>61</b> kNm/m  < 93 kNm/m	AP: <b>405</b> kN/m ENC: <b>384</b> kN/m

Tabela 21 - Esforços gerados na secção elipsoidal com pisos

A solução de 30 cm não é válida após espessamento, pois aumenta demasiado o momento flector na base, como aconteceu para as secções quadrada e rectangular. No entanto, no caso da solução de 40 cm de espessura, o espessamento da base para 55 cm garante a não fendilhação. O 1º piso também terá de ter 40 cm de espessura, devido aos momentos negativos gerados no local de contacto com a laje.

É interessante notar-se a discrepância entre os locais de momento máximo e os de esforço de compressão máximo. O efeito da curvatura torna-se aqui evidente, pois pode ser analisada progressivamente.

### → Efeito de aberturas

Na secção elipsoidal pode considerar-se, simplificada, que as aberturas serão feitas em dois locais distintos: na zona central ou nos topos.

Caso sejam efectuadas na região central, este é um local essencialmente de flexão (aproximadamente cilíndrica) e de pouca compressão. Assim se percebe que o aumento de esforços nas paredes adjacentes à abertura seja pouco substancial, à semelhança da secção quadrada (figuras 39 e 40). A somar a isso, uma vez que os painéis foram colocados na região que tinha maiores momentos flectores, observa-se que o aumento gerado na periferia da abertura não é suficiente para que os máximos sejam alterados, pelo que a espessura se poderá manter.

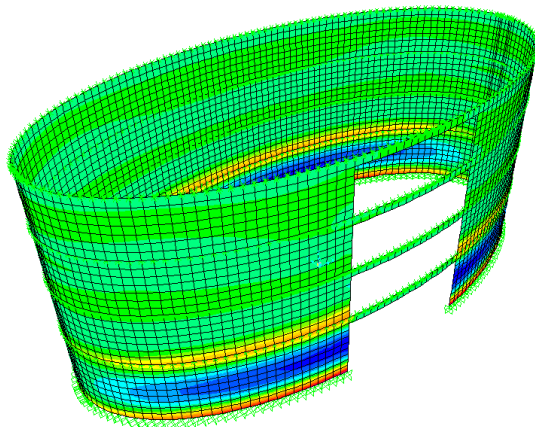


Figura 39 -  $M_2$ , secção elipsoidal com pisos e aberturas na região central

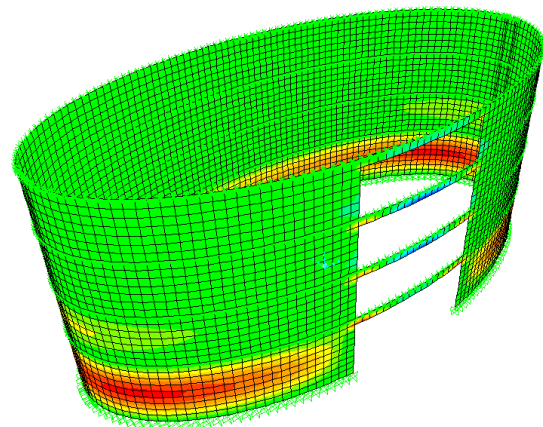
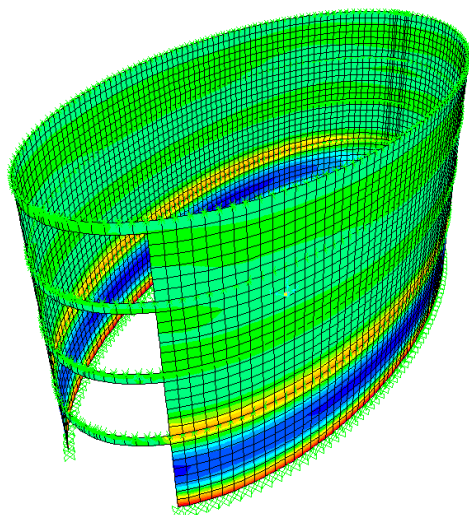
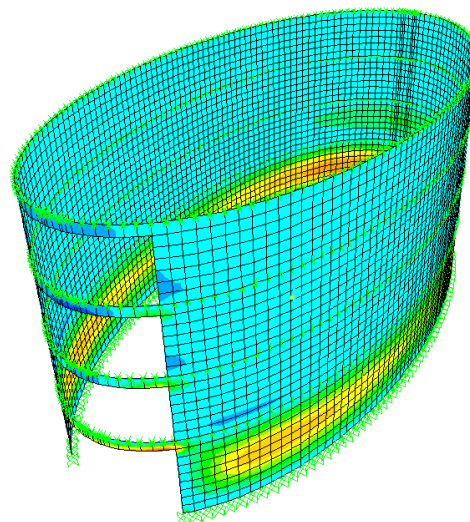


Figura 40 - C, secção elipsoidal com pisos e aberturas na região central

Nos topos, o esforço dominante é a compressão. A existência de aberturas neste local leva a que essa compressão seja direccionada para as lajes ou vigas de suporte dos painéis, sendo facilmente suportada. Dada a anterior baixa componente de momento, não existe interferência relevante nos seus máximos (figuras 41 e 42).



