Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
FEUP

Licenciatura em Engenharia Civil

Disciplina de
SEMINÁRIO DE ESTRUTURAS

Trabalhos apresentados pelos alunos,
na versão de formato de Congresso

Ano lectivo de 2006/2007

Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
FEUP

Departamento de
Engenharia Civil
DEC

Secção de Estruturas

Agradeço [00131]

Drª Ana Azevedo
Biblioteca

Dr. Luís pedir formato electrónico

FEUP

Porto, 23 de Março de 2007

SEMINÁRIO DE ESTRUTURAS é uma disciplina da opção de Estruturas que decorre no 1º semestre do 5º ano do curso de licenciatura em Engenharia Civil leccionado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Esta disciplina está no Plano de Estudos após a aquisição de todos os conhecimentos base de um Engenheiro Civil, e portanto pode ter já o objectivo fundamental de desenvolver as capacidades de síntese, de iniciativa e de inovação tão centrais à sua futura actividade profissional.

A disciplina consiste no desenvolvimento de um trabalho, orientado por um dos Professores, sobre um entre diversos problemas estruturais sugeridos, em que se pretende que os alunos desenvolvam capacidades de pesquisa, investigação e trabalho autónomo em torno do tema que é proposto.

O trabalho realizado deverá ser registado num relatório do qual será extraída uma comunicação de síntese a ser apresentada numa sessão pública do tipo Congresso. Pretende-se, deste modo, divulgar o trabalho realizado e permitir aos alunos uma experiência de escrita e apresentação pública de um trabalho técnico/científico.

A publicação, que se envia em anexo, reúne os trabalhos apresentados pelos alunos que frequentaram o Seminário de Estruturas no ano de 2006/2007, no Congresso FEUP - DEC - SE - 2007.

Com os melhores cumprimentos.

RESPONSÁVEL PELA DISCIPLINA

António Adão da Fonseca
(Prof. Catedrático)

Universidade do Porto

FEUP Faculdade de Engenharia

Departamento de Engenharia Civil

Licenciatura em Engenharia Civil

Disciplina de
SEMINÁRIO DE ESTRUTURAS

Artigos apresentados pelos alunos na versão
de formato de comunicação a congresso

Ano lectivo de 2006/2007

LOTE
177

624(047.3) / EEC / SE 2007
Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
Biblioteca
Nº 93751
25/03/2008

PREÂMBULO

SEMINÁRIO DE ESTRUTURAS é uma disciplina da opção de Estruturas que decorre no 1º semestre do 5º ano do curso de licenciatura em Engenharia Civil leccionado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Esta disciplina está no Plano de Estudos após a aquisição de todos os conhecimentos base de um Engenheiro Civil e tem como objectivo fundamental o contribuir para o desenvolvimento das capacidades de síntese, de iniciativa e de inovação tão centrais à sua futura actividade profissional.

A disciplina consiste no desenvolvimento de um trabalho, orientado por um dos Professores, sobre um entre diversos problemas de engenharia estrutural sugeridos, em que se pretende que os alunos desenvolvam capacidades de pesquisa, investigação e trabalho autónomo em torno do tema que é proposto.

O trabalho realizado é registado num relatório do qual é extraída uma comunicação de síntese e um "poster" apresentados numa sessão pública do tipo Congresso. Pretende-se, deste modo, divulgar o trabalho realizado e permitir aos alunos uma experiência de escrita e apresentação pública de um trabalho técnico/científico.

Esta publicação reúne os trabalhos apresentados pelos alunos, que frequentam o Seminário de Estruturas no ano de 2006/2007, no Congresso SE – 2007.

Porto, 31 de Janeiro de 2007

O RESPONSÁVEL PELA DISCIPLINA

António Adão da Fonseca
(Professor Catedrático)

LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL
Opção de Estruturas
2006 / 2007

Disciplina de SEMINÁRIO DE ESTRUTURAS

ÍNDICE

Grupo	TÍTULO DO TRABALHO	ALUNOS	Orientador
1	Análise comparativa das acções especificas de pontes rodoviárias definidas no RSA e no EC1	• Bruno da Silva Martins • João Pedro Araújo Calvo • Nuno José de Jesus e Sousa	Prof. Adão da Fonseca
2	Estudo do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária em arco para diferentes cenários de tráfego de alta velocidade	• Ana Sofia Miranda Gandarela • Artur Francisco Capelas Andrade • Carlos M. Correia Albuquerque	Prof. Raimundo Delgado
3	Modelação e dimensionamento de uma ponte pedonal em betão armado realizada com um arco muito abatido	• Daniel Ramos B. Cunha Pinto • Filipe José dos Santos Cavadas • João Miguel Mesquita Freitas	Prof. Joaquim Figueiras
4	Estudo comparativo da retracção e da fluência de acordo com o REBAP e EC2	• João Augusto Moreira Alves • Nelson R. Ferreira Carvalho • Rémy Guimarães Faria	Prof. Adão da Fonseca
5	Desenvolvimento de uma folha de cálculo integrado para dimensionamento e verificação da segurança de tabuleiros de betão armado e pré-esforçado construídos tramo a tramo	• António M. Passos do Carmo • Fernando M. Freitas Teixeira • Rui Correia Mata	Prof. Pedro Pacheco
6	Vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário de alta velocidade	• Diana Filipa Sousa Peres • Magda Isabel Pires de Macedo • Sílvio Daniel Silva Gonçalves	Prof. Raimundo Delgado
7	Estudo prévio de uma ponte ferroviária metálica	• Sandra Cristina Marques Garrido • Vanessa Regina Costa Gaspar	Prof. Mota Freitas
8	Flexão composta desviada em secções genéricas de betão armado segundo o EC2 - desenvolvimento de uma aplicação de cálculo automático	• Bruno Trindade dos Santos • Hélder D. Fernandes Miranda • Hélder Sepúlveda da Costa	Prof. Álvaro Azevedo

9	Estudo comparativo da acção do vento no RSA e no EC1	• Ana Isabel Carvalho Fernandes • Mara Fábia Farinha de Andrade • Raquel Gabi Oliveira Freitas	Prof. Adão da Fonseca
10	Análise de secções de betão armado e pré-esforçado em estado limite último e de serviço, submetidas a flexão simples, composta e desviada	• Bruno José Mota • Cristina Frazão • Pedro Miguel Oliveira	Prof. Rui Faria
11	Parques de estacionamento elevados constituídos por elementos pré-fabricados de betão pré-esforçado - proposta de ampliação do actual parque de estacionamento da FEUP destinado a alunos	• Carlos Nuno Tello Sousa • Sílvio Cláudio Rodrigues Silva	Prof. Mota Freitas
12	Duas metodologias para a avaliação da vulnerabilidade sísmica	• Júlio Flávio Ferreira da Silva • Márcio Cláudio Fernandes • Rui Jorge Valério Conceição	Prof. Raimundo Delgado
13	Estudo paramétrico das acções sísmicas regulamentares em tanques metálicos ancorados (incluindo exemplo de dimensionamento)	• Joaquim Alberto Mouta Macedo • Pedro A. Montenegro e Almeida • Pedro M. L. Baltazar Micaelo	Prof. Carneiro Barros
14	Modelo de dano aplicado a alvenaria de pedra	• Hugo Filipe Vieira Moura • José Manuel Mendes Beleza • Martinho Alves Carneiro	Prof. Miranda Guedes
15	Estudo comparativo dos esforços gerados em pontes ferroviárias pelas acções do RSA e do EC1: acções em estruturas	• Gabriel Marques Lopes • Miguel Carlos Galiza Mariz • Nuno M. Oliveira dos Santos	Prof. Adão da Fonseca

ANÁLISE COMPARATIVA DAS ACÇÕES ESPECÍFICAS DE PONTES RODOVIÁRIAS DEFINIDAS NO RSA E NO EC1

Bruno da Silva Martins

João Pedro Araújo Calvo

Nuno José de Jesus e Sousa

1- SUMÁRIO

Na presente comunicação é realizada uma análise comparativa das acções específicas de pontes rodoviárias definidas na actual regulamentação portuguesa - "Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes" - e na normalização europeia - "Eurocódigo 1". Primeiro são apresentados os artigos de cada um desses documentos, salientando as acções com maior interesse prático para o projecto de execução. Após definição e explicação das principais acções a considerar procede-se à modelação, em programa de cálculo apropriado, de dois exemplos práticos, gerando-se diagramas de esforços que são a base da comparação das exigências de cada uma das normas. Dentro das acções estudadas dá-se particular ênfase ao estudo da fadiga visto que a regulamentação portuguesa pouca informação tem relativamente a este tema e portanto aproveita-se a oportunidade para a estudar.

2- INTRODUÇÃO

O projecto de uma ponte é essencialmente um problema de engenharia onde a funcionalidade, segurança e a aptidão para a função desempenham um papel decisivo. As pontes devem suportar com eficiência as cargas previstas com adequados coeficientes de segurança contra a instabilidade e rotura dos materiais, sem deformação nem vibrações excessivas que possam alarmar os seus utilizadores ou interferir com a sua exploração.

As formas estruturais utilizadas devem ser apropriadas para a utilização eficiente da resistência e métodos de fabrico do material estrutural, o qual não deve sofrer perdas significativas de qualidade durante o período de vida da ponte.

Deve estar sempre bem presente que a segurança depende muito da concepção global da estrutura e duma execução cuidada, para além do cumprimento de regulamentos e normas.

As acções definidas nas normas de dimensionamento de pontes rodoviárias procuram cobrir situações reais que possam ocorrer durante o período de vida da estrutura. Em pontes rodoviárias, as principais acções resultam de situações de tráfego intenso, aglomerado de pessoas (maratonas), transportes especiais, paradas militares, etc.

As sobrecargas rodoviárias especificadas derivam da carga por eixo autorizado e do peso dos veículos. Estas variam bastante de país para país (em Portugal estão definidas no "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes"). Com a introdução dos Eurocódigos, em particular do "Eurocódigo 1, parte 2, Acções de Tráfego em Pontes", prevê-se uma uniformização dos valores das sobrecargas.

3 – REGULAMENTAÇÃO

3.1. Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes

O Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) encontra-se dividido em duas partes: critérios gerais de segurança e quantificação de acções. A primeira parte trata fundamentalmente dos critérios a adoptar na verificação de segurança, a qual é feita sempre em relação a estados limites e utilizando coeficientes de segurança aplicados a determinados quantilhos das distribuições de probabilidade dos valores das acções e das propriedades dos materiais. A segunda parte do Regulamento trata da quantificação das acções, indicando-se para cada uma delas os seus valores característicos e os valores dos coeficientes ψ para a obtenção dos correspondentes valores reduzidos. No que se refere às acções específicas das pontes rodoviárias, a experiência adquirida com a aplicação do anterior Regulamento justifica que se tenham adoptado apenas duas classes para a definição de sobrecargas e se tenham introduzido alguns ajustamentos na

quantificação das próprias sobrecargas e nos efeitos a elas inerentes. Actualmente, dadas as exigências da sociedade em termos de vias de comunicação, é correcto considerar-se apenas a existência de uma só classe (classe I).

Cargas permanentes

Em grande parte das estruturas, são o peso próprio e os revestimentos as principais ou mesmo únicas cargas permanentes a ser consideradas. Em pontes rodoviárias, o peso próprio depende dos materiais que constituem o tabuleiro (quase sempre betão e aço) e os revestimentos são normalmente as diversas camadas de betuminosos.

Sobrecargas

Nas pontes rodoviárias deve considerar-se, nas faixas de rodagem, a actuação separada dos dois tipos de sobrecargas definidos nas alíneas seguintes:

a) Veículo de três eixos equidistantes (1,5 metros entre eixos), cada um de duas rodas (2 metros entre rodas). As cargas Q transmitidas por cada eixo e as dimensões (a e b) das superfícies de contacto das rodas são as seguintes:
Q = 200 kN; a = 0,20 m; b = 0,60 m;

O veículo deve ser localizado com os eixos dos rodados perpendiculares ao eixo da ponte; no caso de pontes dotadas de duas faixas de rodagem, destinadas cada uma a um sentido único de tráfego, o veículo deve ser aplicado em cada uma das faixas, ou em ambas simultaneamente, desde que cada faixa possa comportar duas ou mais vias de tráfego.

b) Sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída, q1, e por uma única carga transversal com distribuição linear e uniforme, q2 (Figura 1).
q1 = 4 kN/m2;
q2 = 50 kN/m;

Os valores reduzidos das sobrecargas indicadas nas alíneas anteriores devem ser obtidos através dos seguintes coeficientes: $\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,4$; $\psi_2 = 0,2$. As sobrecargas referidas devem ser consideradas actuando, tanto longitudinal como transversalmente, na posição mais desfavorável para o elemento em estudo.

Para além das sobrecargas acima definidas, existem ainda as forças seguintes:

Força centrífuga – nas pontes em curva estas forças horizontais actuam na direcção normal ao eixo da ponte, aplicadas ao nível do pavimento e em correspondência com as sobrecargas uniformemente distribuídas (q1).

Forças de frenagem – para ter em conta as variações de velocidade dos veículos, devem considerar-se forças longitudinais actuando ao nível do pavimento e paralelamente ao eixo da ponte, com o valor de 30 kN/m.

Forças nos encontros – para determinação do impulso de terras sobre os encontros, as sobrecargas devidas ao tráfego podem ser assimiladas a uma carga uniformemente distribuída na faixa de rodagem, de valor igual a 10 kN/m^2.

Acções em passeios, guardas e guarda-rodas – nos passeios das pontes rodoviárias deve considerar-se a actuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída ou de uma sobrecarga concentrada, conforme for mais desfavorável ($3kN/m^2$ ou 20kN); nas guardas das pontes rodoviárias deve considerar-se, aplicada ao seu nível superior, uma força horizontal uniformemente distribuída na extensão da ponte (1,5 kN/m); nos guarda-rodas das pontes rodoviárias deve considerar-se a actuação de uma força concentrada e horizontal (20 kN).

3.2. Eurocódigo 1

O Eurocódigo 1 fornece, na Parte 2: Acções de tráfego em pontes, informação detalhada sobre todas as acções que devem normalmente ser consideradas no dimensionamento de edifícios e outras obras de engenharia civil. Encontra-se dividido em quatro secções, estando a primeira subdividida em duas partes que englobam densidades, pesos próprios, cargas impostas, acções devido a fogo, neve, temperatura, acções durante a execução e acções acidentais. As restantes três partes definem acções de tráfego em pontes, acções de gruas e máquinas e acções em silos e tanques.
A segunda parte do Eurocódigo 1 especifica cargas impostas associadas ao tráfego rodoviário, ferroviário e acções de pedestres. Quando relevante, são incluídos efeitos dinâmicos, forças centrífugas, forças de aceleração e de frenagem e ainda acções acidentais. Esta secção também inclui informação sobre combinações com cargas não provenientes do tráfego. As acções resultantes do tráfego rodoviário são representadas através de uma série de modelos de carga que procuram representar diferentes situações de tráfego bem como diferentes componentes (por exemplo: forças horizontais) dessas mesmas acções. Existem quatro modelos de carga para acções verticais.

Modelo de Carga 1 – define cargas concentradas e uniformemente distribuídas que cobrem os efeitos resultantes do tráfego de camiões e automóveis (Quadro I e Figura 1). Este modelo está concebido para verificações gerais e locais na estrutura. É o modelo de carga principal e está dividido em dois sistemas:

- carga uniformemente distribuída (UDL system)
- carga concentrada por eixo (tandem system: TS)

Quadro I – Valores característicos das acções do Modelo de Carga 1

Localização	UDL system	Tandem system TS
	q_{ik} (kN/m^2)	Cargas Axiais Q_{ik} (kN)
Faixa 1	9	300
Faixa 2	2,5	200
Faixa 3	2,5	100
Outras faixas	2,5	0
Restante área (q_{rk})	2,5	0

Modelo de Carga 2 – define uma única carga por eixo do veículo aplicada na área específica de contacto do pneu que cobre efeitos dinâmicos de tráfego em pequenos elementos estruturais (Figura 2). Deve ser apenas utilizado para verificações locais. O valor da carga axial é igual a 400 kN.

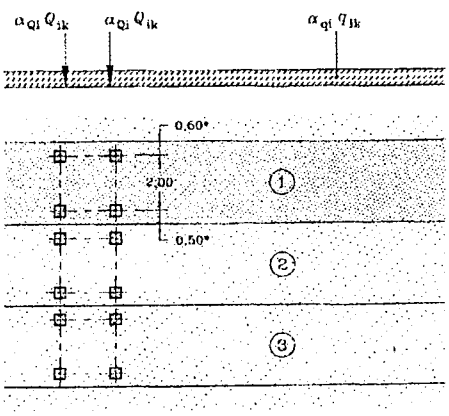


Figura 1 – Aplicação do Modelo de Carga 1

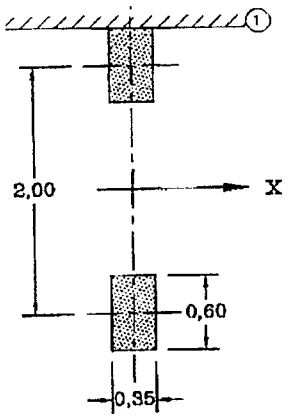


Figura 2 – Modelo de Carga 2

Modelo de Carga 3 – define um conjunto de cargas por eixo representativas de veículos especiais (por exemplo: transporte industrial) que podem circular em estradas que o permitam. Este modelo só deve ser utilizado quando requerido pelo dono de obra. Pode ser utilizado para verificações locais e gerais na estrutura.

Modelo de Carga 4 – define uma carga devido a um aglomerado de pessoas. Este modelo também só deve ser utilizado quando requerido pelo dono de obra e apenas deve ser aplicado para verificações gerais na estrutura. Para tal considera-se uma carga uniformemente distribuída igual a 5 kN/m^2, já incluindo amplificação dinâmica.

Nesta secção do Eurocódigo são também especificadas acções horizontais, dispersão de cargas concentradas, forças de aceleração e frenagem e ainda força centrífuga. Ainda no que diz respeito a pontes rodoviárias, são definidas acções acidentais resultantes de colisões de veículos debaixo do tabuleiro (por exemplo: em pilares) e de veículos no tabuleiro (por exemplo: em guardas, em guarda-rodas). Tal como já foi referido aquando da apresentação do RSA, estas cargas tem menor preponderância quando comparadas com as sobrecargas, neste caso os Modelos de Carga, servindo, essencialmente, para verificações e dimensionamentos locais.

Fadiga

O tráfego em pontes produz um espectro de esforços que pode causar fadiga. Este espectro depende da geometria dos veículos, das cargas, do espaçamento entre veículos, da composição do tráfego e de aspectos dinâmicos. O Eurocódigo 1 define cinco Modelos de Fadiga cuja aplicação é função do tipo de análise em causa.

Modelo de Fadiga 1 – tem uma configuração semelhante ao Modelo de Carga 1, mas o valor das cargas axiais é igual a 0,7 Q_{ik} e a carga uniformemente distribuída é igual a 0,3 q_{ik}.

Modelo de Fadiga 2 – consiste num conjunto de camiões considerados separadamente e percorrendo a faixa de tráfego apropriada.

Modelo de Fadiga 3 - este modelo consiste em fazer passar pelo tabuleiro um veículo com carga por eixo igual a 120 kN.

Modelo de Fadiga 4 – modelo semelhante ao modelo 2, diferindo apenas nas cargas por eixo e por introduzir frequências de passagem por cada camião que são função do tipo e da categoria de tráfego (classe da ponte).

Modelo de Fadiga 5 - este é o mais geral dos modelos e aplica-se a toda a gama de situações possíveis, consistindo na aplicação directa dos registos de tráfego na ponte.

4 – MODELAÇÃO E ANÁLISE COMPARATIVA

4.1 Tabuleiro simplesmente apoiado

Como primeiro exemplo para aplicação e comparação das cargas definidas no RSA e no EC1 foi estudado um pequeno tabuleiro com 15 metros de comprimento e 12 metros de largura simplesmente apoiado nos encontros. Para possibilitar uma melhor compreensão da estrutura, apresenta-se o alçado (Figura 3) e um corte (Figura 4) da mesma.

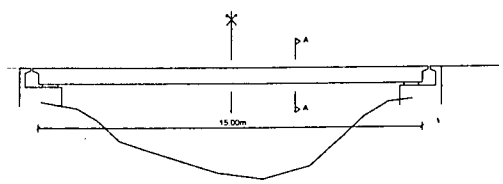


Figura 3 – Alçado

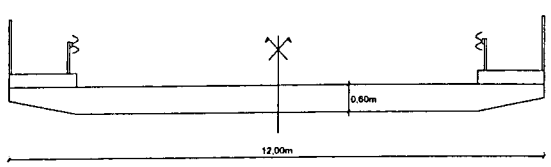


Figura 4 – Corte A-A

Dadas as condições de apoio deste tabuleiro, a secção condicionante é a de meio vão e é para esta que se obterão os esforços máximos, nomeadamente momentos flectores.

Estes esforços máximos são obtidos aplicando o carregamento máximo em todo o tabuleiro consoante as combinações de carga que cada um dos regulamentos estabelece. Uma vez que as acções definidas para os passeios apresentam valores semelhantes à sobrecarga a aplicar nas faixas de rodagem, é usual estender essa sobrecarga a todo o tabuleiro.
A modelação desta estrutura é feita em elementos finitos.

Combinações de cargas relevantes em estado limite último – RSA

RSA–1 Sobrecarga uniformemente distribuída (q1) + carga de faca (q2)

RSA–2 Veículo tipo

Combinações de cargas relevantes em estado limite último – EC1

EC1–1 Modelo de Carga 1

EC1–2 Modelo de Carga 2

A seguir são apresentados dois diagramas de momentos flectores (segundo a direcção X – Figura 5 e segundo a direcção Y – Figura 6) referentes às duas combinações mais condicionantes de cada um dos regulamentos.

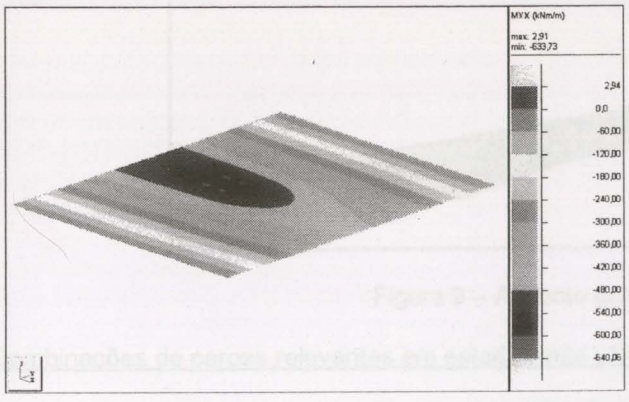


Figura 5 – Mx para a combinação EC1-1

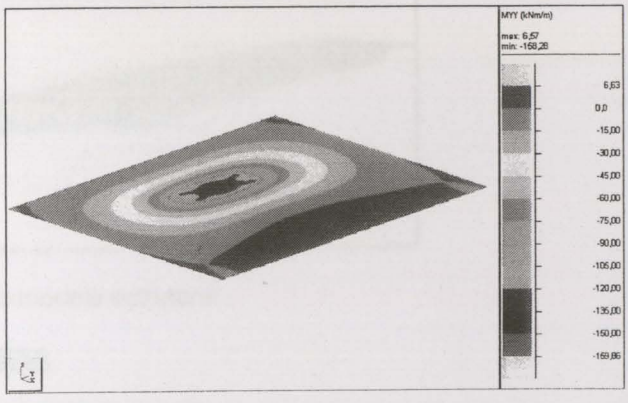


Figura 6 – My para a combinação RSA-2

No que diz respeito à comparação de resultados ente os dois regulamentos, é adoptado o seguinte critério: a combinação EC1-1 definida para o EC1 é comparada com a combinação RSA-1 do RSA e a combinação EC1-2 do EC1 é comparada com a combinação RSA-2 do RSA. Deste modo está a ser feita uma comparação de combinações com pressupostos semelhantes, podendo assim obter-se conclusões sobre as diferenças existentes entre os dois regulamentos. A acção do peso próprio, apesar de gerar esforços mais elevados comparativamente com as sobrecargas definidas nos regulamentos, não é alvo de estudo para melhor aferir as diferenças efectivas entre regulamentos. As Figuras 7 e 8 apresentam os valores máximos para as combinações atrás definidas.

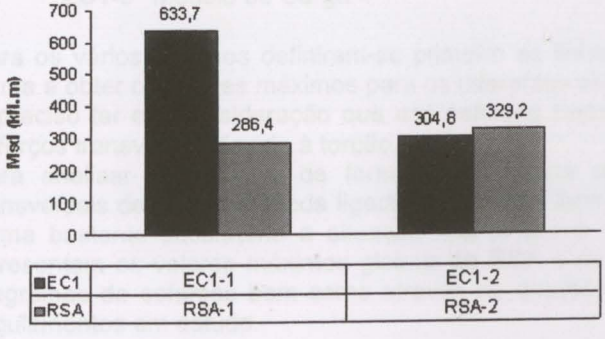


Figura 7 – Comparação dos valores de Mx

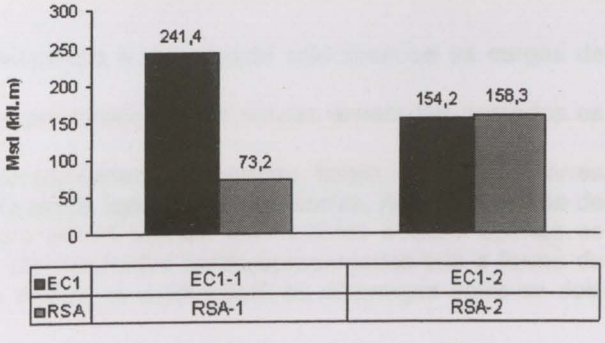


Figura 8 – Comparação dos valores de My

Em síntese, a combinação EC1-1 do Eurocódigo é a que se apresenta como mais condicionante. Comparando as acções, o Modelo de Carga 1 do Eurocódigo define uma sobrecarga uniformemente distribuída bastante superior à que é definida no RSA e como o tabuleiro em análise só tem uma faixa de rodagem essa diferença é ainda mais notória. No que diz respeito ao veículo tipo normalmente utilizado para verificações locais, as diferenças entre os regulamentos são menores, sendo necessário salientar que para o veículo tipo do RSA (combinação RSA-2) se obtêm valores ligeiramente superiores.

4.2 Ponte sobre o Rio Lima - A3

O segundo exemplo a ser estudado é a Ponte sobre o rio Lima – A3 (Figura 9). Trata-se de uma ponte com três vãos perfazendo um comprimento total de 260 metros. A ponte apresenta uma secção transversal variável ao longo de todo o seu comprimento.
A escolha do modelo de análise é sempre uma das tarefas preponderantes de qualquer estudo uma vez que é a partir dos resultados dados por esse modelo que se irá proceder ao dimensionamento do projecto apresentado. À partida, dois modelos poderiam ser utilizados para a análise do projecto. Um modelo em que o tabuleiro seria simulado com painéis de elementos finitos e outro em que o mesmo seria definido como viga.
Tendo em conta a complexidade da estrutura e da análise por elementos finitos, optou-se por um modelo definido por elementos de barra. Por outro lado, desta forma é possível analisar cada um dos esforços (momento flector, transverso e torção) de forma independente, não perdendo assim sensibilidade na análise.

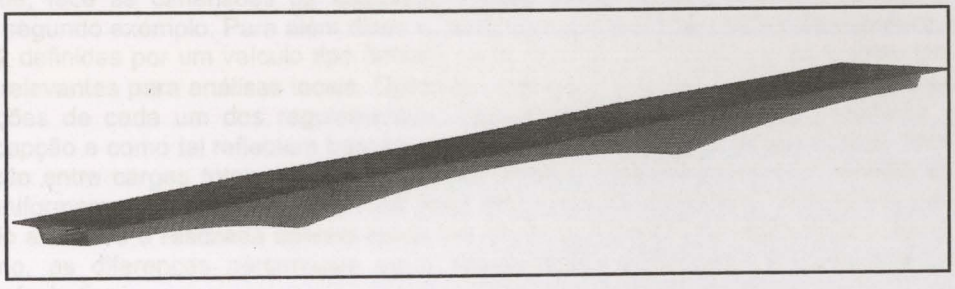


Figura 9 – Aspecto gráfico do modelo estrutural

Combinações de cargas relevantes em estado limite último – RSA

RSA-1 Sobrecarga uniformemente distribuída (q1) + carga de faca (q2)

RSA-2 Veículo tipo

Combinações de cargas relevantes em estado limite último – EC1

EC1-1 Modelo de Carga 1

EC1-2 Modelo de Carga 2

EC1-3 Modelo de Carga 4

Para os vários esforços definiram-se primeiro as linhas de influência e de seguida colocaram-se as cargas de forma a obter os valores máximos para os diferentes esforços.
É preciso ter em consideração que aos esforços transversos provocados pelas cargas devem ser somados os esforços transversos devido à torção.
Para analisar a torção e de forma a considerar as excentricidades das cargas foram colocadas barras transversais de rigidez elevada ligadas ao modelo bem como painéis ligados a essas barras. Assim simula-se de forma bastante satisfatória a situação real a que a estrutura estará sujeita. Dos valores obtidos apenas se apresentam os valores máximos globais do RSA e do EC1. Os resultados serão apresentados sob a forma de diagramas de esforços bem como através de quadros onde melhor se evidenciam as diferenças entre os dois regulamentos em estudo.

Relativamente à análise dos momentos flectores, a combinação mais condicionante do RSA é a RSA-1 (Figura 10) e do EC1 é a EC1-1 (Figura 11).

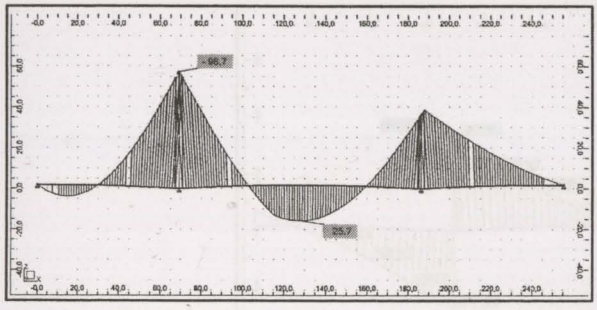


Figura 10 – Momento negativo máximo sobre o apoio interior para a combinação RSA-1

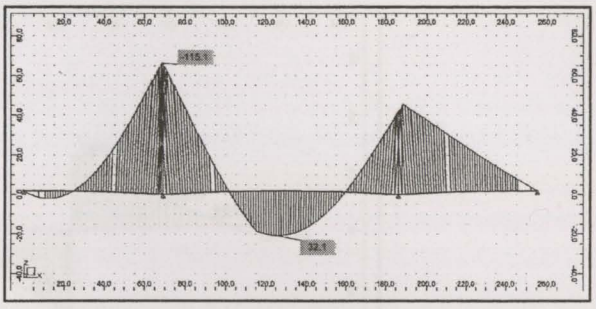


Figura 11- Momento negativo máximo sobre o apoio interior para a combinação EC1-1

Comparativamente com o primeiro exemplo analisado (tabuleiro simplesmente apoiado), pode facilmente constatar-se que, face às dimensões da estrutura, o peso próprio assume uma preponderância muito mais evidente neste segundo exemplo. Para além disso e, tendo em conta as dimensões da estrutura, as combinações **RSA-2** e **EC1-2** definidas por um veículo tipo deixam de ter grande significado numa análise global da estrutura, sendo apenas relevantes para análises locais. Optou-se, mais uma vez, por fazer uma comparação directa entre duas combinações de cada um dos regulamentos. São combinações com cargas bastante semelhantes em termos de concepção e como tal reflectem bem as eventuais diferenças entre regulamentos. Quando é efectuada uma comparação entre cargas totais, as diferenças são mínimas, sendo que o EC1 é mais exigente num dos casos (carga uniformemente distribuída) e o RSA mais exigente na combinação referente a um veículo tipo. No entanto, quando a análise é realizada apenas tendo em conta os valores das sobrecargas, ou seja, sem a acção do peso próprio, as diferenças percentuais entre regulamentos aumentam, em especial nas combinações referentes ao veículo tipo.

O Quadro II resume a informação referente à análise dos momentos flectores.

Quadro II – Comparação de Valores dos Momentos Flectores entre RSA e EC1

		EC1-1	RSA-1	Diferença (%)	
Momentos Totais (MN.m)	**1º Vão**	82,5	78,8	4,7%	EC1 mais exigente
	Apoio Interior	551,1	534,7	3,1%	
	2º Vão	129,0	125,2	3,0%	
		EC1-1	**RSA-1**	**Diferença (%)**	
Sobrecargas (MN.m)	**1º Vão**	37,6	33,9	10,9%	EC1 mais exigente
	Apoio Interior	115,1	98,7	16,6%	
	2º Vão	33,0	29,2	13,0%	
		EC1-2	**RSA-2**	**Diferença (%)**	
Momentos Totais (MN.m)	**1º Vão**	51,6	53,2	3,2%	RSA mais exigente
	Apoio Interior	453,8	456,7	0,6%	
	2º Vão	102,7	104,3	1,6%	
		EC1-2	**RSA-2**	**Diferença (%)**	
Sobrecargas (MN.m)	**1º Vão**	6,7	8,3	24,9%	RSA mais exigente
	Apoio Interior	17,7	20,6	16,3%	
	2º Vão	6,7	8,3	24,1%	

Na análise do esforço transverso, para obter os valores mais condicionantes (apoio interior) é necessário carregar os dois primeiros vãos. Mais uma vez, a combinação mais condicionante é a EC1-1 (Figura 12).

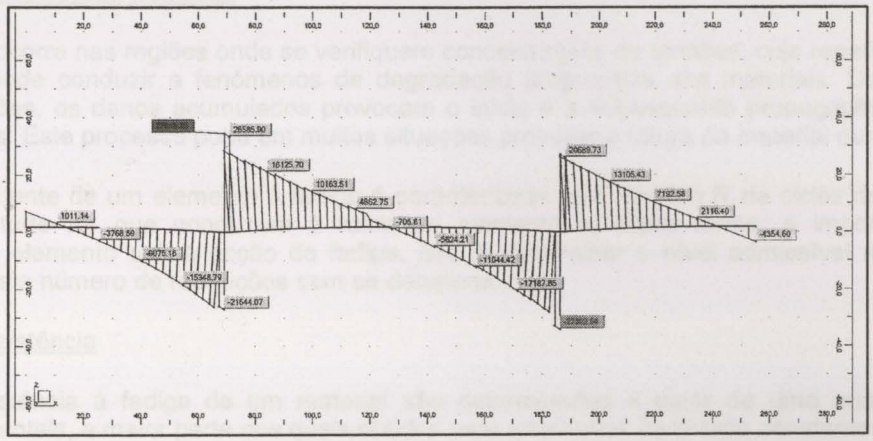


Figura 12 – Diagrama de Esforço Transverso para a combinação EC1-1

Tal como já foi referido na análise dos momentos flectores, as combinações definidas por um veículo tipo (**RSA-2**e **EC1-2**) não são relevantes numa análise global de uma estrutura com as dimensões da que está a ser analisada.
Se analisarmos os valores máximos obtidos resultantes da acção do peso próprio e das sobrecargas definidas, as diferenças entre os regulamentos são muito reduzidas, semelhante ao que já acontecia para os momentos flectores. Analisando separadamente o valor do esforço transverso introduzido pelas sobrecargas, constatamos que as diferenças, em termos percentuais, aumentam. Mais uma vez, o veículo tipo definido no RSA é mais condicionante do que o que se encontra definido no EC1 no Modelo de Carga 2.

Quadro III – Comparação de Valores do Esforço Transverso entre RSA e EC1

	EC1-1	**RSA-1**	**Diferença (%)**	
Esforço Transverso Total (kN)	27618,3	27329,3	1,1%	EC1 mais exigente
Sobrecargas (kN)	4963,1	4674,1	6,2%	
	EC1-2	**RSA-2**	**Diferença (%)**	
Esforço Transverso Total (kN)	23411,0	23529,9	0,5%	RSA mais exigente
Sobrecargas (kN)	755,8	874,7	15,7%	

Os momentos de torção em tabuleiros de caixão unicelular são essencialmente equilibrados por um estado de corte puro (St. Venant). As tensões de corte nas consolas são geralmente bastante mais pequenas do que as tensões nas paredes do caixão, podendo, assim, ser desprezadas. Por outro lado, como as espessuras das lajes e das almas são relativamente pequenas em relação às dimensões do caixão, pode admitir-se que a distribuição das tensões de corte nas paredes do caixão é uniforme.
O EC2 define a expressão para o cálculo do momento torsor resistente de uma dada secção.

$$T_{Rd,\max} = 2\nu\alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin\theta\cos\theta \qquad (1)$$

Para uma secção média da estrutura obtém-se um valor de $T_{Rd,\ max}$ = 1080 MN, ou seja, um valor bastante superior aos valores máximos obtidos para cada um dos regulamentos (para o RSA obteve-se 327 MN e para o EC1 441MN).

5 – FADIGA EM PONTES RODOVIÁRIAS DE BETÃO ARMADO

5.1 – A importância do estudo da fadiga

O dano por fadiga ocorre nas regiões onde se verifiquem concentrações de tensões, cuja repetição sucessiva dos ciclos de tensão pode conduzir a fenómenos de degradação progressiva dos materiais. Depois de um certo número de repetições, os danos acumulados provocam o início e a subsequente propagação das fissuras nas regiões degradadas. Este processo pode em muitas situações provocar a rotura do material ou do componente.

A capacidade resistente de um elemento à fadiga é caracterizada pelo número N_i de ciclos de tensão com uma determinada amplitude Δs que conduzem à ruína do elemento e, desta forma, é importante conhecer o comportamento do elemento sob a acção da fadiga, isto é, determinar o nível admissível da tensão a que o material resiste a este número de repetições sem se deteriorar.

5.2 – O lado da Resistência

As curvas de resistência à fadiga de um material são determinadas a partir de uma análise estatística de resultados experimentais, a maior parte dos quais obtidos para amplitudes de tensão constantes.
Estas curvas, designadas de curvas S-N (Tensão – Número de ciclos) ou de Wöhler, constituem a base das metodologias preconizadas nos regulamentos para a análise da fadiga.

Para as **armaduras ordinárias**, o valor de cálculo do número de ciclos necessários para alcançar a rotura por fadiga (N_i) pode ser obtido a partir da seguinte expressão que traduz a curva de resistência à fadiga para estas armaduras (Figura 13):

$$N_i = 10^6 \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)/\gamma_{s,fat}}{\Delta\sigma_i} \right]^m \qquad (2)$$

em que m toma valores 5 ou 9 consoante a amplitude de tensão $\Delta\sigma_i$ seja superior ou inferior ao valor de cálculo da resistência à fadiga definida para 1 milhão de ciclos ($\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)/\gamma_{s,fat}$).

Para o **betão à compressão** a correlação entre tensão máxima e resistência é superior à correlação entre amplitude de tensão e resistência à fadiga utilizada nos elementos de aço. Assim, a resistência à fadiga do betão é normalmente definida como uma fracção da resistência estática para um dado número N_i de ciclos, e depende da tensão máxima e mínima de compressão num ciclo.

A curva de resistência à fadiga do betão à compressão (Figura 14) pode ser definida através da expressão (abordada novamente no ponto 5.4.2) :

$$\log N_i = 14 \cdot \left[\frac{1 - E_{cd,\max,i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right] \qquad (3)$$

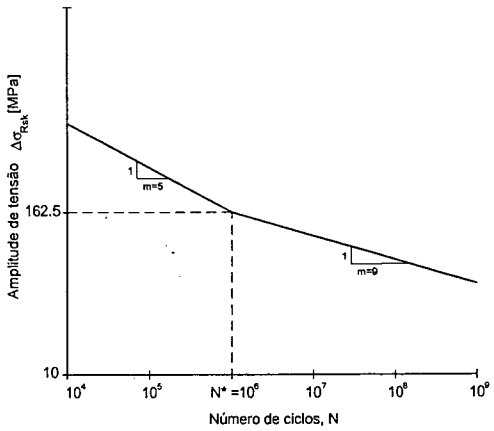


Figura 13 – Curva de resistência à fadiga para armaduras ordinárias não soldadas (Adaptado de [8])

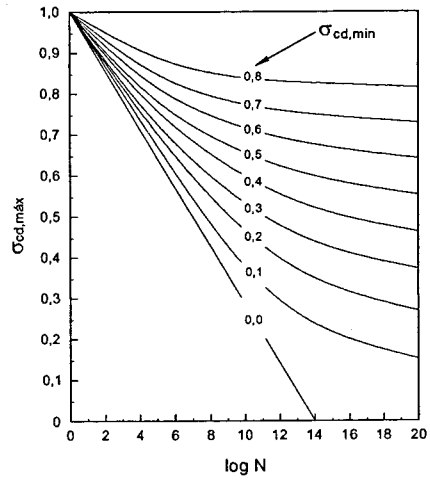


Figura 14 - Curvas de resistência à fadiga de elementos de betão à compressão em função do nível da tensão mínima de compressão (Adaptado de [8])

5.3 – O lado da Acção

As várias passagens de veículos na ponte dão origem a diagramas de variação da tensão que assumem as mais variadas formas em função do tipo de veículos, composição do tráfego, geometria da ponte, etc.

Por intermédio de métodos de contagem adequados (por exemplo o "Rainflow method") é possível extrair as amplitudes de tensão relevantes para a análise da fadiga, as quais são subdivididas em várias classes sendo posteriormente cada amplitude inserida na classe correspondente. Cada amplitude de tensão é definida como sendo a diferença entre um máximo local e um mínimo local da tensão:

$$\Delta\sigma = \sigma_{máx} - \sigma_{\min} \tag{4}$$

5.4 – Verificação da resistência à fadiga

Segundo o Eurocódigo existem dois níveis de análise na verificação da resistência à fadiga.

5.4.1 – 1º Nível

O 1º nível ou análise preliminar é uma verificação indirecta da resistência à fadiga e consiste em comparar a máxima amplitude de tensão devida aos efeitos do tráfego com um valor limite das propriedades do material de forma a verificar se os elementos têm ou não resistência ilimitada à fadiga. A análise é feita considerando em todas as secções as tensões extremas devidas aos efeitos das cargas consideradas.

De uma forma resumida, o 1º nível de verificação à fadiga é:

Para o betão:

$$\frac{\sigma_{c,máx}}{f_{cd,fat}} \leq 0{,}5 + 0{,}45\frac{\sigma_{c,\min}}{f_{cd,fat}} \tag{5}$$

Para as armaduras:

$$\Delta\sigma_{\max} \leq 70\,MPa \tag{6}$$

5.4.2 – 2º Nível

O 2º nível de análise é realizado nas situações em que não são satisfeitos os requisitos do 1º nível e compõe-se basicamente de dois métodos: o método dos danos acumulados (método mais genérico) e um modelo simplificado de análise, o método da tensão equivalente de danos.

Método dos danos acumulados

O dano por fadiga induzido num elemento estrutural por um determinado carregamento, representa a fracção da vida útil que foi gasta com a aplicação desse carregamento. Estando a carregamento associado a um espectro de tensões ($\Delta\sigma_i$; n_i) deverão ser contabilizados os danos parciais correspondentes a cada uma das classes de tensão.
Assim, admitindo a possibilidade de acumulação linear, o dano total pode ser expresso por intermédio do somatório do quociente entre o número de ciclos aplicado (ni) com amplitude de tensão Δs_i e o número de ciclos (Ni) que causam rotura nessa amplitude de tensão,

$$D = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_i} \tag{7}$$

Considera-se que ocorre rotura por fadiga quando o dano acumulado é igual ou superior à unidade.

Método da tensão equivalente de danos

Dada a complexidade do método dos danos acumulados, é usual recorrer a um método simplificado de análise, o qual, de um modo geral consiste em comparar uma tensão equivalente de danos (Δs_E) a uma tensão de referência, normalmente tomada como resistência à fadiga aos N* milhões de ciclos (Δs_C), consoante o material em estudo.

Essa tensão equivalente de dano corresponde ao valor da tensão que introduz na estrutura um nível de dano idêntico ao gerado pela passagem do tráfego real ao longo do período de vida útil da estrutura e é obtida a partir da máxima amplitude de tensão determinada pela aplicação do modelo de cargas de fadiga (LM3) multiplicada por um factor equivalente de dano (λ_E). Este factor depende do tipo de tráfego, do funcionamento estrutural da ponte, do tipo de carregamento e do período de vida útil da ponte.