**Figura 41 - M<sub>2</sub>, secção elipsoidal com pisos e aberturas no topo**



**Figura 42 - C, secção elipsoidal com pisos e aberturas no topo**

#### 4.3.7 Análise de resultados

Ficou mostrado que qualquer das formas estudadas é viável. A secção circular é, como seria de esperar, a que equilibra mais eficazmente a pressão hidrostática, seguida da elipsoidal. Como menos eficazes, encontram-se as secções de faces planas, incapazes de gerar efeito de arco.

Uma possível medida de eficiência de cada secção pode ser a quantidade de betão necessária, de acordo com os valores anteriores. Considera-se apenas o piso inferior, por ser o sujeito a esforços maiores.

Secção	Características	Proporção de betão
Circular	55 cm na base, variando gradualmente até 30 cm a 1 m de altura, mantendo-se depois constante	1
Quadrada	55 cm constante	1,89
Rectangular	55 cm constante	2,19
Elipsoidal	55 cm na base, variando gradualmente até 40 cm a 1 m de altura, mantendo-se depois constante	1,39

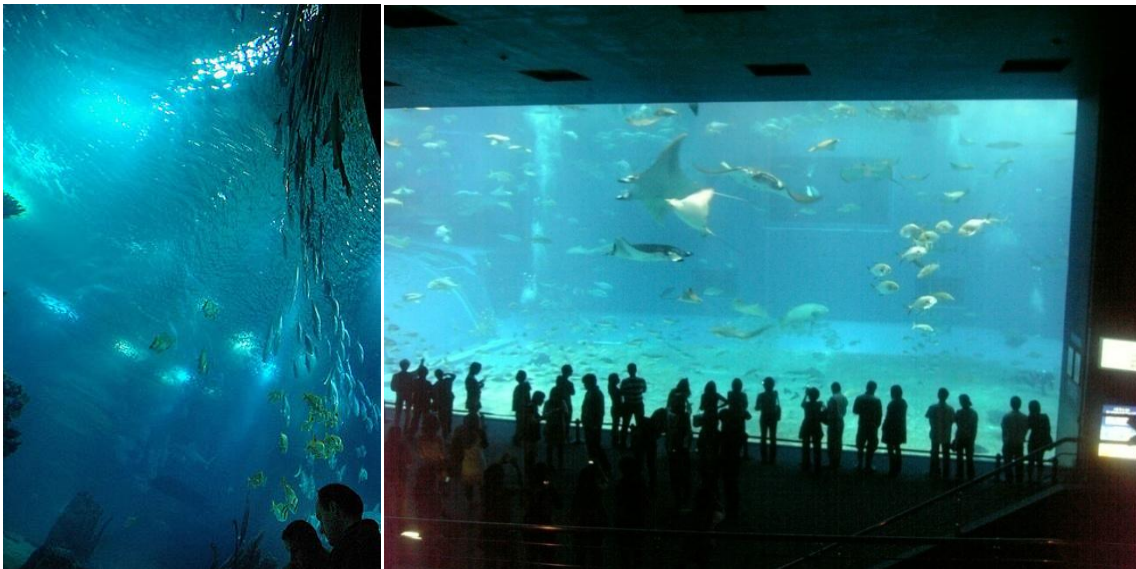
**Tabela 22 - Análise de consumo de betão de cada secção**

Naturalmente que este é apenas um dos muitos factores que levam à opção por determinada secção. Um ponto favorável para as soluções mais pesadas é o aumento do peso próprio, situação vantajosa quando se pretende vencer a impulsão através do peso próprio.

## 4.4 Visibilidade para o exterior

Uma das grandes vantagens na construção subaquática é a possibilidade de visibilidade para o exterior, podendo-se contemplar o meio aquático envolvente. Para isso é necessária a colocação de painéis transparentes, que naturalmente se encontram sujeitos a pressões elevadas, mas que deverão ter dimensões consideráveis, por uma questão de qualidade e conforto. A dimensão destes painéis levanta, naturalmente, várias questões de índole de segurança, não sendo por vezes claro que dimensões serão exequíveis.

Existem inúmeros exemplos da aplicação destes painéis de grande dimensão em Engenharia Civil, nomeadamente nos grandes aquários a nível mundial. O tanque principal do Oceanário de Lisboa é um dos melhores exemplos a título de dimensão e um dos mais prestigiados a nível de qualidade das soluções técnicas. O painel do tanque central tem, aproximadamente, 7 metros de altura, 6 metros de largura, e apenas 25 cm de espessura. Contudo, um caso extremo pode ser observado no aquário de Okinawa, que apresenta um acrílico com impressionantes 22 metros de largura, 8,2 metros de altura e 60 cm de espessura (naturalmente, definida por critérios de deformabilidade). Este painel é plano, diferente do aplicado em Lisboa (com a forma de arco circular).