Aplicando este método às armaduras ordinárias e ao betão e, atendendo às especificações de análise de cada um destes materiais, as respectivas verificações a efectuar, segundo o Eurocódigo, são:

Para o betão:

$$E_{cd,\max,equ} + 0,43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \tag{8}$$

a qual é obtida desenvolvendo a expressão 3, onde,

R_{equ} o ratio entre tensões máxima e mínima,

$E_{cd,\min,equ}$ e $E_{cd,\max,equ}$ os níveis mínimo e máximo de tensões de compressão, obtidos pelo quociente entre a tensão última superior e inferior para 1 milhão de ciclos e o valor de cálculo da resistência à fadiga do betão $f_{cd,fat}$, de acordo com o ponto 6.8.7 da referência [2].

Para as armaduras:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s,fat}} \tag{9}$$

em que:

$\Delta\sigma_{Rsk}$ é a amplitude de tensão resistente para 1 milhão de ciclos (162.5MPa),

$\Delta\sigma_{S,equ}$ é a variação de tensão equivalente em relação ao dano para 1 milhão de ciclos.

6 - CONCLUSÃO

Pela definição das acções referentes a cada um dos regulamentos é possível constatar que o EC1 apresenta um detalhe bastante superior ao RSA, nomeadamente no que a modelos de carga diz respeito. Para além disso dá particular ênfase à questão da fadiga, ausente no RSA e que é alvo de estudo particular nesta comunicação.
Foram efectuadas modelações de duas estruturas com o auxílio de um programa de cálculo automático (ROBOT) para melhor poder aferir as diferenças existentes entre regulamentos e até que ponto é que a nova regulamentação europeia a entrar em vigor é mais condicionante do que a existente em Portugal (RSA). É possível constatar que as acções definidas no EC1 não são muito mais condicionantes do que aquelas que se encontram no RSA. Porém, o veículo tipo definido neste último apresenta-se sempre mais condicionante do que o veículo definido no Modelo de Carga 2 do EC1.
Deste modo, pode concluir-se que a regulamentação portuguesa está perfeitamente aceitável quando comparada com a nova regulamentação europeia embora devesse ter em conta a variação da sobrecarga com o vão. Efectivamente, a realidade tem mostrado que quer a intensidade da carga como a própria configuração dos rodados mudam significativamente durante a vida de uma ponte pelo que a adopção de modelos complicados não trazem quaisquer vantagens uma vez que o presumível maior rigor alcançado perder-se-á logo que se verifiquem aquelas alterações.
Em síntese, com este Seminário foi possível ficar com uma perfeita noção de todo tipo de acções intervenientes para o dimensionamento de uma ponte rodoviária bem como das diferenças que a nova regulamentação europeia vai introduzir. É ainda de salientar o trabalho de modelação efectuado, que se revelou de profundo interesse, quer no âmbito deste Seminário quer para futuro.

7 - AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar o seu profundo agradecimento a todos os que contribuíram para a realização deste trabalho, nomeadamente:

- Professor António Adão da Fonseca pela orientação e permanente interesse demonstrado.
- Professor Miguel Azenha e Engenheiro Hélder Figueiredo pela disponibilidade demonstrada.

8 - REFERÊNCIAS

[1] EN 1991-2, "**Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges**", CEN, 2003
[2] EN 1992-1-1, "**Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão**", CEN, 2004
[3] EN 1992-2, "**Eurocode 2: Design of concrete Structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules**", CEN, 2004
[4] Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983
[5] Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983
[6] Coutinho, A. S., Gonçalves, A., "**Fabrico e Propriedades do Betão**", 1998
[7] Tembe, A. L., "**Fadiga em Pontes Mistas Aço-Betão**", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Eng.ª Civil da Universidade Técnica de Lisboa, 2001
[8] Figueiredo, H., "**Fadiga de Pontes Mistas Aço-Betão em Linhas de Alta-Velocidade**", Dissertação a apresentar à Faculdade de Engenharia Civil da U. do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Eng.ª Civil, 2007
[9] Coutinho, J. S. – "**Metais e Ligas metálicas - Slides**", 2001
[10] Leonhardt, F. – "**Ponts**", Presses Polytechniques Romandes, 1986
[11] Martins, J. L., "**Folhas da Disciplina de Pontes**", Universidade de Coimbra, 1998
[12] Frÿba, L., "**Dynamics of Railway Bridges**", Telford Ltd., 1996
[13] Manual de Instruções do ROBOT

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA EM ARCO PARA DIFERENTES CENÁRIOS DE TRÁFEGO DE ALTA VELOCIDADE

Ana Sofia Miranda Gandarela

Artur Francisco Capelas Andrade

Carlos Miguel Correia Albuquerque

SUMÁRIO

O presente trabalho tem como objectivo a análise da resposta dinâmica de uma ponte ferroviária da Linha do Norte (Ponte de S. Lourenço) para vários cenários de alta velocidade. Esta análise foi feita de acordo com os regulamentos actuais, EN 1991-2 (2003) e ANNEX A2 – Application for bridges (Normative) (2005), regulamentos esses que a futura rede de alta velocidade em Portugal terá de respeitar. Com o recurso ao software ANSYS 10.0 foi feita a modelação da ponte e programado o modelo de cargas. Foi feita a comparação entre o comportamento da ponte face à passagem do Alfa-Pendular e do TGV tendo sido avaliadas a segurança estrutural, a segurança da via e o conforto dos passageiros. Foram ainda desenvolvidos alguns estudos paramétricos no sentido de avaliar a influência do amortecimento e do número de modos de vibração considerados na resposta da estrutura.

1 - INTRODUÇÃO

Em Portugal procurou-se na última década do século XX modernizar e reabilitar as vias existentes e procura-se agora no início do século XXI concretizar a implementação de uma rede de alta velocidade que permita efectuar a ligação a Espanha e desta forma à rede europeia. Nesse sentido, foram acordadas na XIX Cimeira Ibérica, 4 ligações a Espanha: Lisboa-Madrid, Porto–Vigo, Aveiro-Salamanca e Faro–Huelva. As vantagens do transporte ferroviário comparativamente com outros meios de transporte prendem-se nomeadamente com motivos:

- Económicos: baixos custos de transporte e baixos gastos energéticos;
- Ecológicos: baixas emissões de gases nocivos para a atmosfera, que sustentam a opinião da esmagadora maioria dos estudos científicos e de impacte ambiental que defendem ser este o meio de transporte que menos impactos ambientais gera;
- Segurança: nível reduzidíssimo de acidentes verificados;
- Conforto: nível de conforto para os passageiros muito acima da média.

As velocidades admissíveis nas vias de alta velocidade acarretam consigo o aumento dos efeitos dinâmicos sobre as pontes, nomeadamente os importantes efeitos de ressonância, que se manifestam sobretudo para velocidades acima dos 200km/h. Esses efeitos de amplificação ocorrem para as velocidades ditas de ressonância ($v_{resson.}$). A estas exigências acrescem-se ainda no âmbito da União Europeia as exigências de interoperabilidade estabelecidas para a rede europeia de alta velocidade, as TSI (Technical Specifications of Interoperability). Todas estas novas exigências têm sido acompanhadas pelos departamentos competentes da Comissão Europeia estando actualmente regulamentada toda a metodologia para a análise dinâmica de pontes sujeitas à acção de tráfego ferroviário de alta velocidade. Essa metodologia deve ser aplicada quer no dimensionamento de novas estruturas, quer na análise de estruturas já existentes, em troços de linhas que se pretendam ver aproveitados para futuras linhas de alta velocidade.

A ponte de S. Lourenço é uma ponte do tipo "bowstring". Estas pontes apresentam, em geral, um bom comportamento face a carregamentos estáticos mas as suas características estruturais levam a respostas em geral menos satisfatórias em relação aos efeitos dinâmicos induzidos por comboios reais especialmente se o vão for reduzido. Tal facto deve-se à predominância da resposta segundo o modo hemi-simétrico de vibração vertical.

2 - MODELO DE CARGAS

A análise foi realizada considerando ausência de interacção ponte-comboio, sendo o Alfa e o TGV representados pelos modelos de cargas móveis das Figuras 1 e 2 respectivamente. Seja X_k a posição de um dos dois eixos do comboio no instante t e seja X_i a posição da travessa i pertencente ao percurso da carga. Então, o valor da acção do eixo k sobre a travessa i, é dado, nesse instante, pelo produto entre a carga total do eixo e a função de forma $N_i(x)$:

$$N_i(x)=\frac{1}{2}\times\frac{x_k-x_{i-1}}{2\times a},\ se\ \ x_{i-2}\le x_k\le x_i;\ \ N_i(x)=\frac{1}{2}-\frac{1}{2}\times\frac{x_k-x_i}{2\times a},\ se\ \ x_i\le x_k\le x_{i+2};\ \ N_i(x)=0,se\ \ x_k\notin[x_{i-2},x_{i+2}]$$

em que "a" é a distância entre travessas. A função de forma assim definida está de acordo com o estipulado no EN1991-2 (Figura 3).

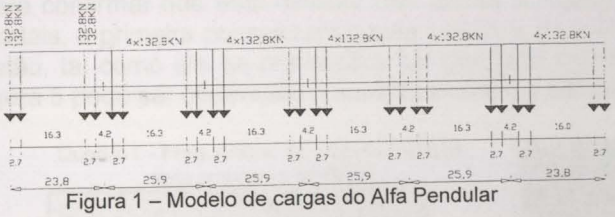


Figura 1 – Modelo de cargas do Alfa Pendular

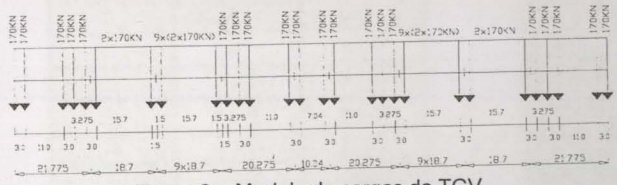


Figura 2 – Modelo de cargas do TGV

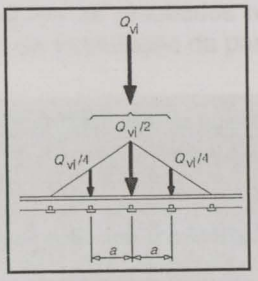


Figura 3 – Esquema da função de forma

3 - PONTE REAL E RESPECTIVA MODELAÇÃO

A obra, sobre a qual será desenvolvido este trabalho, a Ponte S. Lourenço, situa-se na Linha ferroviária do Norte, mais precisamente ao quilómetro 158.662, sobre o rio Arunca, perto de Vermoil. Do ponto de vista estrutural, é constituída por dois tabuleiros idênticos e independentes, cada um deles delimitado longitudinalmente, em ambas as laterais, por arcos metálicos (ponte do tipo "bowstring"). Exteriormente aos arcos, existe um passadiço formado por laje em consola, betonada juntamente com o tabuleiro, o qual permite a passagem de peões (Figura 4).

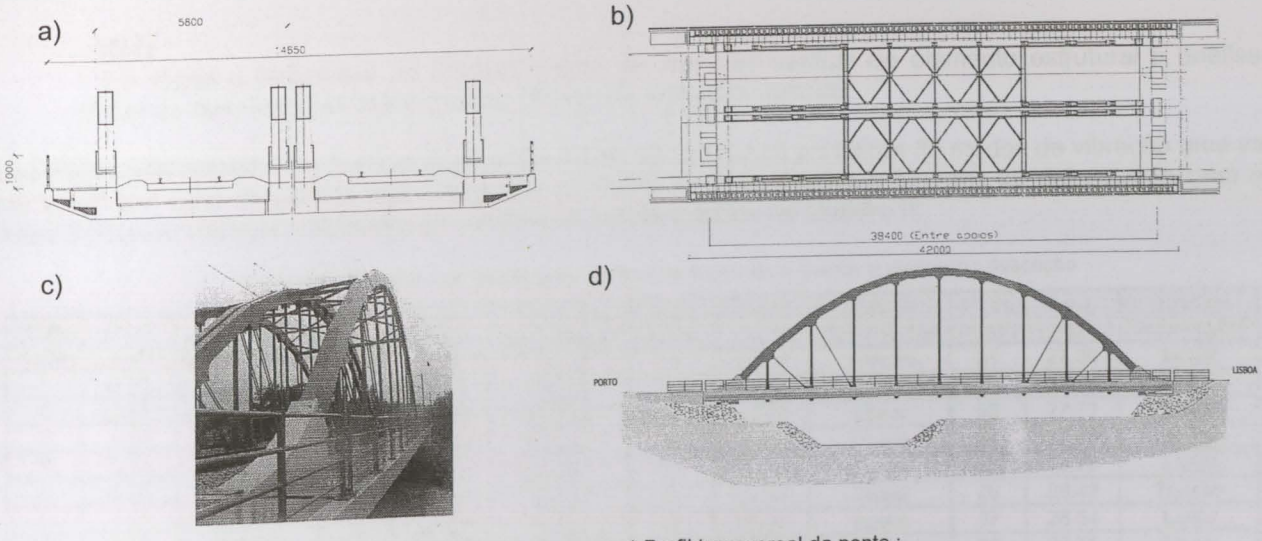


Figura 4 – Ponte de S. Lourenço: a) Perfil transversal da ponte ;
b) Planta da ponte; c) Fotografia da ponte; d) Perfil longitudinal da ponte

Na modelação foram tidas em consideração as características mecânicas necessárias, nomeadamente áreas e inércias das diferentes secções que constituem os arcos metálicos. O balastro, os carris, as travessas e a regularização foram integrados na modelação, incorporando a sua massa na faixa central de menor espessura do tabuleiro, de acordo com os pesos volúmicos a seguir indicados:

Betão – 25 kN / m^3; Balastro – 47.5 kN / m.l.; Travessas + carris – 6.1 kN / m.l.;
Regularização + impermeabilização + betonilha de protecção – 5.98 kN / m.l.

Assim, e sendo a espessura média da laje de betão 0.415m chegou-se aos seguintes peso e massa volúmica da laje central:

$$\gamma_{laje\ central} = 25 + \frac{47.5 + 6.1 + 5.98}{4.6 \times 0.415} = 56.21 \ \text{kN/m}^3 \qquad \rho_{laje\ centra} = \frac{56.21 \times 10^3}{9.8} = 5736 \ \text{kg/m}^3$$

Para confirmar que esta decisão não afecta a resposta dinâmica da ponte, foram efectuadas duas análises modais, a primeira considerando esta hipótese (modelo 1) e a segunda modelando o balastro sobre a laje de betão, tal como ele se materializa na realidade (modelo 2), encontrando-se os resultados no Quadro I. Na figura 5 pode ser observada a solução numérica obtida após a conclusão da modelação da ponte.

Quadro I – Frequências de vibração obtidas para ambos os modelos

Nº do modo	Frequência (Hz)	
	Modelo(1)	Modelo(2)
1	2.871	2.387
2	3.262	3.358
3	4.898	4.898
4	5.514	5.697
5	6.575	6.538
6	7.597	7.833
7	9.697	10.055
8	9.841	10.591
9	11.938	11.768
10	12.150	12.407

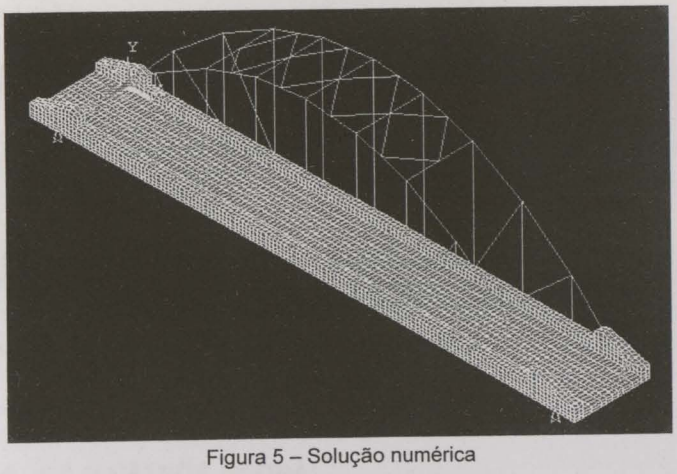


Figura 5 – Solução numérica

4 - ANÁLISE MODAL

Para estabelecer o número de modos a usar (intervalo de frequências) neste estudo seguiram-se os critérios definidos na EN1990-prAnnexA2, usando para valor máximo de frequência o maior dos seguintes valores:

- 30Hz
- 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração vertical do elemento estrutural a analisar, incluindo no mínimo os três primeiros modos de vibração verticais.

A análise modal demonstrou que era necessário incluir no estudo os primeiros 38 modos de vibração uma vez que o 39º tem uma frequência que ultrapassa os 30Hz. As frequências e os tipos de deformação para os vários modos de vibração estudados encontram-se representados no Quadro II:

Quadro II – Frequências de vibração obtidas para os vários modos e respectiva descrição

Nº do modo	Freq. (Hz)	Tipo de Deformação	Nº do modo	Freq. (Hz)	Tipo de Deformação	Nº do modo	Freq. (Hz)	Tipo de Deformação	Nº do modo	Freq. (Hz)	Tipo de Deformação
1	2.38	Transv.	11	12.75	Local	21	22.18	Torção	31	27.36	Local
2	3.26	Flexão	12	13.20	Local	22	23.39	Local – Ext.	32	27.67	Local
3	4.90	Transv.	13	13.38	Torção	23	24.30	Local	33	27.71	Local
4	5.51	Flexão	14	15.35	Transv.	24	24.61	Local	34	27.78	Local
5	6.58	Torção	15	15.39	Transv.	25	25.29	Transv.	35	28.28	Local
6	7.60	Flexão	16	16.79	Local	26	25.81	Local	36	28.42	Torção
7	9.70	Transv.	17	17.92	Local	27	25.96	Local	37	28.54	Local
8	9.84	Flexão	18	19.33	Local	28	26.00	Local	38	28.71	Local
9	11.94	Torção	19	19.99	Local – Ext.	29	26.44	Local			
10	12.15	Local	20	20.24	Local – Ext.	30	26.97	Local			

As deformadas dos três primeiros modos de flexão encontram-se apresentadas na Figura 6:

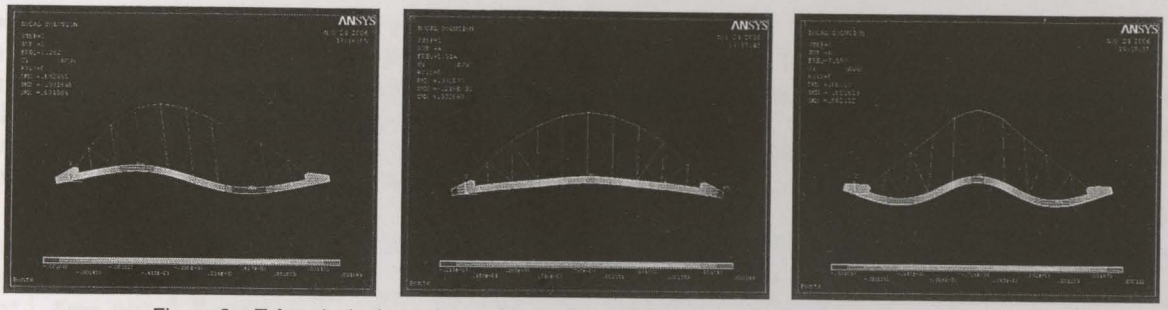


Figura 6 – Três principais modos de flexão: 2º, 4º e 6º modos de vibração, respectivamente

4.1. – Ensaio experimental in situ

Foi realizado um ensaio in situ (Figura 7) que permitiu obter, com recurso a sismógrafos, os valores das 3 primeiras frequências naturais de flexão: 4.49Hz, 6.05Hz e 7.13Hz. Estes valores aproximam-se bastante dos valores obtidos no modelo numérico (ver Quadro II).

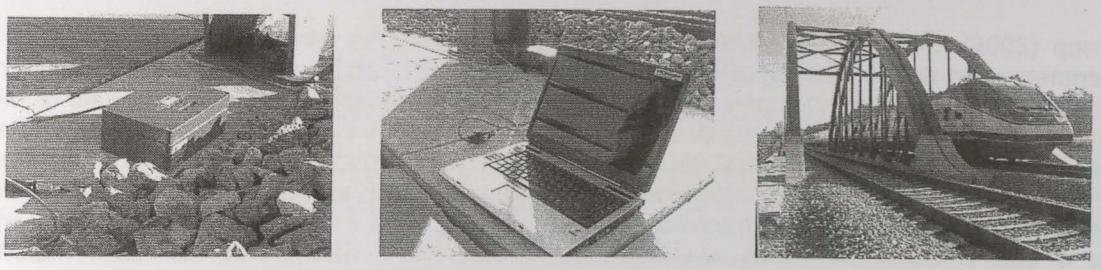


Figura 7 – Sismógrafo, Tratamento preliminar de dados in situ, Alfa-Pendular

5 - ANÁLISE DINÂMICA GLOBAL

Para aferir a necessidade de elaborar uma análise dinâmica da ponte em estudo perante a passagem de comboios de alta velocidade, a norma EN1991-2 (2003) apresenta um fluxograma onde estão definidos os critérios que permitem a tomada da decisão. Quando necessária, esta análise permitirá avaliar aspectos como a segurança estrutural (incluindo a segurança à fadiga), a segurança da via e o conforto dos passageiros. Não sendo a ponte em questão uma estrutura simples e estando em análise velocidades superiores a 200Km/h a necessidade de efectuar uma análise dinâmica surge imediatamente da análise do referido fluxograma.

Na figura 8, encontram-se assinalados os pontos do tabuleiro sobre os quais se desenvolverá esta análise. Os resultados obtidos para um terço e um quarto de vão são em geral bastante similares pelo que em certas situações se apresentam apenas os resultados referentes a meio vão, terço de vão e extremidade.

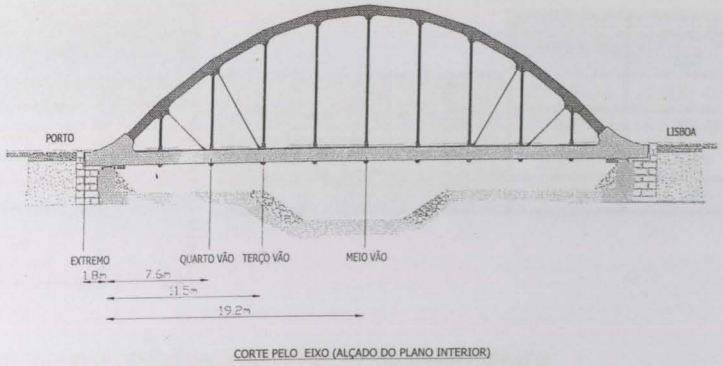


Figura 8 – Representação dos pontos do tabuleiro em estudo

5.1. - Velocidades de ressonância

As velocidades de ressonância são calculadas com a expressão $v_{resson} = D \times n_i / j, \quad j = 1,2,3...$ em que D é a distância entre grupos de eixos do comboio, e n_i uma das frequências fundamentais de vibração da estrutura. O cálculo das velocidades de ressonância é fundamental pois é para estas velocidades que a estrutura é mais solicitada, com a carga a actuar com uma frequência idêntica ou submúltipla da frequência natural da estrutura e atingindo-se os valores máximos para acelerações, deslocamentos e tensões. O quadro III abrange parte da informação relativa a este cálculo para o Alfa-Pendular (D=25.9m).

Quadro III – Cálculo de algumas velocidades de ressonância

MODO DE VIBRAÇÃO		COMBOIO	Alfa						
nº	Freq. (Hz)	D= 25.9 m	/1	/2	/3	/4	/5	/6	/7
2	3,2621	Flexão	304,16	152,08	~~101,39~~	~~76,04~~	~~60,83~~	~~50,69~~	~~43,45~~
4	5,5137	Flexão	~~514,40~~	257,05	171,37	~~128,52~~	~~102,82~~	~~85,68~~	~~73,44~~
6	7,5971	Flexão	~~708,35~~	354,18	236,12	177,09	141,67	~~118,06~~	~~101,19~~

5.2. – Cálculo do coeficiente de amortecimento

Para o cálculo do amortecimento da ponte usou-se como referência a EN1991–2 (2003) que abrange estruturas constituídas por vários materiais e com diferentes vãos (Quadro IV). Neste caso, perante um vão de 38,4m, e uma ponte do tipo compósito é-se remetido para um amortecimento de 0,5 %, valor este que segundo alguns autores se revela um pouco conservativo. Os gráficos da figura 9 apresentam os valores de deslocamentos e acelerações negativos da ponte, para este coeficiente de amortecimento, à passagem do Alfa-Pendular a diversas velocidades (inclusivé velocidades superiores às admissíveis para o Alfa-Pendular). O quadro V reune os valores máximos tanto positivos como negativos atingidos até à velocidade de referência de 220Km/h. Esta foi considerada a velocidade de referência pois considerou-se que a ponte foi dimensionada para a passagem do Alfa-Pendular a velocidades inferiores ou iguais a 220km/h.

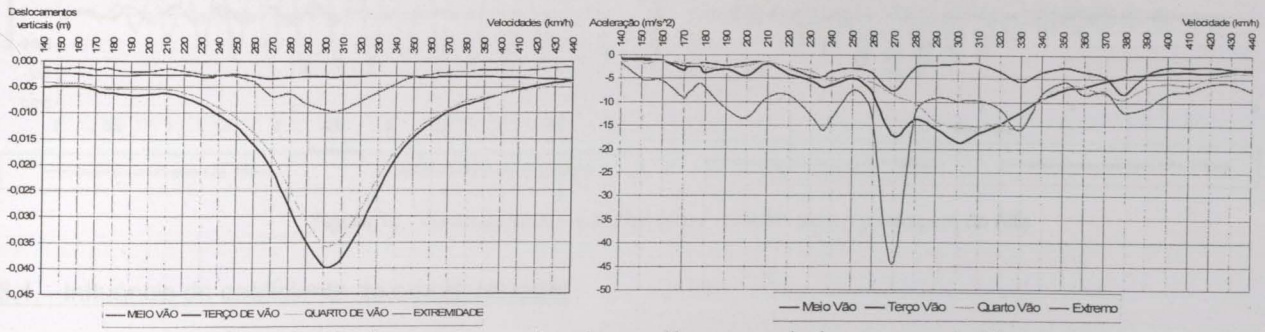


Figura 9 – Deslocamentos e acelerações negativos, aquando da passagem do Alfa

Quadro IV - Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) para efeitos de dimensionamento (adaptado de EN1991-2 (2003))

Tipo de Ponte	Limite inferior do coeficiente de amortecimento ξ (%)	
	L < 20 m	L ≥ 20 m
Aço ou Compósita	$\xi = 0,5 + 0,125\,(20 - L)$	$\xi = 0,5$
Betão Pré-Esforço	$\xi = 1,0 + 0,07\,(20 - L)$	$\xi = 1,0$
Betão Armado e "Filler Beam"	$\xi = 1,5 + 0,07\,(20 - L)$	$\xi = 1,5$

Quadro V – Valores máximos positivos e negativos de deslocamentos e acelerações para a passagem do Alfa a 220 Km/h

		Meio vão	Terço de vão	Quarto de vão	Extremo
Deslocamentos (m)	Max.	2,69E-04	4,30E-03	3,65E-03	1,62E-03
	Mín.	-2,68E-03	-6,95E-03	-5,98E-03	-1,95E-03
Acelerações (m/s^2)	Max.	2,673	2,834	2,867	10,131
	Mín.	-2,653	-4,165	-2,610	-8,590

5.3. – Resposta da estrutura para algumas velocidades de ressonância

Por observação dos gráficos da Figura 9 verifica-se que os maiores deslocamentos se dão para a velocidade de 304km/h (1ª velocidade de ressonância associada ao 1º modo de flexão vertical), enquanto que as maiores acelerações se registam para a velocidade de 270km/h. Desta forma torna-se importante analisar a resposta

da estrutura ao longo do tempo para as duas velocidades referidas. Na figura 10 apresenta-se a comparação dos deslocamentos à velocidade de 304km/h e das acelerações a 270km/h com os respectivos valores à velocidade de 220km/h.

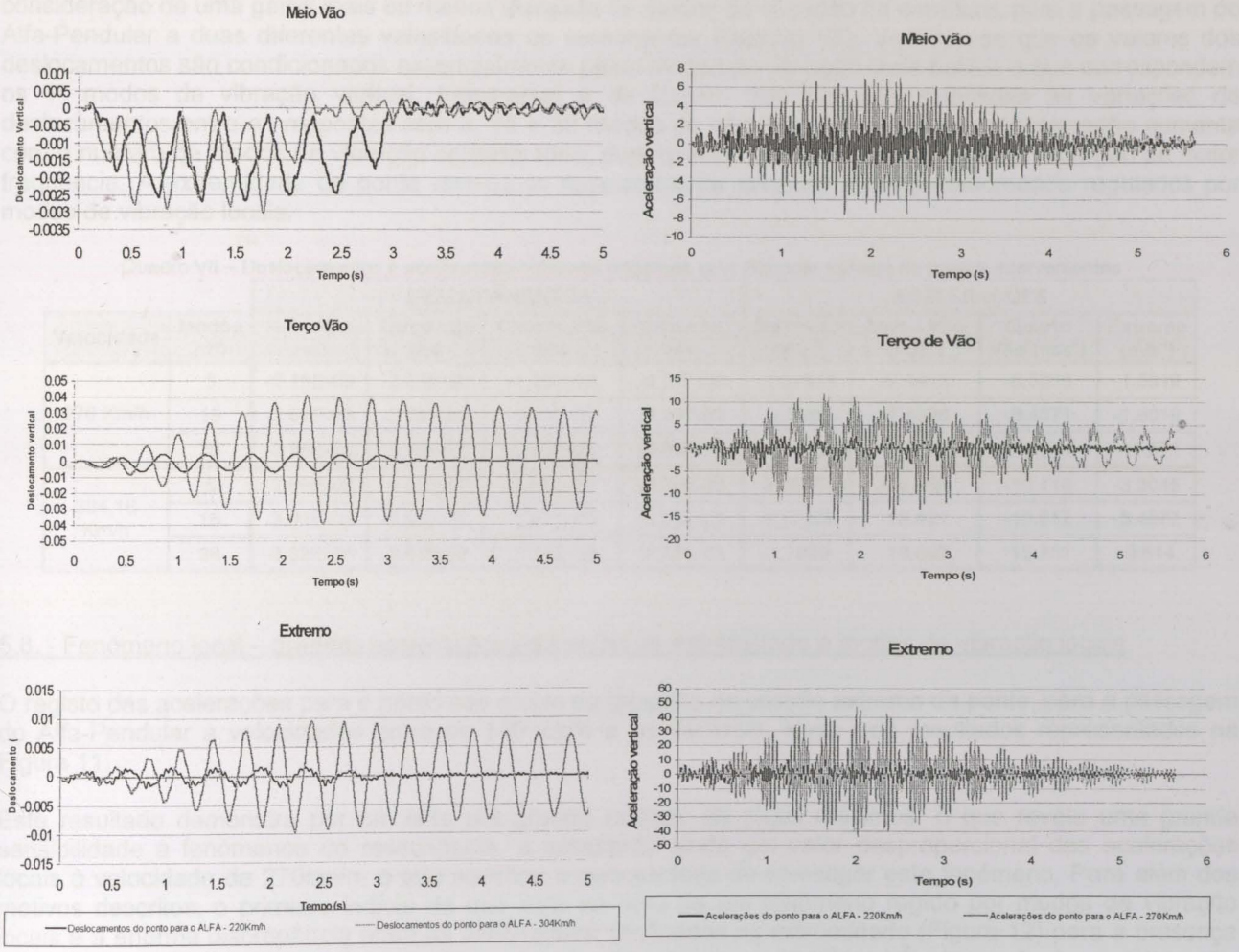


Figura 10 - Deslocamentos e acelerações verticais para a passagem do Alfa

5.4. - Influência do coeficiente de amortecimento

Foram calculados os valores máximos dos deslocamentos e das acelerações para vários valores do coeficiente de amortecimento, para a passagem do Alfa-Pendular às velocidades de ressonância referidas anteriormente (Quadro VI). Verificou-se uma redução significativa dos deslocamentos e das acelerações à medida que se aumenta o amortecimento. Dentro desta gama de amortecimentos os deslocamentos chegam a variar 31,2% e as acelerações registam reduções de 61,7% em zonas onde predominam efeitos locais.

Quadro VI – Deslocamentos e acelerações máximos negativos com diferentes amortecimentos

		DESLOCAMENTOS				ACELERAÇÕES			
Velocidade	**Amortecimento (%)**	**Meio Vão (m)**	**Terço Vão (m)**	**Quarto Vão (m)**	**Extremo (m)**	**Meio Vão (m/s^2)**	**Terço Vão (m/s^2)**	**Quarto Vão (m/s^2)**	**Extremo (m/s^2)**
270 Km/h	0,5	-3.38E-03	-2.08E-02	-1.80E-02	-6.66E-03	-7.58	-17.23	-8.58	-44.57
	1	-3.16E-03	-1.97E-02	-1.71E-02	-5.61E-03	-5.72	-14.01	-7.34	-29.52
	1,5	-3.01E-03	-1.88E-02	-1.63E-02	-5.15E-03	-4.55	-11.92	-6.44	-21.27
	2	-2.91E-03	-1.79E-02	-1.55E-02	-4.79E-03	-3.71	-10.44	-5.81	-17.08
304,16 Km/h	0,5	-3.03E-03	-3.97E-02	-3.57E-02	-9.76E-03	-1.79	-18.09	-15.25	-9.61
	1	-2.95E-03	-3.53E-02	-3.16E-02	-8.70E-03	-1.73	-16.28	-13.31	-8.06
	1,5	-2.89E-03	-3.14E-02	-2.82E-02	-7.81E-03	-1.69	-14.70	-12.06	-7.05
	2	-2.85E-03	-2.91E-02	-2.55E-02	-7.04E-03	-1.65	-13.30	-10.95	-6.28

5.5. - Influência do número de modos participantes na resposta

Foi também registada a variação da resposta em termos de deslocamentos e acelerações face à consideração de uma gama mais ou menos alargada de modos de vibração da estrutura, para a passagem do Alfa-Pendular a duas diferentes velocidades de ressonância (Quadro VII). Verificou-se que os valores dos deslocamentos são condicionados essencialmente pelos modos de vibração mais baixos a que correspondem os 1º modos de vibração vertical, transversal e de torção. São por isso reduzidas as variações de deslocamentos entre as respostas com 5, 15 e 38 modos de vibração. Pelo contrário a aceleração aumenta com o número de modos de vibração considerados, dependendo sobretudo dos modos de vibração de maior frequência. A extremidade da ponte revelou-se especialmente sensível a certos fenómenos regulados por modos de vibração locais.

Quadro VII – Deslocamentos e acelerações máximos negativos com diferente número de modos intervenientes

		DESLOCAMENTOS				ACELERAÇÕES			
Velocidade	**Modos (nº)**	**Meio Vão (m)**	**Terço Vão (m)**	**Quarto Vão (m)**	**Extremo (m)**	**Meio Vão (m/s^2)**	**Terço Vão (m/s^2)**	**Quarto Vão (m/s^2)**	**Extremo (m/s^2)**
270 Km/h	5	-2.16E-03	-2.03E-02	-1.80E-02	-4.21E-03	-0.81671	-7.4413	-6.5836	-1.5919
	15	-3.07E-03	-2.06E-02	-1.81E-02	-4.18E-03	-1.3968	-7.4726	-6.4071	-1.6019
	38	-3.38E-03	-2.08E-02	-1.80E-02	-6.66E-03	-7.5803	-17.234	-8.5813	-44.571
304,16 Km/h	5	-2.09E-03	-4.00E-02	-3.58E-02	-9.25E-03	-0.38094	-16.966	-15.118	-3.8045
	15	-3.01E-03	-3.98E-02	-3.57E-02	-9.50E-03	-0.77309	-16.421	-15.017	-5.4677
	38	-3.03E-03	-3.97E-02	-3.57E-02	-9.76E-03	-1.7889	-18.092	-15.251	-9.614

5.6. - Fenómeno local – grandes acelerações na secção de extremidade e modos de vibração locais

O registo das acelerações para o ponto sob o eixo do tabuleiro na secção extrema da ponte, para a passagem do Alfa-Pendular a velocidades entre os 140 km/h e os 440km/h, levou aos resultados representados na Figura 11.

Este resultado demonstra por um lado um grande número de picos máximos, o que revela uma grande sensibilidade a fenómenos de ressonância, e apresenta ainda um valor desproporcional das acelerações locais à velocidade de 270km/h, o que suscitou a necessidade de investigar este fenómeno. Para além dos motivos descritos, o primeiro indício de que este se trata de um fenómeno regido por modos de vibração locais é a enorme discrepância entre as acelerações verificadas na extremidade (Figura 12) para a presença de 15 modos ($a_{máx}$=-1,602 m/s^2) ou de 38 modos de vibração ($a_{máx}$=-44,571 m/s^2), discrepância essa que não é acompanhada em magnitude por mais nenhum dos pontos analisados.

Ao analisar cuidadosamente os 38 modos de vibração obtidos pela análise modal dentro dos limites regulamentares verifica-se que há três modos locais (Figuras 14, 15 e 16) que incidem sobretudo sobre a extremidade, estando os 3 separados por apenas 3.4HZ. São eles o 19º (19,989Hz), o 20º (20,239Hz) e o 22º (23.385Hz) modos.

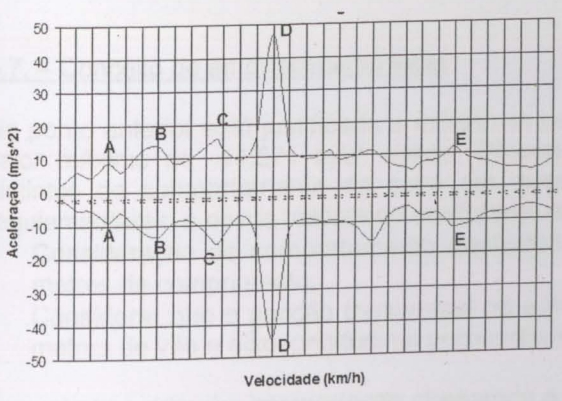


Figura 11 – Acelerações máxias positivas e negativas no extremo

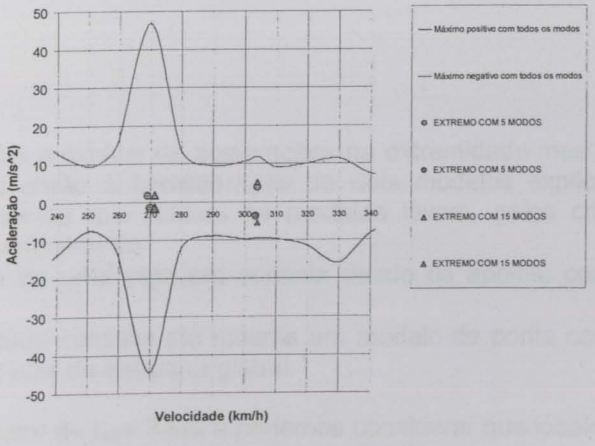


Figura 12 – Acelerações máximas positivas e negativas no extremo para diferentes números de modos intervenientes

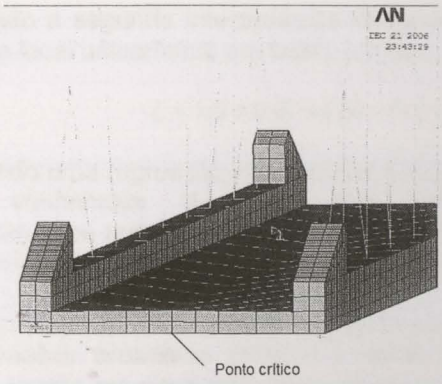


Figura 13 – Representação do ponto extremo em estudo

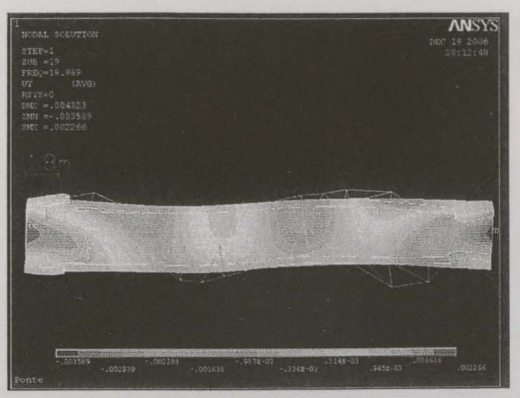


Figura 14 - Distribuição das acelerações para o 19º modo

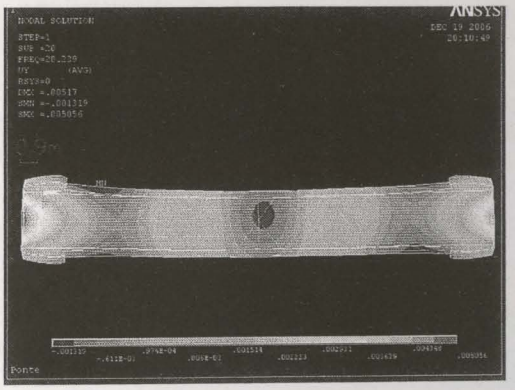


Figura 15 - Distribuição das acelerações para o 20º modo

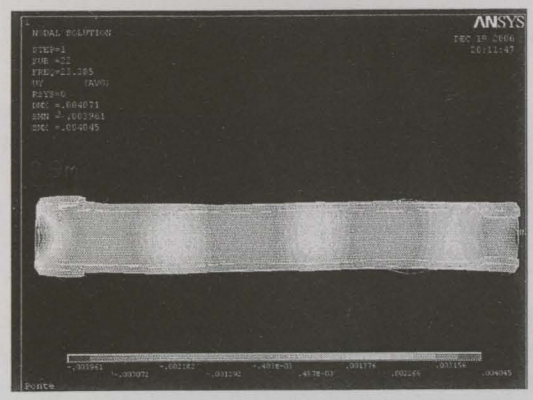


Figura 16 – Distribuição das acelerações para o 22º modo

Calcularam-se as velocidades de ressonância associadas aos 3 modos de vibração considerados tendo-se chegado a uma coincidência perfeita com as velocidades a que se verificam os máximos A, B, C, D e E (quadro VIII). De referir ainda que o maior pico observado (≈270Km/h) corresponde precisamente à única situação de contribuição quase simultânea dos 3 modos identificados o que reforça as conclusões até agora obtidas.

Quadro VIII – Velocidades de ressonância para o 19º, 20º e 22º modos de vibração

Modo	f (Hz)	$V_{Crit.}$	$V_{Crit.}/5$	$V_{Crit.}/6$	$V_{Crit.}/7$	$V_{Crit.}/8$	$V_{Crit.}/9$	$V_{Crit.}/10$	$V_{Crit.}/11$	$V_{Crit.}/12$	$V_{Crit.}/13$
		1	5	6	7	8	9	10	11	12	13
19	19.989	1,863.8	372.8	310.6	266.3	233.0	207.1	186.4	169.4	155.3	143.4
20	20.239	1,887.1	377.4	314.5	269.6	235.9	209.7	188.7	171.6	157.3	145.2
22	23.385	2,180.4	436.1	363.4	311.5	272.6	242.3	218.0	198.2	181.7	167.7

Vel. associadas ao pico de ressonância A

Vel. associadas ao pico de ressonância B

Vel. associadas ao pico de ressonância C

Vel. associadas ao pico de ressonância D

Vel. associadas ao pico de ressonância E

5.7. – Conceito de amortecimento local

No ponto anterior está justificada a existência de vários máximos de acelerações na extremidade mas não o valor máximo de -44,571 m/s^2 obtido. Procedeu-se então à consideração de dois modelos explicativos distintos do comportamento da zona em questão sendo que ambos os modelos levam, pelos critérios regulamentares, a novos valores do coeficiente de amortecimento:

- Consideração de comportamento equivalente ao de uma viga em consola desde os apoios, com 1.8 metros de comprimento;
- Considerar que a secção transversal na extremidade constitui ela mesma um modelo de ponte com 5.5 metros de vão e eixo longitudinal perpendicular ao eixo da estrutura global.

Assumindo a primeira interpretação chegamos a um valor de L_Φ= 3.6m e podemos considerar que localmente a ponte é de betão armado. O correspondente coeficiente de amortecimento é dado por:

$$\zeta = 1.5 + 0.07 \times (20 - 3.6) = 2.648\% \qquad \Delta\zeta = 0.074\% \qquad \zeta_{total} = 2.722\%$$

Adoptando a segunda interpretação chegamos a um valor de L=5.2m e podemos igualmente considerar a estrutura local unicamente em betão armado. O correspondente coeficiente de amortecimento é dado por:

$$\zeta = 1.5 + 0.07 \times (20 - 5.2) = 2.536\% \qquad \Delta\zeta = 0.116\% \qquad \zeta_{total} = 2.642\%$$

Realizando uma regressão exponencial das acelerações locais conhecidas a partir dos valores dos amortecimentos testados pode-se de seguida estimar o valor das acelerações caso o amortecimento fosse o obtido com as duas diferentes considerações anteriores (ver figura 17). Os valores estimados para cada uma das considerações anteriores ($\approx 16 m/s^2$) estão dentro dos valores aceites em geral para fenómenos locais. Refira-se ainda que a análise considera apenas a massa do balastro não havendo degradação das cargas antes de chegarem ao tabuleiro. Este facto, apesar de não influenciar o comportamento global da ponte, leva a uma sobre-estimação dos resultados locais e como tal pode-se colocar a hipótese de na realidade se verificarem ainda menores acelerações.