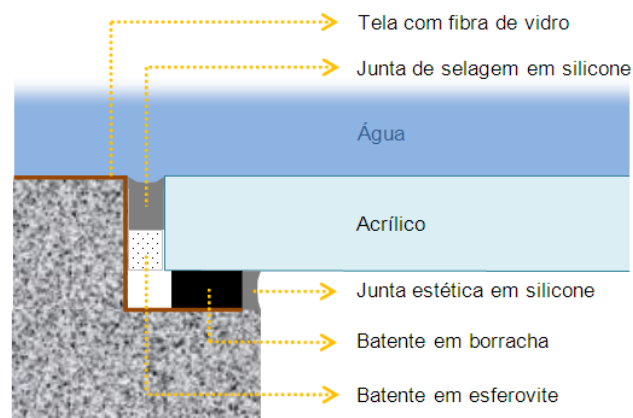
Figuras 43 e 44 - Vista do Oceanário de Lisboa e do Aquário de Okinawa, esquerda para direita.  
([dexter.wordpress.com/2006/01/19/oceanario-de-lisboa](http://dexter.wordpress.com/2006/01/19/oceanario-de-lisboa))

A viabilidade de painéis como este encontra-se no material de que são geralmente compostos: polimetacrilato de metilo, tipicamente apelidado de **acrílico**. Trata-se de um plástico que suporta tensões de tracção da ordem de 70 MPa (MatWeb) e que não fissa facilmente, pelo que não reage fragilmente na existência de um defeito superficial (provocado, por exemplo, por um ligeiro impacto). Pode, contudo, apresentar fissuração a longo prazo sob tensão elevada, mas esse problema está indirectamente resolvido pelo facto de a espessura ser condicionada pelas deformações, (O módulo de elasticidade encontra-se em torno de 3 GPa, apenas), pelo que as tensões são sempre reduzidas.



Diversos fabricantes produzem painéis maciços, mas no caso do Oceanário de Lisboa o painel é constituído por várias lâminas delgadas, sobrepostas entre si em *sanduíche*, formando duas placas distintas (cada uma com metade da altura total). Uma suave cicatriz horizontal une as duas placas, permitindo o resultado final. De referir que este processo de união foi efectuado *in situ*, tendo sido assim facilitado o transporte, desde o Japão (o painel tem um peso total de 16 toneladas).

Tão importante como o painel será a sua junção à estrutura. Geralmente, as juntas são locais que apresentam grande dificuldade na manutenção da estanqueidade e durabilidade por longos prazos de tempo. Contudo, neste tipo de estruturas não é geralmente viável o esvaziamento dos tanques para se proceder a reparações, pelo que se requerem materiais da melhor qualidade disponível no mercado. Têm sido utilizados silicones de alta performance, com óptimos resultados (uma inspecção recente ao Oceanário, após 10 anos de funcionamento, revelou que as juntas de cerca de 10 cm de espessura ainda se encontravam num estado impecável, não tendo sido sequer necessário proceder a pequenas reparações, que até poderiam ser efectuadas dentro de água). O esquema representativo da junta encontra-se na figura 45.



**Figura 45 – Esquema da junta de ligação entre o painel e o betão, no Oceanário de Lisboa**

Destaquem-se os seguintes pormenores:

- A junta de selagem encontra-se na lateral ao painel, não frente ao mesmo. As duas metodologias têm sido utilizadas, mas a posição frontal é mais sensível à variabilidade de pressão, aquando do enchimento do tanque, ficando a junta num estado permanente de elevada compressão. Em locais onde pode haver variabilidade ao longo do tempo na pressão altura de água (como no caso de edifícios situados em locais afectados por marés), a colocação da junta de frente para o painel aumenta o risco de fadiga nos materiais isolantes, levando à sua degradação prematura;
- A tela com reforço em fibra de vidro foi colocada em toda a superfície interior do aquário, como revestimento impermeabilizante. Tem especial importância na região da junta, para garantir que não existe *percolação* de água pelo betão em torno da junta de silicone;

- O painel não necessita ser fixado mecanicamente pois a pressão da água e, mesmo numa eventual ausência desta, a adesão das juntas de silicone e a forma em arco protegem-no da queda;
- O batente de esferovite apenas existe para facilitar a montagem do painel.

Apesar do formato curvo do painel, não se toma partido do efeito de compressão em arco, pois isso implicaria que a estrutura de betão actuasse directamente no plano do painel. Isso significaria que qualquer movimento poderia levar à danificação do painel (ou até do betão). É importante isolar os efeitos, pelo que a junta de selagem em silicone apenas acomoda a ligeira compressão originada pela flexibilidade do painel, quando a água é colocada. Caso a pressão fosse elevada, a superfície livre da junta de silicone curvaria para o exterior.