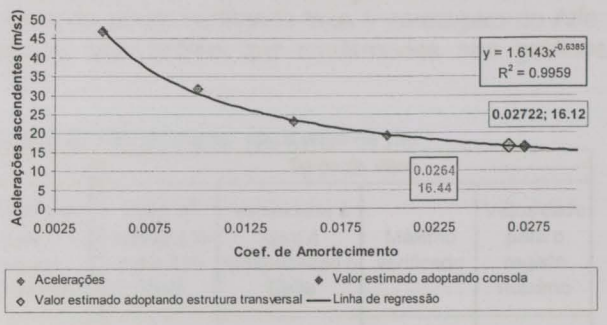


Figura 17 – Regressão das acelerações no ponto de extremidade

5.8. – Resposta dinâmica da ponte de S. Lourenço à passagem do TGV

A resposta da ponte à passagem do TGV em termos de deslocamentos e acelerações máximos, para uma gama de velocidades dos 140Km/h aos 440Km/h, encontra-se representada nos gráficos da Figura 18. Verificou-se que a resposta à passagem do TGV, quando comparada com a resposta à passagem do Alfa, apresenta um maior número de picos de ressonância. Este facto deve-se à maior complexidade e comprimento do modelo de cargas que caracteriza o TGV.

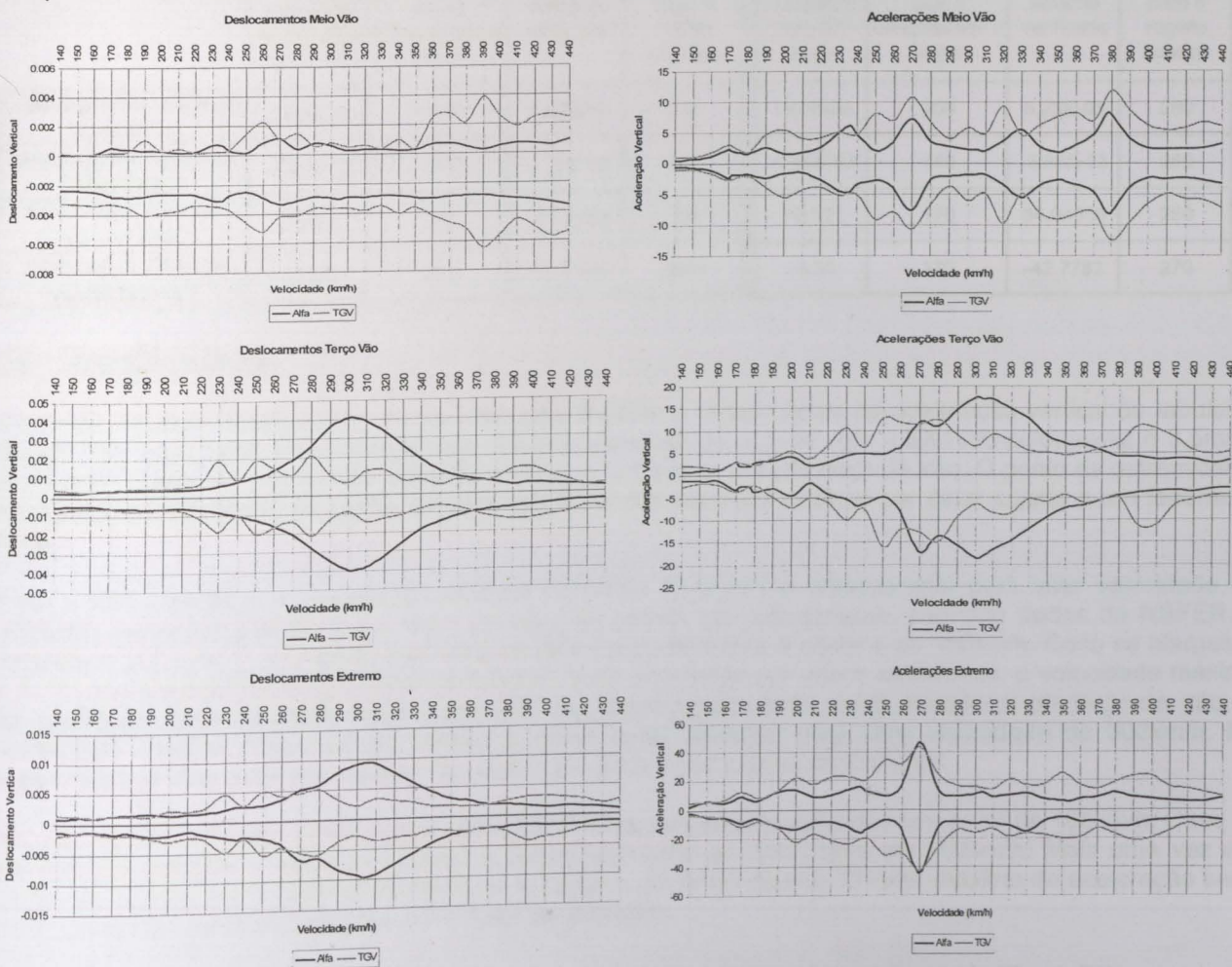


Figura 18 – Deslocamentos e acelerações máximos positivos e negativos para a passagem do Alfa e do TGV

6 - LIMITES DE SEGURANÇA

6.1. – Segurança estrutural

O critério definido para avaliar a segurança estrutural da ponte baseou-se na consideração de valores limites de referência. Esses valores correspondem à máxima resposta da ponte verificada face à passagem do Alfa-Pendular para velocidades até aos 220km/h. Os resultados, que podem ser confirmados nos gráficos anteriores estão resumidos nos Quadros IX e X:

Quadro IX – Dados resultantes do estudo à passagem do TGV para meio vão e terço de vão

	Meio Vão				Terço de Vão			
	Valor de referência do Alfa para 220 km/h	Velocidade à qual é ultrapassado o limite	Máximo verificado	Velocidade para o registo máximo	Valor de referência para 220 km/h	Velocidade à qual é ultrapassado o limite	Máximo verificado	Velocidade para o registo máximo
Deslocamentos máximos positivos (m)	2.69E-04	180	3.84E-03	390	4.30E-03	190	1.87E-02	230
Deslocamentos máximos negativos (m)	-2.68E-03	140	-6.46E-03	390	-6.95E-03	140	-2.17E-02	280
Acelerações máximas positivas (m/s^2)	2.673	170	11.78793	380	2.834	170	12.753	250
Acelerações máximas negativas (m/s^2)	-2.653	190	-12.52216	380	-4.165	190	-16.1602	250

Quadro X – Dados resultantes do estudo à passagem do TGV para quarto de vão e extremidade

	Quarto de Vão				Extremo			
	Valor de referência do Alfa para 220 km/h	Velocidade à qual é ultrapassado o limite	Máximo verificado	Velocidade para o registo máximo	Valor de referência para 220 km/h	Velocidade à qual é ultrapassado o limite	Máximo verificado	Velocidade para o registo máximo
Deslocamentos máximos positivos (m)	3.65E-03	140	1.90E-02	280	1.62E-03	200	5.23E-03	280
Deslocamentos máximos negativos (m)	-5.98E-03	140	-1.92E-02	280	-1.95E-03	140	-5.85E-03	280
Acelerações máximas positivas (m/s^2)	2.867	210	14.44968	320	10.131	170	34.04016	250
Acelerações máximas negativas (m/s^2)	-2.61	190	-15.7383	380	-8.59	170	-42.7782	270

6.2. – Segurança da via

Do ponto de vista da segurança da via interessa analisar o estado limite de aceleração vertical do tabuleiro. Sendo esta uma ponte balastrada o valor máximo admitido de acordo com a EN1990-prAnnexA2 é $3.5m/s^2$, limite que foi imposto aos pontos situados a meio, a um quarto e a um terço de vão. O ponto da extremidade, analisado anteriormente não pode ser avaliado à luz dos mesmos critérios por estar sujeito a um fenómeno local.

Para o Alfa Pendular, a aceleração máxima permitida ($3.5m/s^2$) é ultrapassada para uma velocidade de 179Km/h, no ponto situado a um terço do vão. De referir que actualmente, segundo dados da REFER, a velocidade máxima de circulação permitida ao Alfa Pendular sobre a ponte é de 180km/h. Caso se alargasse o limite das acelerações para o valor de $5.5m/s^2$, valor defendido por vários estudiosos, a velocidade máxima de circulação seria 231km/h, valor mais uma vez condicionado pelo ponto situado a um terço de vão. A aceleração máxima a que estaria sujeita a ponte seria $18.5m/s^2$ para uma velocidade de 300km/h. Na extremidade o valor máximo registado foi $46.81m/s^2$ para a velocidade de 270km/h.

No caso do TGV, o valor de aceleração de $3.5m/s^2$ é ultrapassado a velocidades a partir de 185km/h. Caso se pretendesse adoptar o valor de $5.5m/s^2$ a velocidade limite possível seria de 192km/h. Mais uma vez em ambos os casos o ponto condicionante seria o ponto a um terço de vão. O valor máximo de aceleração seria de $16.17m/s^2$ e ocorreria para uma velocidade de 250km/h.

6.3. – Conforto dos passageiros

No EN1990-prAnnexA2 são fornecidos os limites a que L/δ (razão entre o vão e a flecha máxima) deve obedecer para um nível muito bom de conforto (Aceleração no interior das carruagens = b'_v = 1m/s$^{2)}$, no caso de pontes com 3 ou mais vãos simplesmente apoiados. Para pontes com apenas um ou dois vãos os valores fornecidos no Quadro XI devem ser multiplicados por 0.7 e no caso de se pretenderem os limites de deflexão para garantir acelerações máximas diferentes de 1m/s^2 os valores fornecidos devem ser ainda divididos pelo valor máximo em causa. Por exemplo, para um nível de conforto aceitável os valores fornecidos devem ser divididos por 2 pois b'_v=2m/s^2 (Quadro XII). Aplicando o método descrito chega-se aos resultados presentes na Figura 19, onde se torna perceptível que o nível de conforto assegurado pelos dois tipos de comboios, se apresenta muito bom para uma gama de velocidades bastante abrangente.

Quadro XI – Valores de aceleração máximos das carruagens para diferentes níveis de conforto

Level of comfort	Vertical acceleration b_v (m/s^2)
Very good	1.0
Good	1.3
Acceptable	2.0

Quadro XII – L/δ para os vários níveis de conforto e para diferentes velocidades

	Para L=38.40m				
Velocidade (km/h)	L/δ base para nível muito bom de conforto	L/δx0.7	Nível muito bom 1	Nível bom 1.3	Nível aceitavel 2
120	612.50	428.75	428.75	329.81	214.38
160	1,062.50	743.75	743.75	572.12	371.88
200	1,500.00	1,050.00	1,050.00	807.69	525.00
220	1,593.75	1,115.63	1,115.63	858.17	557.81
250	1,687.50	1,181.25	1,181.25	908.65	590.63
280	1,718.75	1,203.13	1,203.13	925.48	601.56
300	1,762.50	1,233.75	1,233.75	949.04	616.88
360	1,812.50	1,268.75	1,268.75	975.96	634.38

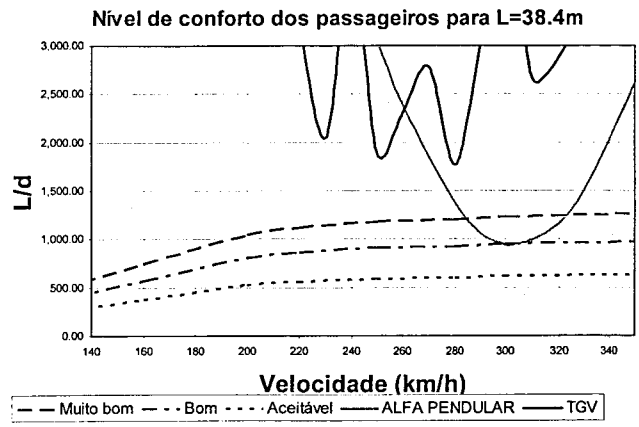


Figura 19 – Níveis de conforto para o Alfa e para o TGV

7 – CONCLUSÃO

O presente trabalho foi desenvolvido com recurso ao programa ANSYS, o qual se revelou bastante versátil e completo, permitindo realizar várias análises estruturais (modais e dinâmicas) no modelo em estudo, desde a modelação estrutural da ponte até à introdução do modelo de cargas, programada na linguagem interna deste software. Desta forma foi viável a realização de vários estudos paramétricos pela simples alteração de algumas linhas do código criado, os quais permitiram uma melhor compreensão do comportamento da estrutura. De referir, ainda, que o modelo de programação desenvolvido e aperfeiçoado permitiu reduzir o nível de participação requerida ao utilizador, libertando-o para outros estudos e limitando o trabalho apenas à velocidade de processamento do hardware.

Para facilitar o cálculo numérico da ponte, considerou-se a massa do balastro, carris, revestimentos e travessas integrada na massa volúmica da laje do tabuleiro. Esta simplificação quando comparada com a consideração da presença efectiva desses elementos levou a resultados muito próximos (em termos de frequências naturais), com vantagens evidentes na economia de recursos e tempo de cálculo.

A realização de ensaios no local permitiu concluir que a resposta do modelo criado é muito semelhante à resposta da estrutura real, como ficou demonstrado pela proximidade das frequências naturais.

A análise da resposta da estrutura demonstrou a relevância do cálculo das velocidades de ressonância e sua análise, pois foi para os valores de ressonância que se registaram os valores máximos das respostas. Estes valores obtidos em ressonância são bastante superiores aos valores de referência adoptados, revelando-se o terço de vão como zona mais crítica quando avaliados os valores máximos de deslocamentos. Este comportamento seria de esperar uma vez que as pontes do tipo "bowstring" respondem segundo o modo de flexão hemi-simétrico.

Durante o decorrer do trabalho confirmou-se ainda a preponderância do coeficiente de amortecimento adoptado nos resultados obtidos. Assim, na análise de uma estrutura deste tipo é fundamental a escolha criteriosa deste coeficiente de forma a obter resultados seguros mas não demasiado conservativos.

No que respeita à influência do número de modos de vibração utilizados na análise, e que são definidos pelos regulamentos, conclui-se que, apesar de serem os modos de vibração mais baixos os que mais condicionam os deslocamentos (segurança estrutural e conforto dos passageiros), são os modos mais elevados que levam a maiores acelerações (segurança da via), acelerações essas que se manifestam muitas vezes a um nível muito localizado. Face a alguns fenómenos locais poderá ser relevante considerar coeficientes de amortecimento particulares e diferentes do coeficiente de amortecimento global de forma a recriar mais fielmente a realidade. No caso em estudo, as acelerações máximas registadas na extremidade aquando da passagem do Alfa para ζ = 0.5%, rondaram os 45 m/s^2, mas considerando coeficientes de amortecimento mais adequados, perto dos 2.5%, estas reduzem-se a 16m/s^2, cerca de 35% do valor inicial.

Avaliando por fim os limites de segurança, objectivo principal do presente trabalho, torna-se possível afirmar que:

O conforto dos passageiros é muito bom qualquer que seja a velocidade de circulação do TGV, enquanto que para o Alfa este nível baixaria para bom na gama de velocidades entre 285 e 320km/h, caso este atingisse essas velocidades.

Quanto à segurança da via, constata-se que o limite de acelerações de 3,5m/s^2, para vias balastradas, é atingido pelo Alfa-Pendular à velocidade de 180km/h, o que coincide, segundo a REFER, com a velocidade de circulação máxima por este atingida no troço em questão. Quanto ao TGV, o limite é atingido para a velocidade de 185km/h. O primeiro ponto a atingir estes limites é o terço de vão, não considerando o ponto de extremidade uma vez que representa um efeito muito localizado, e em que se pode admitir que as acelerações obtidas não recriam fielmente a realidade, como já se constatou aquando do estudo da influência do coeficiente de amortecimento.

A segurança estrutural, aquando da passagem do TGV, é posta em causa em certos parâmetros logo a partir dos 140km/h. Como tal, seria necessário estudar um reforço estrutural caso efectivamente se verifique a passagem do TGV neste troço.

8 - AGRADECIMENTOS

Ao Professor Raimundo Delgado pelo conhecimento partilhado, pelo constante acompanhamento e orientação ao longo do desenrolar do trabalho.

Ao Professor Rui Calçada pelo permanente entusiasmo transmitido.

Aos alunos de Mestrado e Doutoramento, Nuno Santos, Diogo Ribeiro, Ana Cristina Ribeiro e Ricardo Pimentel, pela sua disponibilidade e ajuda.

9 - REFERÊNCIAS

[1] Ribeiro, Diogo; Dezembro de 2004; "Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego de Alta Velocidade"; FEUP; Porto
[2] TAL PROJECTO; "Substituição da Ponte S. Lourenço ao Km 158.662 – Memória Descritiva e Justificativa"; Janeiro 2003
[3] "ANSYS – Dynamics training Course"; Março 2003
[4] "Release 10.0 Documentation for ANSYS"- User Manual
[5] "EN 1991-2 (2003)", European Committee for Standardization (CEN); Bruxelas; Setembro 2003
[6] "ANNEX A2 – Application for bridges (Normative)"; 2005

MODELAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE UMA PONTE PEDONAL EM BETÃO ARMADO REALIZADA COM UM ARCO MUITO ABATIDO

Daniel Ramos Bárbara Cunha Pinto
Filipe José Moreira Guerra dos Santos Cavadas
João Miguel Mesquita Freitas

SUMÁRIO

No presente trabalho estudou-se a viabilidade de construção de uma ponte pedonal em arco muito abatido para fazer a travessia do Rio Homem, dando continuidade à Geira Romana na zona de Albergaria do Parque Nacional Peneda-Gerês.

De acordo com o preconizado em regulamentos adequados, fez-se um levantamento de todas as acções que se consideram relevantes para a análise e dimensionamento da estrutura em estudo. Também os problemas relacionados com os materiais a utilizar na construção (pretende-se que seja betão branco aparente), o sistema de pré-tensão a aplicar e o controlo do comportamento da estrutura foram tidos em conta no projecto. Efectuaram-se análises dinâmicas e estáticas, tendo em consideração os fenómenos de instabilidade. Além do dimensionamento da solução em betão armado, e de forma a avaliar experimentalmente o comportamento da estrutura, construiu-se um modelo em argamassa de cimento com fibras.

1. APRESENTAÇÃO DA PONTE PEDONAL S. MIGUEL

O processo de reabilitação do percurso da antiga Geira Romana, de forma a restabelecer a travessia do rio Homem, junto à Portela do Homem, motivou a concepção da Ponte Pedonal S. Miguel. A análise e a execução de uma solução inovadora foram atribuídas ao Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LABEST - FEUP), em acordo com o Instituto da Conservação da Natureza (ICN) e o Parque Nacional da Peneda-Gerês (PNPG). A solução em betão armado que se estuda ao longo deste trabalho, cuja concepção foi apresentada pelos Prof. J. Figueiras, Prof. F. Brandão Alves e Eng. Elói Figueiredo, foi a escolhida entre várias alternativas propostas.

Trata-se de uma ponte esbelta, em betão branco, comparável a uma peça em porcelana cuja estrutura em arco possui 28,00m de desenvolvimento em planta e 2,40m de largura (zona útil de passagem de 1,60m, entre guarda-corpos). A secção transversal é variável crescendo em altura e simetricamente do meio-vão para os encontros, de 0,25m para 0,60m (fig. 1). Para induzir transparência e elegância o arco apresenta um espelho de 0,25m constante em toda a sua extensão. A secção é constante na zona central numa extensão de 9,00m. A flecha do arco é de 1,60m e a inclinação é nula no ponto mais alto e atinge o seu máximo junto aos encontros (cerca de 11%).

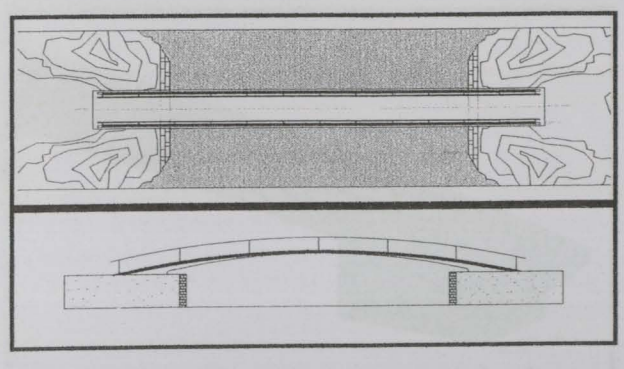


Fig.1 – Planta e alçado

A solução encontrada pretende aliar a transparência estética pretendida com o mínimo de robustez exigível numa estrutura desta dimensão. Para garantir uma melhor estabilidade estrutural, serão construídos dois novos encontros completamente enterrados e adjacentes aos encontros existentes (ruínas da antiga ponte), de forma a não interferir com o seu estado de preservação. As suas dimensões serão de 2,50x1,50x0,75m e formam com o arco uma peça monolítica de elevada rigidez.

Os materiais a utilizar serão o betão C50/60, com uma dosagem mínima de cimento branco de 380 kg/m^3 do tipo BR I da classe 32,5 R, utilizando um inerte graúdo calcário, areias finas calcárias e graníticas e um fíller calcário muito fino (note-se que a presença da areia granítica faz com que a cor do betão seja ligeiramente acinzentada) e aço A500 NR para as armaduras ordinárias em geral. [1]

2. MODELAÇÃO DA PONTE

2.1. Considerações gerais

Os tabuleiros de pontes têm vindo a desenvolver-se proporcionando não só o aparecimento de novas formas estruturais, mas também materiais adequados. Também os métodos de análise se têm desenvolvido rapidamente, particularmente com o uso de métodos computacionais. No passado era necessária grande quantidade de informação teórica e experimental de modo a desenvolver os métodos de dimensionamento. Pelo contrário, actualmente existem diversos métodos que, compreendido o comportamento físico, permitem aos projectistas analisar tabuleiros de grande complexidade prescindindo do recurso a teoria matemática complexa.