O nível de isolamento deste tipo de juntas tem de ser elevado, para que o efeito sobre o painel de um sismo pode ser facilmente mitigado. Por exemplo, o aquário de Osaka não teve quaisquer problemas de segurança aquando do sismo de Kobe, a cerca de 25 km, em 1995.

O acrílico apresenta ainda outras vantagens:

- Transmissão de luz elevada, da ordem de 90% da luz visível (Rocha, 1990), melhorando a visibilidade para o exterior, dado que o ambiente aquático já é, por si só, pouco luminoso;
- Densidade pouco superior à da água (cerca de 1,2), pelo que é leve, poderia ser colocado com relativa facilidade dentro de água por mergulhadores e tem menor refração que o vidro, proporcionando melhor qualidade na visibilidade para o exterior.

Em teoria, poder-se-ia ter um edifício globalmente revestido a acrílico, apenas com uma estrutura de suporte adequada, dada a alta resistência e características deste material. É o que se encontra no edifício da figura 46, um dos poucos exemplos a nível mundial de construções subaquáticas.



**Figura 46 - Restaurante do hotel Conrad Maldives ([www.crazyjunkyard.com](http://www.crazyjunkyard.com))**

## 4.5 Métodos construtivos

A construção de edifícios em ambiente aquático não é viável se se recorrer à grande maioria dos métodos construtivos existentes. Torna-se necessário optar por metodologias alternativas e métodos construtivos de outros tipos de estruturas, nomeadamente pontes. Estas, especialmente nas suas fundações, são estruturas de grande dificuldade de execução, devido ao meio onde se inserem. Por vezes, a utilização de ensecadeiras de estacas prancha é viável, facilitando bastante a execução dos trabalhos. Contudo, admite-se que numa grande parte das situações se terá de optar por outros métodos. O método construtivo apresentado baseia-se nos utilizados em maciços de encabeçamento de estacas, adaptado do método desenvolvido para a ponte da Lezíria, em Portugal.

Um pressuposto geralmente aceite é o de que a qualidade de uma estrutura pode ser mais facilmente controlada se esta for pré-fabricada. Se considerarmos betonagens e ligações subaquáticas, então este pressuposto torna-se ainda mais evidente, em especial se for fundamental garantir a estanqueidade do edifício, como é o caso da presente dissertação. Assim, procura-se utilizar ao máximo a pré-fabricação, até porque neste caso a fabricação no local aumenta o grau de dificuldade. Ainda assim, não sendo possível construir o edifício na sua totalidade e colocá-lo no local, haverá necessidade de se proceder à ligação de juntas. Mesmo que seja possível efectuá-las em meio subaquático, será preferível a sua realização em ambiente seco.

O método construtivo proposto assenta nos seguintes passos:

→ Execução das estacas de fundação até uma cota superior à do nível máximo expectável no leito do rio durante o período de construção.

→ Construção de cada piso em pré-fabricação.

A sua dimensão é compatível com cargas suportáveis por batelões, pelo que o transporte para o local não será problemático. É comum os maciços de encabeçamento de estacas serem feitos por maciçamento de uma caixa pré-fabricada e transportada para o local, com dimensões da mesma ordem de grandeza dos pisos dos edifícios estudados. Cada piso deverá estar pronto, incluindo os painéis acrílicos e o tratamento superficial desejado (por exemplo, impregnação de resina epoxídica). O piso é transportado, encaixado nas estacas e suspenso por macacos hidráulicos colocados no seu topo. Os anéis existentes na base permitem a fixação de cabos e impedem a entrada rápida de água, aquando do afundamento do edifício. Uma estrutura metálica fixada às estacas define a cota da base do edifício (figura 47). Provavelmente será a única tarefa efectuada por mergulhadores.

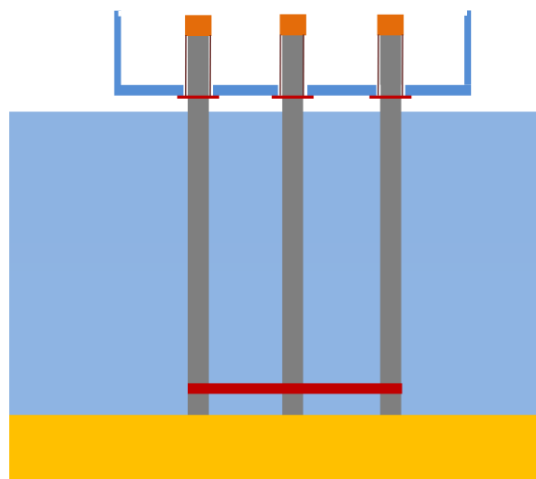
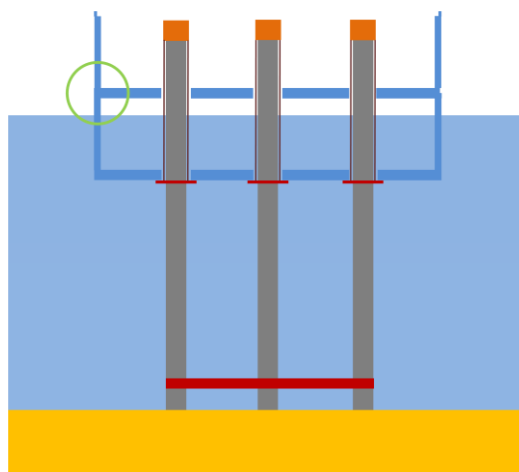