O tabuleiro de uma ponte pode ser considerado como tendo um comportamento de viga quando o seu comprimento excede a sua largura de tal modo que as cargas provocam flexão e torção ao longo do seu comprimento e as secções transversais deformam-se em conjunto mantendo-se inalterável a sua forma inicial.

Os tabuleiros tipo viga são mais utilizados em pontes pedonais, quer sejam em aço, betão armado ou betão pré-esforçado. Muitas pontes com vão de grande comprimento comportam-se como vigas uma vez que o efeito dominante das acções é a flexão segundo o eixo longitudinal e a distorção das secções transversais tem pouca influência nas tensões devidas à flexão principal. [2]

Assim, uma vez que a ponte em estudo corresponde a uma ponte pedonal em betão armado, os autores adoptaram uma modelação tipo viga do tabuleiro considerando apenas 3 graus de liberdade por nó.

2.2. Modelo adoptado

Os aspectos fundamentais a considerar na modelação da estrutura em estudo consistem essencialmente nos seguintes: por um lado a geometria muito particular do tabuleiro, não só pelo arco longitudinal, mas essencialmente a forma variável das secções transversais que constituem a nervura; por outro lado a modelação da ligação do tabuleiro ao maciço de fundação, uma vez que a modelação do primeiro foi efectuada, como referido anteriormente, considerando o tabuleiro tipo viga. Assim, até chegar a um modelo que representasse de forma adequada da realidade, foi necessário testar várias soluções que iam sendo gradualmente melhoradas.

Tendo em consideração as especificidades da estrutura em estudo, a modelação tipo viga do tabuleiro foi conseguida através da sua discretização em elementos de viga com secção constante. Tirando partido das potencialidades do programa de cálculo estrutural, utilizaram-se as diferentes secções transversais fornecidas pelo projecto de arquitectura (afastamentos de 1,00m). Contudo, uma vez que as características geométricas das mesmas apresentam variações significativas de secção para secção revelou-se necessário definir as secções transversais do tabuleiro com afastamentos mais reduzidos (0,25m), suavizando assim as referidas variações. Deste modo proporcionou-se uma evolução gradual da geometria do tabuleiro, aproximando-se assim da realidade (fig. 2).

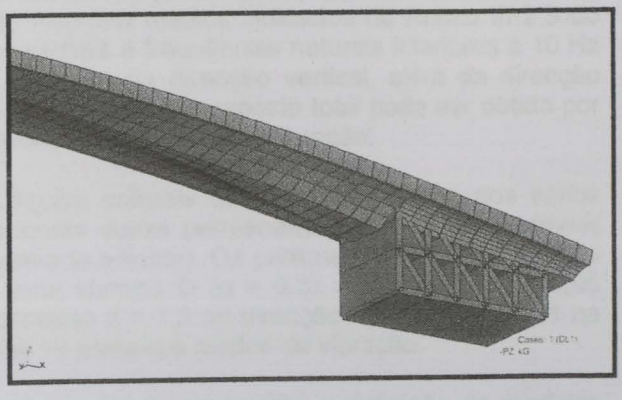


Fig. 2 – Pormenor da nervura

No que concerne aos maciços de fundação, a sua modelação procurou reflectir não só a rigidez da ligação do tabuleiro ao maciço mas também o próprio funcionamento estrutural do mesmo. Assim, definiu-se uma treliça (materializando desta forma um modelo de escoras e tirantes) que reflectisse na ligação do tabuleiro ao maciço de fundação a referida rigidez. Uma vez que se pretende que o maciço de fundação assente no maciço rochoso, a ligação ao terreno foi modelada através de apoios com liberdade de rotação em cada nó em contacto com o terreno.

Como se referiu anteriormente, até se chegar a um modelo adequado foi necessário efectuar um grande número de testes. Tendo presente os aspectos fundamentais a ter em conta na modelação, na opinião dos autores, o modelo ilustrado na fig. 3 (do qual se apresentou um troço na fig. 2) é o que permite representar de forma mais adequada o comportamento real da estrutura.

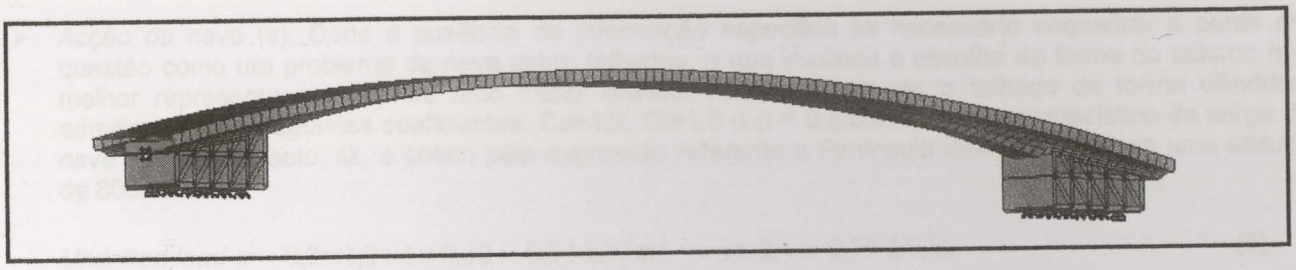


Fig. 3 – Modelo adoptado

3. ACÇÕES

3.1. Listagem de acções

Qualquer estrutura está sujeita a um número elevado de acções, de naturezas, intensidades e formas de aplicação várias. No entanto, nem todas são condicionantes para a análise estrutural. Assim, para a estrutura em estudo, das acções referenciadas nos vários regulamentos ([3] a [6]), consideram-se apenas as seguintes como relevantes:

- *Peso próprio* (Gk): $\gamma = 25\ kN/m^3$ (1)
- *Carga distribuída uniforme* (qfk): $qfk = 4{,}1\ kN/m^2 \rightarrow qfk = 4{,}1 \times 2{,}4 = 9{,}84\ kN/m$ (2)
- *Carga concentrada* (Qfwk): $Q_{fwk} = 10\ kN$ (3)
- *Força horizontal* (Qflk): $Fx = \frac{Q_{flk}}{L} = \frac{27{,}552}{28} \cong 1\ kN/m$ (4)
- *Acção sísmica* (AEd): Para quantificar os efeitos desta acção adoptaram-se os procedimentos mencionados no RSA [6]. Uma vez que a estrutura não satisfaz as condições impostas para a aplicação dos processos simplificados de análise sísmica com base em forças estáticas equivalentes (Art. 30.º), procedeu-se a uma análise dinâmica por espectros de resposta médios indicados no Anexo III-2.3 do RSA. Em virtude de alguns modos de vibração correspondentes a frequências naturais inferiores a 10 Hz apresentarem configurações com deslocamentos significativos na direcção vertical, além da direcção horizontal, também esta deverá ser considerada na análise sísmica. A resposta total pode ser obtida por uma ponderação quadrática das respostas correspondentes a cada modo de vibração.

  Assim, será necessário calcular previamente as frequências naturais da ponte associadas aos vários modos de vibração tendo em consideração as componentes quase permanentes das acções variáveis bem como a acção da pré-carga de compressão (apresentada adiante). Os parâmetros a considerar para a determinação da acção sísmica são os seguintes: zona sísmica D (α = 0,3); terreno tipo II; ζ=0,05 (coeficiente de amortecimento); coeficiente de comportamento η = 1,2 na direcção horizontal e η = 1 na direcção vertical. Admite-se suficiente a consideração dos 10 primeiros modos de vibração.

- *Acção dinâmica*: A análise da acção dinâmica em pontes pedonais pressupõe a definição de modelos dinâmicos de cargas provocadas por pedestres de forma a ter-se em conta os estados limites relativamente às vibrações, nomeadamente para se verificar o critério de conforto pedestre em serviço. Contudo, caso as frequências naturais da estrutura sejam superiores a determinados valores não será necessário criar modelos dinâmicos. Caso contrário, os modelos dinâmicos são necessários para se avaliarem as acelerações máximas das vibrações resultantes da carga provocada por pedestres sobre o tabuleiro. No presente estudo apenas se analisou as vibrações no sentido vertical uma vez que se considera que as vibrações nas outras direcções não assumem grande importância. A forma de modelar estas acções é baseada usualmente na consideração de funções de carga tradutoras da evolução temporal da força transmitida pelo peão ao pavimento. Nessas funções intervêm diversos parâmetros de caracterização relevantes, como sejam a frequência da passada (fp), a velocidade do movimento e o comprimento da passada. A acção do peão foi analisada nas seguintes perspectivas: andamento normal (1 pessoa - fp=2Hz), corrida rápida (1 pessoa – fp=3Hz) e salto rítmico (1 pessoa – fp=3Hz). [7]

- *Acção da neve* (s): Dada a ausência de informação especifica foi necessário enquadrar a ponte em questão como um problema de neve sobre telhados, o que implicou a escolha da forma do telhado que melhor representa a ponte de arco muito abatido. Assim, adoptando o telhado de forma cilíndrica, admitiram-se os seguintes coeficientes: Ce=1,2, Ct=1,0 e μ = 0,8/0,4. O valor característico da carga da neve ao nível do solo, sk, é obtido pela expressão referente à Península Ibérica, admitindo uma altitude de 800m.

Undrifted load $s = 0{,}8 \times 1{,}2 \times 1 \times 0{,}32 = 0{,}31\ kN/m^2 \rightarrow s \times 2{,}4 = 0{,}75\ kN/m$ (5)

Drifted load $s = 0{,}8 \times 1{,}2 \times 1 \times 0{,}32 = 0{,}31\ kN/m^2 \rightarrow s \times 2{,}4 = 0{,}75\ kN/m$ (6)

$s = 0{,}4 \times 1{,}2 \times 1 \times 0{,}32 = 0{,}16\ kN/m^2 \rightarrow s \times 2{,}4 \cong 0{,}4\ kN/m$ (7)

- *Acção térmica*: A consideração de acções térmicas em tabuleiros de pontes envolve o estudo das suas componentes uniformes e diferenciais. Dado que a sua quantificação depende da forma da estrutura, admitiu-se que o tabuleiro do tipo "Type 3-Concrete deck-concrete slab" indicado no regulamento específico era o que se aproximava mais do tabuleiro da ponte em estudo. Por outro lado, visto que as acções térmicas dependerão do valor de T0 (Temperatura do elemento estrutural no momento da sua fixação), o valor adoptado será determinante em grande parte da análise da estrutura. Por conseguinte os autores procuraram saber, junto dos responsáveis pela obra, qual a altura prevista para a sua execução. Contudo, nenhuma data fora definida com rigor, tendo sido apenas referido que se previa a sua execução nas estações amenas (Outono ou Primavera). Deste modo adoptou-se o valor de 20° C para o parâmetro T0.

Componente Uniforme: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,\min} = 20 - (-5) = 25°C \rightarrow -25°C$ (8)

$\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0 = 40 - 20 = 20°C$ (9)

Componente Diferencial: $\Delta T_{M,heat} = 15 \times 0{,}8 = 12°C$ (10)

$\Delta T_{M,cool} = 8 \times 1{,}1 = 8{,}8°C \rightarrow -8{,}8°C$ (11)

Sendo necessário ter em conta ambas as componentes da temperatura no presente caso, assumindo-se a sua simultaneidade, devem aplicar-se as seguintes expressões que podem ser interpretadas como combinações de casos de carga. Contudo, as componentes uniformes e diferenciais não se somam numericamente, apenas se avaliam os seus efeitos conjuntos.

Térmica 1: $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \times \Delta T_{N,\exp}$ $12 + 0{,}35 \times (20) = (+12) + (+7)$ (12)

Térmica 2: $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \times \Delta T_{N,con}$ $-8{,}8 + 0{,}35 \times (-25) = (-8{,}8) + (-8{,}75)$ (13)

Térmica 3: $\omega_M \times \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,\exp}$ $0{,}75 \times (12) + 20 = (+9) + (+20)$ (14)

Térmica 4: $\omega_M \times \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$ $0{,}75 \times (-8{,}8) + (-25) = (-6{,}6) + (-25)$ (15)

- *Fluência*: A fluência foi encarada não como uma acção mas sim como sendo responsável pela perda de rigidez da estrutura ao longo do tempo. Na realidade esta perda levará a uma estrutura cada vez mais flexível, logo mais deformável e menos esforçada no caso de deformações impostas. Desta forma a fluência foi incluída na análise estrutural através da alteração das propriedades do betão. Os coeficientes de fluência e respectivos módulos de elasticidade efectivos adoptados correspondem à média dos valores determinados para a secção média de cada barra do modelo definido anteriormente.

$$E_{c,eff} = \frac{1{,}05 \times E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (16)$$

- *Retracção:* A retracção é uma acção de carácter permanente na medida em que acompanhará a estrutura ao longo da sua vida útil. A sua actuação nas estruturas revela-se através de deformações/extensões nos seus elementos que serão gradualmente maiores até se atingir um valor máximo. Os valores a adoptar correspondem à soma das duas componentes da retracção (autogénea e de secagem), determinadas para as secções médias de todas as barras.

3.2. Combinação de acções

Para a verificação da segurança em relação aos diferentes estados limites devem ser consideradas as combinações das acções cuja actuação simultânea seja verosímil e que produzam na estrutura os efeitos mais desfavoráveis. As acções permanentes devem figurar em todas as combinações e ser tomadas com os seus valores característicos superiores ou inferiores, conforme for mais desfavorável; as acções variáveis apenas devem figurar nas combinações quando os seus efeitos forem desfavoráveis para a estrutura e os valores de combinação das mesmas são definidos por coeficientes de combinação, ψ, expressos no Quadro 1. A verificação da segurança abrange tanto a verificação da segurança aos estados limites últimos (ELU) como aos estados limites de utilização/serviço (ELS). Do regulamento referente às combinações de acções importa destacar as seguintes cláusulas gerais e específicas de pontes pedonais:

1. Os efeitos das acções que não podem ocorrer simultaneamente devido a razões físicas ou funcionais não deverão ser considerados juntos nas combinações de acções. Tal acontece com a neve e acção térmica de expansão de aquecimento (introduzida anteriormente como térmica 1 e térmica 3);
2. A carga concentrada Q_{fwk} não deve ser combinada com outras quaisquer acções variáveis que não sejam as devidas às sobrecargas ("traffic load" - gr1);
3. A neve não deve ser combinada com o grupo de carga gr1, a não ser em áreas geográficas específicas e em certos tipos de pontes.

Nota: A carga distribuída uniforme (qfk) associada em simultâneo à força horizontal (Qflk) constitui o grupo de carga gr1.

As combinações consideradas para os Estados Limites Últimos foram as associadas ao STR, ou seja, ao estado limite último que ocorre por rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais (incluindo sapatas, estacas, muros de suporte, etc) em que a resistência dos materiais da estrutura é condicionante. As combinações de acções serão efectuadas segundo a seguinte combinação base:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}"+"\gamma_P P"+"\gamma_{Q,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \tag{17}$$

As combinações consideradas para os Estados Limites de Serviço são divididas em três grupos: combinação característica, frequente e quase permanente.

Combinação característica: $$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\psi_{0,i}Q_{k,i} \tag{18}$$

Combinação frequente: $$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"\psi_{1,1}Q_{k,1}"+"\sum_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i} \tag{19}$$

Combinação quase permanente: $$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}"+"P"+"\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i} \tag{20}$$

Quadro 1 – Valores recomendados dos factores ψ para pontes pedonais

Acção	Símbolo	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas	gr1	0,4	0,4	0
	Q_{fwk}	0	0	0
Acções térmicas	T_k	0,6	0,6	0,5
Neve	$Q_{Sn,k}$	0,5	0,2	0

3.3. Aplicação das acções ao modelo de cálculo

Um objectivo essencial de qualquer análise de distribuição de acções para o dimensionamento de uma estrutura, é a determinação de um sistema de forças que satisfaça o equilíbrio em qualquer ponto entre as forças internas e as cargas aplicadas. Os métodos de cálculo utilizados baseiam-se na teoria linear elástica, na qual se assume que as deformações das estruturas e dos seus elementos são directamente proporcionais

às acções aplicadas. No entanto, a hipótese referida não reflecte a realidade uma vez que os materiais apresentam comportamento não linear próximo da rotura.

A teoria da plasticidade, desenvolvida para o dimensionamento de estruturas construídas com materiais plásticos (como o aço e o betão) permitiu superar as deficiências da teoria elástica linear. Infelizmente, os métodos plásticos não são tão fáceis de usar como os métodos elásticos em estruturas complicadas. No entanto, a teoria da plasticidade inclui um teorema de dimensionamento em segurança – Teorema do Limite Inferior – que estabelece uma teoria que garante a segurança, muito útil para o dimensionamento através de métodos elásticos.

O Teorema do Limite Inferior, baseado na teoria da plasticidade, estabelece o seguinte: "Uma estrutura sujeita a acções de cálculo estará em segurança se as forças e as tensões calculadas ao longo da estrutura estão em equilíbrio entre si e com as acções aplicadas e se elas não excedem em nenhum ponto as tensões de cedência dos materiais."

É inevitável que as forças calculadas na fase de dimensionamento estejam em alguns pontos sobrestimadas relativamente às forças na estrutura real e noutros pontos estejam subestimadas. A ductilidade dos materiais garante que se uma componente é sujeita a forças que excedem os valores calculados, o material pode plastificar sem perda de resistência e redistribuir a carga para regiões que estão menos carregadas do que o que foi calculado.

Note-se que os métodos elásticos, uma vez que a maioria das estruturas se comportam elasticamente sob acções cíclicas de pequena amplitude, são também aplicáveis para as condições de serviço. Assim, toda a análise efectuada ao longo deste trabalho foi baseada na teoria elástica linear.

É de notar, contudo, que as condições de serviço podem ser as mais difíceis de modelar uma vez que as pontes e os terrenos que as suportam experimentam alterações ao longo do tempo devidas à fluência, retracção e assentamentos. Assim, a distribuição de esforços ao longo de estruturas estaticamente indeterminadas pode variar marcadamente em diferentes instantes após a construção. Os programas de computador são actualmente tão fáceis de usar que uma estrutura pode ser reanalisada rapidamente para uma vasta gama de valores de rigidez, correspondentes a condições de curto e longo prazo. [2]

Como foi referido atrás, a fluência deve ser considerada, não como uma acção aplicada à estrutura, mas sim como uma característica intrínseca do material que a constitui, uma vez que se reflecte na redução da rigidez do mesmo. Por outro lado, a retracção, uma vez que se trata de uma deformação imposta que cresce ao longo do tempo, gera, em estruturas estaticamente indeterminadas, esforços também crescentes. Contudo, uma vez que o aumento da retracção ocorre concomitantemente com o aumento da fluência e, por conseguinte, com a redução de rigidez da estrutura, esse efeito é atenuado. De acordo com o que foi dito, a análise da estrutura não deve limitar-se ao instante em que a retracção é máxima. De facto, nesse mesmo instante, a rigidez da estrutura, em virtude do aumento da fluência é mínima, atenuando assim os efeitos da retracção. Concluiu-se, portanto, que uma análise completa e segura da estrutura só é conseguida através da consideração das características do betão em diferentes instantes de tempo, constituindo-se assim diferentes cenários de análise estrutural.

Uma vez justificado o interesse de considerar vários cenários de análise em diferentes idades do betão, é necessário definir quais os instantes mais adequados a considerar. Contudo, deve, antes disso, fazer-se algumas considerações. Em qualquer estrutura estaticamente indeterminada, o efeito das acções directas (cargas aplicadas) mantém-se independentemente da rigidez dos elementos que a constituem, desde que a rigidez relativa se mantenha. Porém, o mesmo não acontece para as acções indirectas, como é o caso da retracção. Nestas, uma vez que a estrutura quer contrariar essas deformações impostas, quanto maior for a sua rigidez, maiores serão os seus esforços. Uma vez que também a acção térmica é uma acção indirecta, também os esforços resultantes da sua aplicação aumentam com o aumento de rigidez.

Reportando ao que foi referido sobre a data de construção, esta ocorrerá nas épocas de temperaturas amenas (Outono ou Primavera). Deste modo, sensivelmente ao fim de 3 meses, a estrutura estará sujeita a uma acção térmica extrema (Inverno ou Verão, respectivamente) e ao fim de 9 meses, novamente a uma acção térmica extrema mas de natureza contrária (Verão ou Inverno). Assim, uma vez que nestas datas a estrutura apresenta rigidez distinta, teria todo o interesse avaliar o seu comportamento sob o efeito das acções consideradas anteriormente. Além destes cenários, interessa também avaliar o comportamento da estrutura não só a tempo infinito (retracção e fluência máximas), mas também no momento da descofragem. Naturalmente outros cenários podem ser considerados. Contudo, a análise dos referidos, no entender dos autores permite o controlo necessário e suficiente do comportamento da estrutura.

Cenário 1: t = 7 dias
Cenário 2: t = 3 meses
Cenário 3: t = 9 meses
Cenário 4: t = infinito

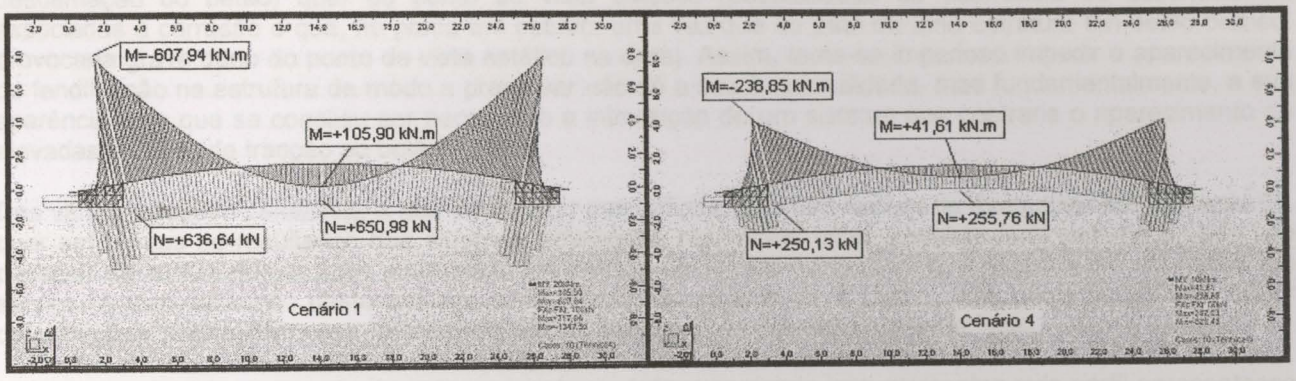


Fig. 4 – Diagramas de esforços resultantes da acção térmica 4

No que concerne às diferentes acções térmicas consideradas, como seria de esperar, com a diminuição de rigidez, também os esforços resultantes destas acções diminuem. Esta evolução encontra-se ilustrada na figura 4, na qual se representam os diagramas de esforços correspondentes à acção térmica 4. No que diz respeito à retracção, apesar da mesma redução de rigidez da estrutura, verifica-se uma evolução contrária dos esforços (ver figura 5).