Figura 47 – Colocação e fixação do primeiro piso

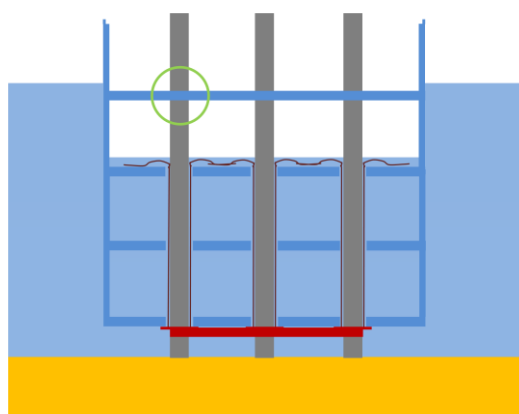


→ Após a fixação, o piso pode ser afundado lentamente até ter o seu topo cerca de 2 metros acima do nível da água. Os cabos suspendem o edifício à cota desejada. Colocação de outro piso e solidarização das juntas com recurso a armaduras de aço inox e betão de alta qualidade. Após secagem, aplicação de impregnação epoxídica (figura 48). Repare-se que todas estas operações ocorrem ao ar livre, podendo os operários utilizar cais flutuantes como plataforma de trabalho. Após secagem da resina, afundamento equivalente ao do piso anterior e repetição deste processo para todos os pisos subaquáticos.



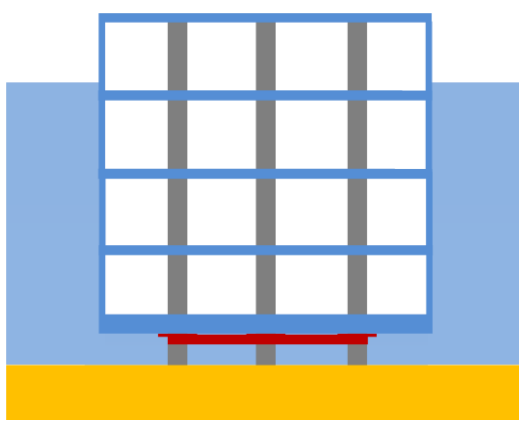
**Figura 48 - Solidarização entre pisos**

→ Após colocação do piso superior, o edifício encontra-se apoiado na estrutura metálica de suporte. Os macacos podem ser desactivados, o piso superior é esvaziado e é efectuada a ligação entre as estacas e a laje superior (figura 49). Não é possível esvaziar completamente o edifício devido ao efeito de impulsão, que provocaria a sua flutuação.



**Figura 49 - Esvaziamento e ligação lajes / estacas**

→ Efectua-se a operação anterior piso a piso, pelo que a impulsão passa lentamente a ser suportada pelas ligações entre lajes e estacas. Atingindo-se o piso inferior, pode-se betonar a laje de encabeçamento das estacas (figura 50). A existência de eventuais infiltrações no edifício pode ser resolvida pelo exterior, aplicando-se nos locais desejados o sistema APE. O edifício poderá crescer em altura e os acessos a terra podem ser efectuados com recurso a métodos construtivos correntes.



**Figura 50 - Edifício finalizado**

# 5 Notas finais

## 5.1 Locais de possível viabilidade em Portugal

Se por todo o Mundo se encontram locais ideais para implantar edifícios, encontrá-los em Portugal é um pouco mais difícil. Existem, contudo, diversos locais que poderiam eventualmente ser adequados para a construção de edifícios. A viabilidade destes locais carece de um estudo mais aprofundado das suas características, sendo a visibilidade dentro de água, porventura, o ponto fulcral para o sucesso de determinado local.

### 5.1.1 Viana do Castelo



Figura 51 - Vista aérea de Viana do Castelo (Google Earth)



Figura 52 - Baixa de Viana do Castelo (wikimedia.org/wiki/File:Viana\_do\_Castelo\_3.JPG)

A cidade está localizada junto à foz do rio Lima, protegida das tempestades pelos molhes artificiais. A profundidade do rio viabilizaria a construção de um edifício dentro de água, até pelas dragagens que se fazem para garantir a possibilidade da entrada de navios de grande porte nos estaleiros navais.