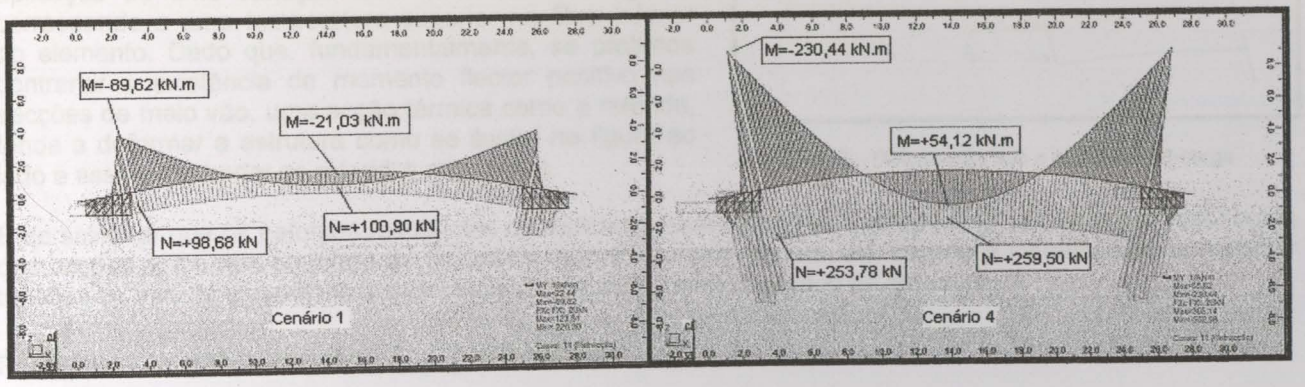


Fig. 5 – Diagramas de esforços resultantes da retracção

Note-se que as justificações apresentadas para a adopção de diversos cenários para a análise da estrutura ficam bem patentes com os resultados obtidos. Uma vez que o efeito da temperatura se atenua e o da retracção se agrava com o tempo, é necessário avaliar o comportamento da estrutura em diferentes instantes de tempo considerando as correspondentes acções (e respectivas combinações) e propriedades dos materiais.

Analisando a grandeza dos esforços resultantes de cada uma das acções, constata-se que aquelas que têm um efeito preponderante sobre o comportamento da estrutura são o peso próprio, a carga uniformemente distribuída, a retracção e a acção térmica.

A análise dos diagramas de esforços sob a combinação de acções quase permanentes permite concluir que no caso de não serem tomadas quaisquer medidas, a estrutura fendilhará (em algumas secções as tensões de tracção ultrapassam a tensão máxima resistente do betão). Como se verá de seguida, para a estrutura em causa, a fendilhação é indesejável pelo que será necessário implementar um sistema que evite a fendilhação.

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Estado limite de serviço - Sistema de pré-carga

Os valores dos esforços obtidos tornam evidentes as características da estrutura em estudo. Por um lado o arco da ponte promove o funcionamento em compressão, por outro, em virtude do mesmo ser bastante abatido, leva a que a flexão seja significativa, resultando em tensões de tracção que levam à fendilhação da estrutura.

Como é sobejamente conhecido, a fendilhação do betão é indesejável, quer do ponto de vista estrutural (acelera o fenómeno da corrosão, associada não só à diminuição da secção útil da armadura mas também à descamação do betão) quer do ponto de vista estético (possibilidade de ocorrência de escorrimentos associados à corrosão o que, na ponte em estudo, uma vez que se trata de uma estrutura em betão branco, provocaria grave dano do ponto de vista estético na obra). Assim, torna-se imperioso impedir o aparecimento de fendilhação na estrutura de modo a preservar não só a sua funcionalidade, mas fundamentalmente, a sua aparência pelo que se concluiu ser necessário a introdução de um sistema que contrarie o aparecimento de elevadas tensões de tracção no betão.

Das várias soluções pensadas, a que se revelou mais eficaz, quer em termos de exequibilidade do conjunto, quer em termos de resultados que algumas simulações permitiram obter, consiste num sistema a meio vão passível de aplicar forças que promovam um estado de tensão tal que evite a fendilhação do betão em serviço. A materialização deste sistema será conseguida através de 4 varões, aos quais se possam impor deformações que resultem nas forças pretendidas, de 40mm de diâmetro em cada face.

No que se refere à modelação do sistema a aplicar, definiu-se desde logo elementos cujo perfil apresentasse uma área e inércia equivalentes à dos varões. No que concerne à deformação a impor, esta foi simulada através de uma acção térmica nos elementos que representam os varões. Assim, de forma a atingir o estado de tensão pretendido, aplicou-se não só uma variação térmica uniforme, mas também uma variação térmica diferencial.

Note-se que no programa de cálculo estrutural utilizado, a aplicação de uma variação térmica diferencial negativa corresponde a uma temperatura superior na fibra inferior do elemento. Dado que, fundamentalmente, se pretende contrariar a existência de momento flector positivo nas secções de meio vão, uma acção térmica como a referida, tende a deformar a estrutura como se ilustra na figura ao lado e assim, contrariar os referidos momentos.

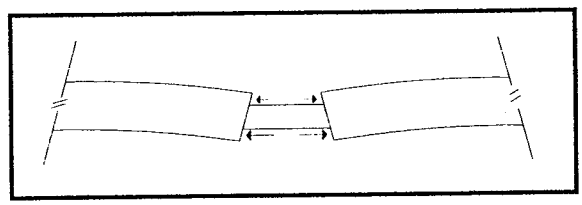


Fig. 6 – Deformação sob a acção da pré-carga

É de salientar que os esforços resultantes da aplicação deste sistema "sobrepostos" aos esforços resultantes das acções actuantes ao longo da utilização da ponte nunca devem, em secção e instante alguns, originar tensões de tracção superiores à resistência à tracção do betão aplicado na estrutura.

Resistência do betão à tracção: $f_{ctk,0,05} = 2,9MPa$ (21)

De acordo com os pressupostos anteriormente apresentados, em que se efectua a descofragem 7 dias após a betonagem, considerou-se que seria conveniente aplicar desde logo o sistema de pré-carga (quadro 2). Ao longo dos diversos testes efectuados concluiu-se que a deformação imposta que produz bons resultados no comportamento da estrutura a tempo infinito, provoca a fendilhação do betão na secção de ligação do tabuleiro ao maciço de fundação no momento inicial de aplicação da carga. Por conseguinte, a aplicação do sistema terá que ser faseada, aplicando-se inicialmente uma deformação menor, que, nas fases seguintes, vai sendo aumentada até se atingir a deformação adequada ao funcionamento da estrutura a tempo infinito.

Quadro 2 – Simulação do faseamento do sistema de pré-carga

Fase	1	2	3
Instante t	7 dias	3 meses	9 meses
ΔT unif. (°C)	950	1000	1000
ΔT difer. (°C)	0	-150	-350

O faseamento da aplicação do sistema tem as suas virtudes, uma vez que permite não só um controlo continuado da evolução da estrutura mas também a realização de ajustamentos se o seu comportamento se desviar do esperado. Por outro lado, a necessidade de ter os varões acessíveis ao longo do tempo, para a aplicação faseada do sistema, leva a uma alteração no projecto de arquitectura. Esta modificação consiste essencialmente na não betonagem da parte central do tabuleiro e na criação de uma "caixa", num material a definir pelo arquitecto, que apresente duas características fundamentais: por um lado a materialização do tabuleiro; por outro a possibilidade de aceder aos varões no seu interior.

Como foi referido, a deformação a impor em cada uma das fases foi modelada no programa de cálculo estrutural através de uma variação térmica dos elementos que representam os varões. Como se sabe, a uma variação térmica de um elemento corresponde, em função do coeficiente de dilatação térmica, uma variação do seu comprimento. No entanto, uma vez que a estrutura em estudo é hiperestática, a variação do

comprimento dos varões não corresponde à variação devida à referida à acção térmica. Por conseguinte, a quantificação, na estrutura real, da deformação a impor terá de ser feita de uma forma alternativa.

A colocação de extensómetros (no momento da betonagem) nos varões que materializam o sistema de pré-tensão permite a avaliação em cada instante da deformação (extensão) dos mesmos. Por outro lado, a lei de Hooke estabelece a relação entre tensões e extensões. Assim, conhecendo o estado de tensão dos varões, dependente não só da deformação que se pretende impor mas também das acções a que a estrutura está sujeita, facilmente se determina a sua deformação.

No quadro seguinte apresentam-se as deformações (as positivas correspondem a compressões) a medir em cada uma das fases considerando as acções do peso próprio, da retracção e uma temperatura ambiente correspondente à indicada. Note-se que para as fases 2 e 3 se indicam não só as deformações a medir após a aplicação do sistema (depois) como também as deformações que deveriam estar instaladas antes da aplicação (antes). Deste modo é possível controlar a evolução do comportamento da estrutura.

Quadro 3 – Faseamento do sistema de pré-carga

Fase		1	2		3		
Instante		7 dias	3 meses		9 meses		infinito
T (°C)	ε (‰)	-	antes	depois	antes	depois	-
10 °C	Sup.	0,33	0,56	0,32	0,43	0,16	0,31
	Inf.	0,48	0,07	0,36	0,20	0,52	0,32
20 °C	Sup.	0,09	0,39	0,15	0,27	0,01	0,18
	Inf.	0,92	0,36	0,66	0,47	0,79	0,54
30 °C	Sup.	-0,14	0,22	-0,02	0,12	-0,15	0,05
	Inf.	1,35	0,65	0,95	0,73	1,05	0,76

Note-se que se o carregamento da estrutura no momento da aplicação do sistema não corresponder a nenhuma das situações contempladas no quadro anterior, uma correcta avaliação das deformações a medir será conseguida através de uma adequada simulação num programa de cálculo estrutural considerando não só as acções aplicadas mas também a deformação imposta referida no quadro 2.

De forma a materializar a possibilidade de introduzir as deformações impostas necessárias é necessário criar um sistema adequado. Assim foi pensado um sistema semelhante ao de um esticador de cabos. Nestes aparelhos, a rotação num sentido, leva a que os parafusos se afastem e a rotação no sentido contrário leva a que se aproximem (ver fig.7).

Alternativamente ao processo que foi apresentado para quantificar as deformações a impor, poder-se-ia, uma vez que a uma deformação térmica corresponde uma variação de comprimento do varão, contar o número de voltas a dar aos parafusos de modo a introduzir a variação de comprimento referida. No entanto, se ocorresse algum assentamento nos maciços de fundação, o estado de tensão instalado deixaria de ser o pretendido.

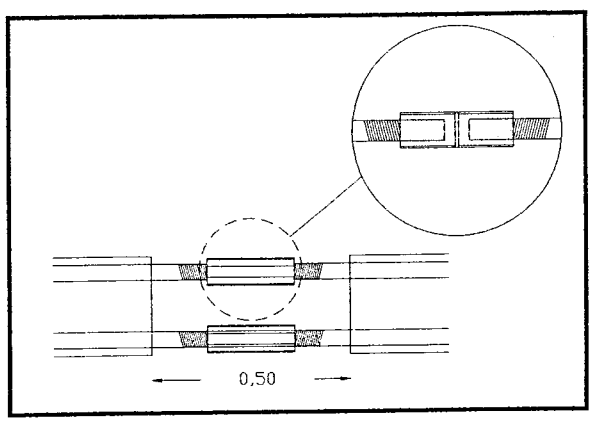


Fig. 7 - Sistema de pré-carga a aplicar

Note-se que na eventualidade de se verificarem assentamentos nos maciços de fundação, aos quais a estrutura, em virtude da sua geometria, é particularmente sensível, o controlo das deformações na secção de meio-vão permite mitigar o efeito dos mesmos.

4.2. Estado limite de serviço – Disposições regulamentares

De acordo com os resultados obtidos, uma vez que as tensões de tracção são sempre inferiores à tensão resistente do betão, nenhuma das secções da estrutura fendilhará. Contudo, se algum dos parâmetros pressupostos se desviar da realidade, o comportamento da estrutura poderá afastar-se do previsto e fendilhar pelo que se adoptarão medidas que permitam controlar a fendilhação caso esta se verifique (ver secção 4.4).

Relativamente aos limites preconizados para a deformação, a aplicação do sistema de pré-carga introduz uma contra-flecha (ver fig. 6) pelo que os mesmos são verificados por larga margem.

Apesar de ao longo de toda a exposição não ter havido especial cuidado no controlo das tensões de compressão do betão, uma vez que as mesmas apresentam valores bastante distantes da sua resistência à compressão e por conseguinte dos limites impostos, esse aspecto não foi descurado. De forma análoga, aplicam-se as mesmas considerações relativamente às tensões verificadas nas armaduras.

Outra das verificações que terá que ser efectuada para o estado limite de serviço é relativa às vibrações na estrutura provocadas por tráfego pedestre. Uma vez que as frequências naturais não permitem a verificação directa do critério de conforto, é necessário proceder a uma análise dinâmica. Na estrutura em estudo, as vibrações verticais são as mais gravosas tendo-se verificado que a aceleração máxima nesta direcção, (0,5878 m/s^2 - caso do salto rítmico (fig. 8)) não excede o limite preconizado (0,7 m/s^2).

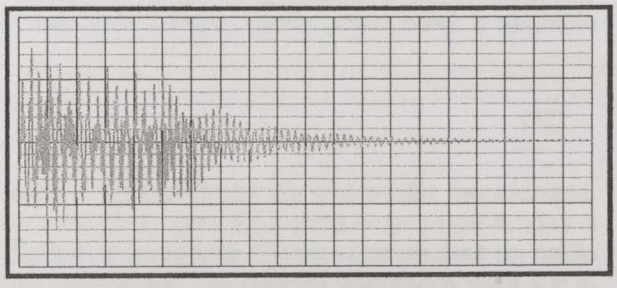


Fig. 8 – Acelerograma relativo ao salto rítmico

4.3. Estado limite último – Instabilidade

O fenómeno de instabilidade na estrutura em estudo deverá ser tido em conta na medida em que se trata de uma estrutura esbelta submetida a importantes esforços de compressão. Pelo facto da sua geometria ser algo complexa, o auxílio de um programa de cálculo reveste-se de grande utilidade.

Tratando-se de um modo de rotura caracterizado pela rotura súbita de um elemento estrutural sujeito a elevadas tensões de compressão que no entanto são inferiores às tensões de compressão resistentes do material, a verificação da segurança à instabilidade visa concluir que a instabilidade não ocorre para os esforços axiais a que estará sujeita a estrutura nos estados limites últimos.

Recorrendo então a um programa de cálculo adequado, a verificação será efectuada através da obtenção de coeficientes de carga crítica. Estes coeficientes correspondem ao número de vezes que a carga actuante necessitará de ser majorada para se atingir a carga crítica de instabilidade. Desta forma, o modo como se considera a carga actuante, desde a sua localização à sua grandeza, condiciona estes coeficientes sendo necessário interpreta-los convenientemente. Se forem consideradas as combinações correspondentes aos estados limites últimos basta verificar se os coeficientes obtidos são superiores à unidade. Caso o sejam está verificada a segurança relativamente à instabilidade.

Os parâmetros condicionantes para a análise da instabilidade são as combinações das acções admitidas, a geometria da estrutura (devendo ter-se em conta que a sua deformação pode condicionar o fenómeno, a consideração das geometrias alteradas é em certa medida uma forma subtil de se reproduzir a análise não linear) e a rigidez da mesma, dependente do módulo de elasticidade que vai diminuindo com o tempo. Deve atender-se que apenas interessa combinar as cargas que de facto possam agravar a instabilidade, ou seja, as que provocam esforços axiais de compressão. Desta forma tanto a retracção como as acções térmicas de contracção (Térmica 2 e 4) foram desprezadas, uma vez que aliviam as compressões. Note-se que, uma vez que o sistema de pré-carga introduz compressões, esse efeito deverá ser considerado.

Além dos diferentes casos de geometria e casos de carga para os diferentes cenários, foi criado ainda um novo cenário, o Cenário 5, para se reproduzirem os efeitos desfavoráveis da fendilhação responsáveis pela perda de rigidez da estrutura.

Uma vez que o coeficiente de carga critica mínimo (λ) assume o valor de 4,33, pode afirmar-se que não há risco de ocorrência do fenómeno de instabilidade na estrutura em estudo

4.4. Estado limite último – Cálculo de armaduras

Efectuada a análise dos esforços na estrutura para diversas combinações de carga em estado limite último, procedeu-se ao dimensionamento das armaduras ordinárias necessárias.

Dada a complexidade da geometria das secções transversais da ponte sujeitas à flexão composta, foi efectuado um primeiro cálculo da área da armadura de flexão na zona do apoio e a meio-vão, tendo-se em consideração secções rectangulares simetricamente armadas (Tabela 14 da referência [8]). A combinação condicionante e que exige uma maior quantidade de armadura nas duas secções referidas foi a acção do peso próprio em conjunto com a retracção e a acção térmica de contracção máxima (cerca de 14cm^2/face e 4cm^2/face, no apoio e a meio-vão, respectivamente). Dos resultados obtidos por esta simplificação concluiu-se que a quantidade de armadura encontrada é muito inferior aos valores mínimos exigidos em vigas preconizados no capítulo 9.2.1.1 do Eurocódigo 2.
Contudo, tendo em conta a importância do controlo da fendilhação nas zonas traccionadas da ponte, calculou-se uma nova armadura mínima para limitar a abertura de fendas a 0,2mm, tendo como base a seguinte expressão presente no capítulo 7.3.2 do Eurocódigo 2:

$$A_{s,\min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \qquad (22)$$

Como medida de segurança acrescida, consideraram-se valores conservativos na expressão mencionada. Para o valor da tensão na armadura, adoptou-se o valor recomendado pelo EC2 para o limite de fendas a 0,2mm. Este valor é definido em função do diâmetro escolhido para a armadura. Como valor da área de betão traccionado A_{ct}, considerou-se a totalidade da área da secção transversal. Os valores adoptados para k e k_c foram 1,0 e 0,4, respectivamente.

Como se viu anteriormente, de acordo com os pressupostos e cálculos efectuados, o sistema de pré-carga evita a ocorrência de tensões de tracção superiores à resistência do betão e por conseguinte, a fendilhação. Além disso, os esforços verificados nas diversas secções conduziriam a uma quantidade de armadura inferior à exigida para peças em flexão. Contudo, precavendo a eventualidade dos cálculos efectuados se desviarem da realidade, entendeu-se conveniente adoptar a armadura atrás referida (ver fig. 9).

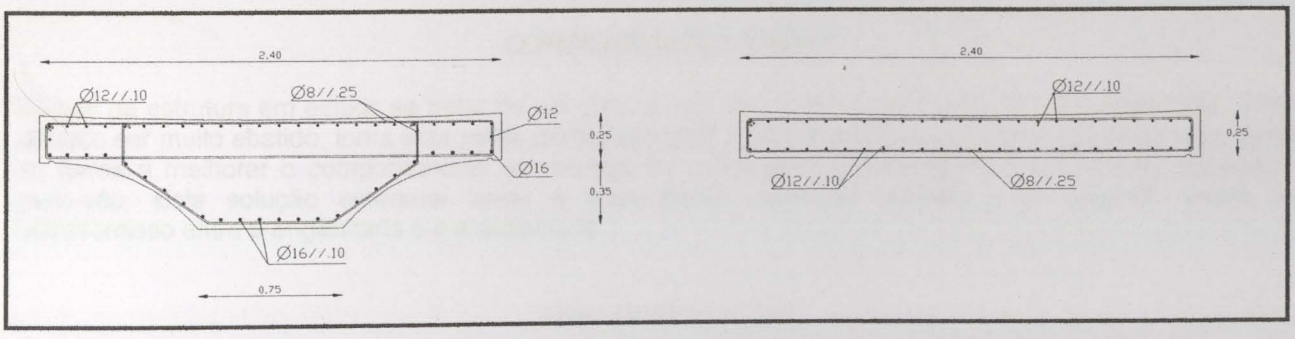


Fig.9 – Desenhos de execução: secção de ligação tabuleiro-maciço fundação (esq.) e a meio-vão (dir.)

Relativamente ao dimensionamento da armadura para resistir ao esforço de corte, constatou-se que o valor de cálculo resistente para elementos desprovidos de armadura de esforço transverso presente no capítulo 6.2.2 do EC2 ($V_{Rd,c}$=227,41 kN) ultrapassa o esforço máximo actuante ($V_{máx}$ = 110,06 kN na secção de ligação do tabuleiro ao maciço de fundação) obtido na análise de esforços.

Apesar do EC2 preconizar taxas e afastamentos mínimos de armadura em vigas para resistir ao esforço transverso, os 2,40m de largura do tabuleiro conferem uma ductilidade ao corte por esforço transverso que não se verifica em vigas comuns. Assim, entendeu-se não ser necessário adoptar essas disposições. Todavia, uma vez que as secções mais esforçadas no que ao corte diz respeito são as próximas ao maciço de fundação, reforçou-se essas zonas com alguma armadura. Note-se que, de forma a garantir um posicionamento adequado das armaduras, devem ser colocados os espaçadores necessários.

5. MODELO FÍSICO

Um dos objectivos deste trabalho consistiu na criação de um modelo físico (à escala 1:20) de forma não só a permitir uma melhor percepção da arquitectura e geometria da referida estrutura, mas também para possibilitar a realização de ensaios experimentais em modelo reduzido.

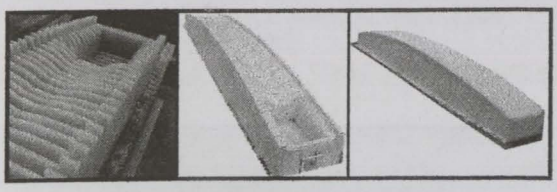


Fig. 10 – Construção do modelo físico

Na figura 10 estão ilustradas algumas das etapas que permitiram a obtenção do modelo pretendido. Numa primeira fase foram executadas placas em PVC representativas do contorno inferior das secções transversais da ponte com um afastamento de 1,25cm (as características destas secções foram perfeitamente definidas no processo de modelação computacional). Preenchendo com gesso os intervalos entre placas foi possível formar um molde estável e representativo da forma pretendida. Após limado e ajustado, procedeu-se ao enchimento do molde com uma argamassa de cimento branco com fibras. Uma vez endurecida a argamassa procedeu-se à desmoldagem obtendo-se o modelo ilustrado na figura seguinte.