Nos últimos anos pôde constatar-se a revitalização da baixa da cidade, pelo seu arranjo paisagístico e pela inserção de vários edifícios de marca arquitectónica evidente. A praça da Liberdade (onde se pode observar a escultura metálica) é o local mais relevante da baixa, podendo ser interessante a hipótese de construção de um edifício no seu alinhamento, no centro do rio. A construção de uma ponte pedonal entre a praça e o edifício poderia ser prolongada até à outra margem, criando-se um novo meio de acesso que permita a revitalização da outra margem (com parques, por exemplo).

Esta localização não entra em conflito com os estaleiros navais.

### 5.1.2 Alqueva



Figura 53 - Vista aérea da albufeira de Alqueva (Google Earth)



Figura 54 – Barragem do Alqueva  
[www.panoramio.com](http://www.panoramio.com)

Esta barragem possui a maior albufeira da Europa, com uma área inundada ao nível pleno de armazenamento de cerca de 250 km<sup>2</sup> (site 1). Dada a grande extensão e beleza das paisagens, não será difícil encontrar locais interessantes para a localização de edifícios, dentro da albufeira. O aumento da oferta turística dá mais credibilidade a esta hipótese, mostrando que se trata, de facto, de uma região com um grande potencial turístico. A água é tipicamente quase parada, melhorando as condições de visibilidade (por sedimentação das impurezas).

### 5.1.3 Setúbal, Tróia e encosta da Arrábida

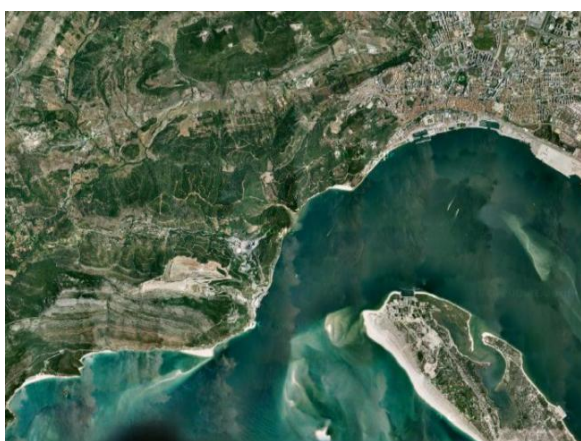


Figura 55 - Vista aérea da foz do Sado, Setúbal (GoogleEarth)



Figura 56 - Vista da costa da Arrábida para Tróia ([www.panoramio.com](http://www.panoramio.com))

Nesta região, a visibilidade dentro de água é bastante elevada, a tonalidade da água clara e aprazível e o mar, geralmente, bastante calmo, fruto das características geográficas do local (lado Norte protegido pela Arrábida). Outra vantagem é a fantástica paisagem natural que, associada às praias, a torna num dos maiores pólos turísticos nacionais.



#### 5.1.4 Madeira



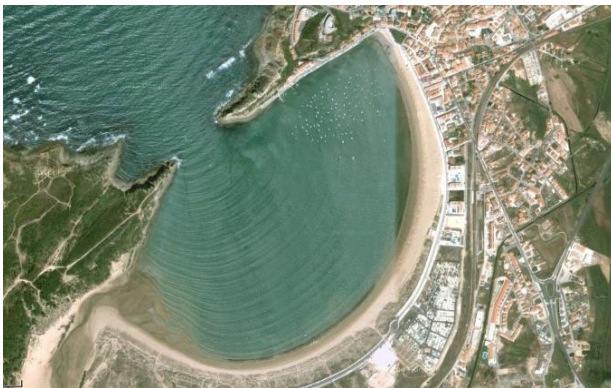
**Figura 57 – Vista aérea do Sul da Madeira  
(GoogleEarth)**



**Figura 58 – Vista do Caniço  
(www.panoramio.com)**

A ilha da Madeira, envolta pelo Atlântico, apresenta alguns locais costeiros de grande interesse; contudo, muitos destes locais têm acessibilidades complicadas ou mesmo inviáveis, outros teriam a sua paisagem gravemente ferida pela construção de vias de comunicação. Ainda assim, a grande oferta costeira permite a identificação de alguns locais interessantes, em especial no lado Sul da ilha, mais abrigado das correntes e turbulência do Atlântico. O local identificado é famoso pela sua beleza subaquática, sendo frequente nele a prática de mergulho.

#### 5.1.5 S. Martinho do Porto



**Figura 59 - Vista aérea de S. Martinho do Porto  
(Google Earth)**



**Figura 60 - Baía de S. Martinho do Porto**

A baía encontra-se protegida das tempestades, apresentando águas calmas e limpas (associado a fundo arenoso, pelo que não se encontra material em suspensão). Esta baía tem um problema grave de assoreamento (apenas 2,3 m de profundidade média, no local mais fundo (Site 2)), sendo inviável, presentemente, a construção de um edifício no seu interior. Contudo, este projecto seria mais um motivo para a procura de uma solução do problema, que também afecta a actividade piscatória (barcos de porte médio não entram na baía, ao contrário de há algumas décadas).

## **5.2 A qualidade da visibilidade para o exterior**

A visibilidade será tipicamente afectada por falta de luminosidade, especialmente em locais com partículas em suspensão, como rios e albufeiras. No entanto, um adequado estudo de luz poderá ultrapassar, nalguns locais, estes problemas, pela colocação de focos luminosos no exterior do edifício. Esses focos poderão apresentar-se em diferentes tons (como azul, vermelho, etc.), podendo-se criar envolventes muito interessantes para o ocupante do edifício. Naturalmente, este efeito também pode ser obtido em locais de maior luminosidade e visibilidade (observar um mar vermelho, por exemplo).

A tonalidade natural da água, quando não totalmente límpida, pode ser compensada pela aplicação de filtros de cor no lado interior dos painéis, ou mesmo de uma envolvente transparente que minimize o movimento da água no seu interior.

## **5.3 Conclusão**

Como era objectivo desta dissertação, identificaram-se várias questões relacionadas com a construção de edifícios em ambiente aquático e procuraram-se as respostas adequadas. Apesar de ser necessário um maior aprofundamento destas questões e a discussão de outras, as perspectivas quanto à viabilidade deste tipo de estruturas são positivas. Desde que os locais escolhidos não sejam particularmente complicados, não são expectáveis custos inoportáveis, uma vez que os diversos problemas estudados têm soluções exequíveis.

As soluções estudadas não se limitam ao âmbito da dissertação e podem, inclusive, ser extrapoladas para outras situações relativas à Engenharia Civil.

## Bibliografia

- Appleton e Costa, 2009      Appleton, J.; Costa, A.- *Deterioração de estruturas de betão, Folhas de apoio à cadeira de Reabilitação e Reforço de Estruturas*, IST, 2009
- Cabrera e Ghoddoussi, 1994      Cabrera, J.; Ghoddoussi, P. – *The influence of fly ash on the resistivity and rate of corrosion of reinforced concrete*; Durability of concrete – Third international conference, páginas 229-244, American Concrete Institute, 1994
- Cardoso 1, 1998      Cardoso, A. H. – *Erosões localizadas junto de encontros e de pilares de pontes*, Folhas de apoio a aula, IST, 1998
- Cardoso 2, 1998      Cardoso, A. H. – *Hidráulica Fluvial*, Fundação Calouste Gulbenkian, 1998
- Correia, Salta e Pipa, 2006      Correia, M.; Salta, M.; Pipa, M. – *Implicações da utilização do aço inoxidável nos requisitos de durabilidade do betão armado para estruturas com vida útil superior a 100 anos*, 4as jornadas portuguesas de engenharia de estruturas, 2006
- Costa, 1997      Costa, A. – *Durabilidade de estruturas de betão armado em ambiente marítimo*, IST, 1997
- Costa, 1999      Costa, A. – *Mecanismos de deterioração em estruturas de betão armado*, IST, 1999
- Coutinho, 1998      Coutinho, J. – *Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem*, FEUP, 1998
- Coutinho et al., 2006      Coutinho, J.; Marques, V.; Campos, D.; Sá, I.- *Cofragem de permeabilidade controlada aplicada em peças pré-fabricadas*, 4as jornadas portuguesas de engenharia de estruturas, 2006
- E464      *E464 – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais*, LNEC, 2005
- EN 206      *Norma Portuguesa EN 206-1 – Betão, parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*, Instituto Português da Qualidade, 2005
- EN 1504      *Norma Portuguesa EN 1504 – Produtos e Sistemas para a Protecção e Reparação de Estruturas de Betão. Definições, requisitos, controlo de qualidade e avaliação de conformidade*, Instituto Português da Qualidade, 2006

EN 13670 *Norma Portuguesa EN 13670-1 – Execução de estruturas em betão, Parte 1: Regras gerais*, Instituto Português da Qualidade, 2007

Gilbride, Morgan e Bremner, 1988 Gilbride, P.; Morgan, D.; Bremner, T. – *Deterioration and rehabilitation of berth faces in tidal zones at the port of Saint John*, Second international conference, St. Andrews by-the-sea, Canada, páginas 199-226, American Concrete Institute, 1988

HEC 18 *Hydraulic Engineering Circular No.18 – Evaluating scour at bridges, Forth Edition*, FHWA NHI 01-001, National Highway Institute, 2001

Hoffmans e Verheij, 1997 Hoffmans, G.; Verheij, H. – *Scour Manual*, Delft Hydraulics, 1997

Lourenço, 2007 Lourenço, Z. – *Protecção catódica de estruturas de betão armado*, Corrosion protection materials, páginas 79-85, Vol. 26 nº3, 2007

Mehta, 1988 Mehta, P. – *Durability of concrete exposed to marine environment- a fresh look; Concrete in marine environment, proceedings*, Second international conference, St. Andrews by-the-sea, Canada, páginas 1-29, American concrete institute, 1988

Ozyildirim, 1994 Ozyildirim, C. – *Resistance to penetration of chlorides into concretes containing latex, fly ash, slag, and silica fume*, Durability of concrete – Third international conference, páginas 503-518, American concrete institute, 1994

Oshiro, Swamy e Tanikawa, 1994 Oshiro, T.; Swamy, R.; Tanikawa, S. - *In-situ evaluation of a flexible surface coating for concrete to prevent chloride penetration and steel corrosion*, Durability of concrete – Third international conference, páginas 851-870, American concrete institute, 1994

Pipa e Louro, 2004 Pipa, M.; Louro, A. – *Aço inoxidável: uma medida da garantia da durabilidade das estruturas de betão armado*, revista Inovação & Tecnologia, Abril 2004

Quintela, 1996 Quintela, A. – *Hidrologia e recursos hídricos*, Folhas de apoio às aulas, IST, 1996

Quintela, 1998 Quintela, A. – *Hidráulica*, Fundação Calouste Gulbenkian, 1998

Report A2P, 2007 *Strategies for ensuring a 100 years service life for off shore concrete structures*, A2P, 2007

Rocha, 1990 Rocha, A. – *Materiais plásticos para a construção civil*, LNEC, 1990

Rodrigues, 1998 Rodrigues, M. – *Durabilidade de revestimentos por pintura para protecção do betão armado*, Universidade do Porto, 1998

Salta, 2000 Salta, M. – *A utilização de armaduras de aço inoxidável como medida preventiva da corrosão em estruturas em ambiente marítimo*, REPAR2000 – Encontro Nacional sobre conservação e reabilitação de estruturas, LNEC, 2000

- Sandvik, Haug e Erlie, 1994      Sandvik, M.; Haug, A.; Erlie, O. – *Chloride permeability of high strength concrete platforms in the North Sea*, Durability of concrete – Third international conference, páginas 121-130, American concrete institute, 1994
- Saraiva, 2007      Saraiva, J. – *Técnicas de protecção e reparação de estruturas de betão armado*, dissertação de mestrado, IST, 2007
- Silva, 2007      Silva, T. – *Análise técnico-económica de alguns tipos de reparação de estruturas de betão armado expostas a um ambiente marítimo*, dissertação de mestrado, IST, 2007
- Ukraincik e Bjeovic, 1992      Ukraincik, V.; Bjeovic, D. – *Concrete structure and protection of steel reinforcement*, Durability of concrete – G.M. Idorn international Symposium, páginas 21-32, American concrete institute, 1992
- Wang, 2004      Wang, J. - *The Sricos-EFA method for complex pier and contraction scour*, Texas A&M University, 2004



## Sítios da Internet

DuPont 1	<i>DuPont Zemdram</i> <a href="http://www2.dupont.com/Zemdram/en_US/products/benefits_zemdram/benefits/resistance_carbonation.html">www2.dupont.com/Zemdram/en_US/products/benefits_zemdram/benefits/resistance_carbonation.html</a>
DuPont 2	<i>DuPont Zemdram</i> <a href="http://www2.dupont.com/Zemdram/en_US/assets/downloads/certificates/Certificates_general.pdf">www2.dupont.com/Zemdram/en_US/assets/downloads/certificates/Certificates_general.pdf</a>
ISSF	<i>International Stainless Steel Forum</i> <a href="http://www.worldstainless.org">www.worldstainless.org</a>
MatWeb	<i>MatWeb, Material Property Data</i> <a href="http://www.matweb.com/reference/tensilestrength.aspx">www.matweb.com/reference/tensilestrength.aspx</a>
NOAA	<i>National Oceanic and Atmospheric Association</i> <a href="http://www.noaa.com">www.noaa.com</a>
NST Center	<i>National Surface Treatment Center</i> <a href="http://www.nstcenter.org/docs/PDFs/MR2008/Thu-3NewTech-10-MR2008-24-MMcGinley.pdf">www.nstcenter.org/docs/PDFs/MR2008/Thu-3NewTech-10-MR2008-24-MMcGinley.pdf</a>
PCA	<i>The Portland Cement Association</i> <a href="http://www.cement.org/tech/cct_dur_corrosion.asp">www.cement.org/tech/cct_dur_corrosion.asp</a>
Site 1	<a href="http://castelodebode.blogspot.com/2009_08_01_archive.html">castelodebode.blogspot.com/2009_08_01_archive.html</a>
Site 2	<i>Jornal Tinta Fresca</i> <a href="http://www.tintafresca.net/News/newsdetail.aspx?news=245a8255-6d29-4456-bc04-71a7cfe22eea&amp;edition=96">www.tintafresca.net/News/newsdetail.aspx?news=245a8255-6d29-4456-bc04-71a7cfe22eea&amp;edition=96</a>