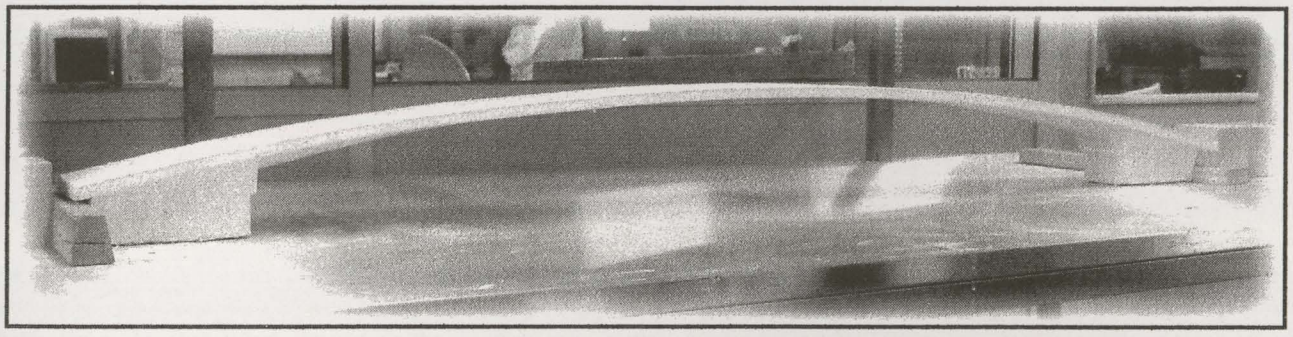


Fig. 11 – Modelo físico da Ponte Pedonal S. Miguel

É de salientar que todo o processo de execução se revelou uma experiência interessante e enriquecedora na medida em que se prevê um paralelismo entre as dúvidas, os problemas e obstáculos verificados na realização do modelo (nomeadamente no que se refere à geometria da estrutura) e aquilo que poderá acontecer no cenário da ponte real.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apesar da estrutura em estudo se tratar de um arco, o que favorece o funcionamento em compressão, o facto do arco ser muito abatido, torna esta ponte particularmente sensível à retracção e às acções térmicas. Assim, de forma a melhorar o comportamento em serviço foi necessário dimensionar um sistema de pré-carga a meio-vão. Esta solução estrutural levou a uma ligeira alteração arquitectónica exigindo assim, um compromisso entre a engenharia e a arquitectura.

AGRADECIMENTOS

Os autores não gostariam de terminar sem expressar os mais sinceros agradecimentos ao Prof. Joaquim Figueiras por todo o empenho e dedicação demonstrados na orientação deste trabalho.

Entre as demais pessoas que colaboraram na realização deste trabalho, os autores gostariam de destacar o Eng. Elói Figueiredo, o Prof. Brandão Alves, o Sr. Monteiro, o Eng. Carlos Moutinho e o Prof. António Arêde.

REFERÊNCIAS

[1] Memória Descritiva e Justificativa – Solução em Betão. Apresentada no "Concurso interno de Ideias" pelos autores J. Figueiras, F. Brandão Alves e Elói Figueiredo;
[2] Hambley, E. C.:"Bridge Deck Behaviour", Second edition, E & FN Spon, 1991
[3] Norma Europeia, EN 1990: "Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas", Versão Portuguesa, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Abril 2002.
[4] Norma Europeia, EN 1991: "Eurocódigo 1: Acções em estruturas"
[5] Norma Europeia, EN 1992-1-1: "Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: regras gerais e regras para edifícios", Versão Portuguesa, Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Abril 2004.
[6] Regulamento De Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983.
[7] Moutinho, Carlos: "Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões", Tese de mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, 1998.
[8] Lima, J.; Monteiro, Vítor e Mun, Mary:"Betão Armado – Esforços normais e de flexão", LNEC, Lisboa, 2004.

ESTUDO COMPARATIVO DA RETRACÇÃO E DA FLUÊNCIA DE ACORDO COM O R.E.B.A.P. e E.C.2

João Augusto Moreira Alves

Nelson Romano Ferreira Carvalho

Rémy Guimarães Faria

SUMÁRIO

Este trabalho é realizado no âmbito da cadeira de Seminário, disciplina pertencente ao programa do quinto ano do curso de Engenharia Civil da Faculdade Engenharia da Universidade do Porto, sendo o tema: Estudo Comparativo da Retracção e Fluência de acordo com o REBAP [1], EC2 [2] e MC90 [3].
O principal objectivo deste trabalho é comparar os fenómenos da retracção e da fluência do betão de acordo com a regulamentação existente, analisando-se os diferentes modos de quantificação. O estudo destes fenómenos é de grande importância no processo construtivo de estruturas de betão armado e pré-esforçado e no controlo do seu comportamento em serviço.

1 – INTRODUÇÃO

O presente trabalho está organizado em 6 grandes partes. Nesta primeira parte é apresentado o trabalho e a organização. A parte 2 é dedicada à retracção, na qual se faz a caracterização física do fenómeno, descrevem-se os factores que de modo mais significativo influenciam este fenómeno, e apresentam-se os modelos propostos pelo REBAP, EC2 e MC90. Nesta parte do trabalho, é ainda efectuada uma comparação entre valores experimentais e os valores propostos pelo modelo de retracção do EC2 (*Luís Santos*, 2002 [4]).

Na parte 3, é abordado o fenómeno da fluência seguindo um desenvolvimento igual àquele que foi adoptado para a retracção (parte 2).

A quarta parte do trabalho, apresenta a metodologia e os ensaios que permitem efectuar a caracterização *in situ* dos fenómenos da retracção e fluência do betão, sendo efectuada uma descrição das técnicas e equipamentos utilizados para a medição destas grandezas na estrutura.

O desenvolvimento dos métodos de análise destes fenómenos beneficiou muito da evolução dos computadores e dos recursos informáticos. Tendo em conta este pressuposto, apresenta-se na quinta parte do trabalho não só a elaboração de folhas de cálculo em Excel, mas também um programa de cálculo para máquina de calcular "Texas Instruments – Voyage 200".

O estudo de dois exemplos práticos, integra a parte 6. Apresentam-se aqui os resultados obtidos em dois casos práticos: "Exemplo Académico (tabuleiro de um viaduto de betão armado pré-esforçado)"e "Nó da Portela - Passagem superior 2, Expo' 98"
É também efectuada uma comparação entre os resultados preconizados pela regulamentação existente. Salienta-se que o estudo do exemplo académico é executado detalhando todo o processo de cálculo e comparando os resultados obtidos manualmente com os das folhas de cálculo, enquanto que no exemplo 2, (Nó da Portela), a análise é efectuada recorrendo apenas a folhas de cálculo programadas em Excel.
Os meios de cálculo devem necessariamente considerar a importância dos efeitos diferidos. Razão para este facto, é a aplicação de tensões cada vez mais elevadas, a imposição de ritmos de construção mais rápidos, a consequente aplicação do pré-esforço em idades cada vez mais baixas, e um funcionamento das estruturas durante a construção diferente do funcionamento que terão em serviço. São igualmente adoptadas sistemas estruturais cada vez mais complexos, e soluções mais esbeltas. Torna-se assim importante avaliar a susceptibilidade do comportamento das estruturas ao longo do tempo. Um melhor conhecimento desta realidade possibilitará tomar precauções ao nível do projecto, sendo algumas delas abordadas no decorrer do trabalho.

2 – O FENÓMENO DA RETRACÇÃO

Retracção é definida como a variação de volume (diminuição ou expansão) de uma peça de betão ou argamassa, desde o final da compactação até se atingir o estado limite de equilíbrio higrométrico com o ambiente, sendo a temperatura constante e sem qualquer tensão aplicada (*Sousa Coutinho* [5]).
A retracção divide-se em diversos tipos, sendo estes referidos de seguida:

- Retracção
  - Antes da presa
    - Retracção plástica
    - Retracção autogénea
  - Após a presa
    - Retracção de secagem
    - Retracção por Carbonatação
    - Retracção por variação de temperatura

O fenómeno da retracção é influenciado por diversos factores, que são apresentados no seguinte esquema:

- Factores Intrínsecos
  - Propriedades dos seus Constituintes
    - Cimento
    - Inertes
    - Água
  - Propriedades da mistura
    - Teor em água
    - Dosagens de componentes
  - Condições de fabrico – período de cura

- Factores Extrínsecos
  - Geometria da peça
  - Condições Ambientais
    - Humidade Relativa
    - Temperatura
  - Dimensão da peça

2.1 Análise do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)

De acordo com o REBAP, nos casos correntes pode simplesmente considerar-se, para a determinação de esforços actuantes, que os efeitos finais da retracção são assimiláveis aos de um abaixamento lento e uniforme de temperatura de 15°C.

Os valores apresentados pelo REBAP são em princípio, referidos a situações em que as condições termo-higrométricas ambientais são sensivelmente constantes do tempo:

- As tensões aplicadas ao betão são compressões de valor inferior a 0.40 do valor característico da tensão de rotura por compressão na idade de carregamento.
- As tensões de tracção e, tratando-se de compressões, também aos casos em que seja excedido aquele limite de 0.40 da tensão de rotura, desde que seja durante pouco tempo (por exemplo aplicação do pré-esforço).

Os valores calculados devem ser encarados como valores médios, que podem ser utilizados na generalidade das situações previstas no regulamento. No entanto, caso haja necessidade de efectuar uma análise mais segura, é conveniente aumentar ou diminuir aqueles valores em 20% conforme for mais desfavorável.

A retracção tem em geral efeitos extremamente reduzidos sobre os estados limites últimos e, consequentemente, podem não ser tidos em conta na verificação da segurança em relação aqueles estados limites. Pelo contrário, os efeitos da retracção condicionam significativamente o comportamento das estruturas nas condições de serviço e, portanto, devem ser considerados na verificação da segurança em relação aos estados limite de utilização.

2.2 Estrutura de cálculo da extensão devida à retracção, segundo o REBAP

$$\varepsilon_{cs}(t_1,t_2) = \varepsilon_{cs0}\left[\beta_s(t_1) - \beta_s(t_2)\right]$$

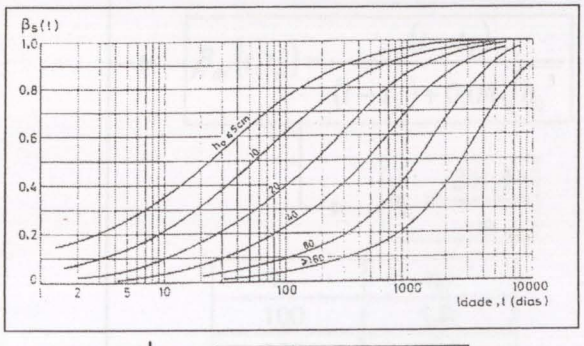
$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_{cs1} \times \eta$$

Humidade relativa do ambiente	$\varepsilon_{cs1}\ 10^{-6}$
Imersão em água	100
Alta (90%)	-130
Media (70%)	-320
Baixa (40%)	-520

Espessura fictícia, h_0 (cm)	≤5	10	20	40	80	≥160
η	1.20	1.05	0.90	0.80	0.75	0.70

$$h_0 = \lambda \times \frac{2Ac}{\mu}$$

Humidade relativa do ambiente	λ
Imersão em água	30
Humidade relativa alta (90%)	5
Humidade relativa média (70%)	1.5
Humidade relativa baixa (40%)	1.0



$$t' = \alpha \times \frac{\sum_{i=1}^{i=t}(Ti + 10)}{30}$$

2.3 Análise Segundo o Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão

O fenómeno da retracção no betão depende principalmente da humidade ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão.
Pode-se considerar que o fenómeno da retracção divide-se em dois processos diferentes, são eles a retracção de secagem [ε_{cd}] e a retracção autogénea [ε_{ca}], sendo o valor final da extensão do betão devido à retracção igual à sobreposição dos efeitos dos dois processos.
O primeiro processo referido é contabilizado a partir do momento da descofragem, quando o betão já adquiriu alguma resistência. É um processo que progride lentamente com o tempo, resultado do movimento da água no betão no acto de evaporação.
A retracção autogénea é um fenómeno que se desenvolve imediatamente após a betonagem, devido a reacções químicas do betão, esta progride rapidamente nos primeiros dias, coincidentes com o espaço temporal da maior aquisição de presa pelo betão.

2.4 Estrutura de cálculo da extensão de retracção ε_{cs} segundo o EC2

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp\left(-0{,}2t^{0{,}5}\right)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0{}^3}}$$

$$h_0 = \frac{2 \times Ac}{u}$$

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = -1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$$

3 – O FENÓMENO DA FLUÊNCIA

A fluência é definida como o aumento da deformação ao longo do tempo, de um elemento sob um estado de tensão constante.
A fluência é a deformação devida á acção de uma tensão constante com carácter de permanência, deformação, que aumenta progressivamente com o tempo de duração da tensão. Só as cargas permanentes ou com carácter quase permanente produzem fluência, porque as cargas com aplicação momentâneas ou de curta duração, apenas produzem deformações elásticas.
A fluência resulta dos seguintes mecanismos (*Sousa Coutinho*):
(originados pela acção aplicada)

-Escorregamento cristalino ao longo dos planos naturais de movimento da estrutura cristalina do cimento hidratado;
-Movimentação da água absorvida pelos produtos da hidratação do cimento;
-Deformação viscosa devida a um deslizamento muito lento das partículas umas sobre as outras;
-Aumento da solubilidade dos componentes do cimento.

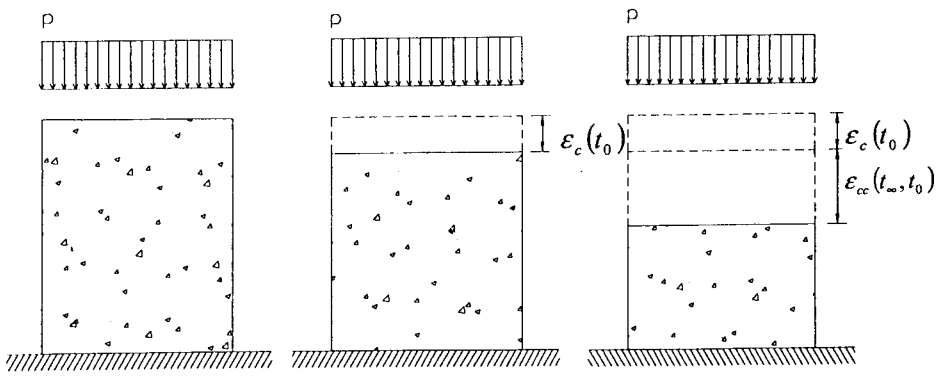
Factores intrínsecos { Propriedades dos materiais, da mistura e das condições de fabrico

Factores extrínsecos {
- Nível de tensão aplicada
- A idade do betão aquando do carregamento e a sua duração
- Geometria da peça
- Temperatura e humidade relativa

3.1 Análise Segundo o Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão

O EC2 quantifica a fluência para efeito do dimensionamento de estruturas, mencionando que os valores citados dizem respeito ao comportamento médio de um elemento de betão, e não têm em conta as propriedades reológicas locais desse elemento, que são função das tensões internas e das condições de humidade. Estes valores apresentados pelo EC2, apenas são válidos para betões com as seguintes características:
Tensões à idade do carregamento abaixo de 45% da resistência característica;
Classes de resistência à compressão compreendidas entre C 12/15 e C 50/60;
Temperaturas médias entre 10 °C e 20 °C;
Exposição a humidades relativas médias compreendidas entre 40 % e 100 %;
O modelo exposto pelo Eurocódigo adopta uma correspondência linear entre as tensões aplicadas e as extensões devidas à fluência.
Assim, Considere-se o caso de uma qualquer peça (por exemplo um pilar), sujeito a uma solicitação correspondente a uma tensão unitária constante no tempo (Ver Figura), na qual se coloca um extensómetro que permite observar a extensão ao longo do tempo.
Qualquer ensaio realizado nestas condições demonstraria que, a extensões observadas num instante t têm duas parcelas:

- Uma parcela elástica, observada imediatamente após a aplicação da tensão (instante t_0), que depende do módulo de elasticidade do material nessa data, E(t_0);
- Uma parcela diferida que evolui no tempo, mesmo que não ocorram alterações nas tensões observadas na estrutura.



a) Instante de aplicação da carga (to) b) tempo infinito

$\varepsilon_{cc}(t_\infty,t_0)$ - Deformação por fluência

$\varphi(\infty,t_0)$ - Coeficiente de fluência

$$\varepsilon_{cc}(t_\infty,t_0)=\varphi(t_\infty,t_0)\times\varepsilon_c(t_0)$$

3.2 Estrutura de cálculo do coeficiente de fluência $\varphi(t,t_o)$ segundo o EC2:

$$\varphi(t,t_o) = \varphi_o \times \beta_c(t,t_o)$$

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0..3}$$

$$\beta_H = 1{,}5[1+(0{,}012\ RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500$$

(para $f_{cm} \geq 35\ MPa$)

$$\beta_H = 1{,}5[1+(0{,}012\ RH)^{18}]h_0 + 250\,\alpha_3 \leq 1500\,\alpha_3$$

($f_{cm} \geq 35\ MPa$)

$$\varphi_o = \beta_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right] \quad \text{para } f_{cm} \leq 35\ MPa$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm}\ \phi\ 35\ MPa$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7}$$

$$h_0 = \frac{2 \times Ac}{u}$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2}$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0{}^{0,2})}$$

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{(2 + t_{0,T}{}^{1,2})} + 1\right)^{\alpha} \geq 0{,}5$$

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13{,}65)} \cdot \Delta t_i$$

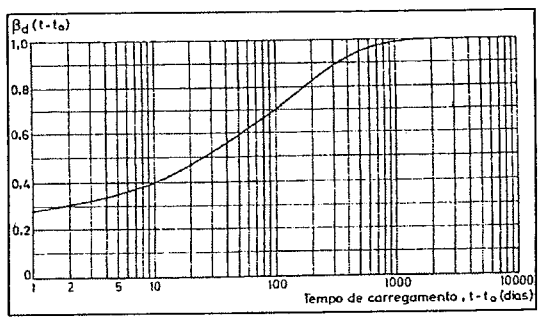
3.3 Estrutura de cálculo da extensão devida à fluência, segundo o REBAP

$$\varepsilon_{c,tot}\left(t,t_0\right)=\sigma_{c,t_o}\left[\frac{1}{E'_{c,t_0}}+\frac{\varphi_c(t,t_0)}{E'_{c,28}}\right]$$

$$\varepsilon_{cc}\left(t,t_0\right)=\sigma_{c,t_o}\frac{\varphi_c(t,t_0)}{E'_{c,28}}$$

$$\varphi_c(t,t_0)=\beta_a(to)+\varphi_d\beta_d(t-t_0)+\varphi_f\left[\beta_f(t)-\beta_f(t_0)\right]$$

$$\beta_a(to)=0{,}8\times\left(1-\frac{f_{c,to}}{f_{c,t\infty}}\right)$$

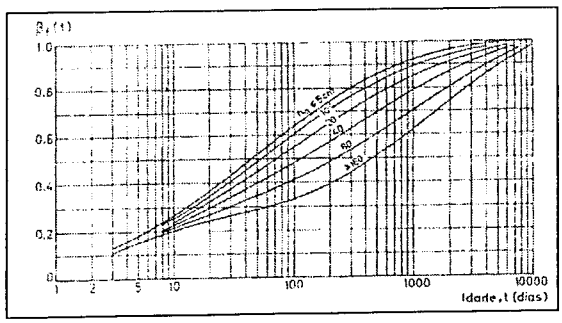


$$\varphi f=\varphi f_1\times\varphi f_2$$

Humidade relativa do ambiente	φf_1
Imersão em água	0,8
Alta (90%)	1,9
Media (70%)	2,0
Baixa (40%)	3,0

Espessura fictícia, h_0 (cm)	≤5	10	20	40	80	≥160
φf_2	1,85	1,70	1,55	1,40	1,25	1,12

$$h_0=\lambda\times\frac{2Ac}{\mu}$$



4 – IMPLEMENTAÇÃO DO CÁLCULO AUTOMÁTICO

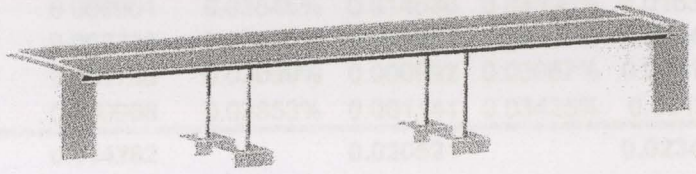
Para uma melhor comparação de vários casos e aplicação rápida, durante a execução do trabalho, desenvolveram-se folhas de cálculo, em Excel, já que é uma ferramenta muito usada. As folhas de cálculo foram realizadas com base num estudo intensivo de todos os pormenores de cálculo de retracção e fluência, quer cumprindo as disposições do REBAP, quer as disposições do Eurocódigo 2.
Para melhor facilidade de cálculo da retracção e fluência segundo o Eurocódigo 2 e maior rapidez de obtenção dos resultados, desenvolveu-se um programa de cálculo para as máquinas de calcular - "Texas Intruments Voyage 200", para além das folhas de cálculo em Excel.

5 – EXEMPLO DE APLICAÇÃO

5.1 Caracterização do Problema

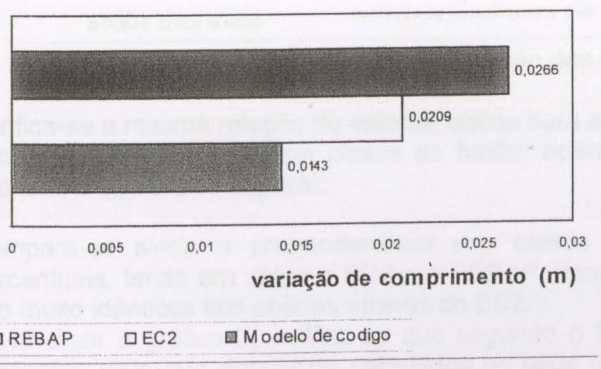
A passagem superior em estudo localiza-se em Lisboa – Parque EXPO'98.
É composta por uma estrutura em pórtico com 3 vãos (18m, 23m e 18m, perfazendo um comprimento total de 59 metros). O tabuleiro tem uma largura de 16.70 m e é constituído por uma laje com nervuras longitudinais pré-esforçadas. Admite-se que o tabuleiro é betonado numa mesma etapa, mantido húmido (HR = 100%) durante 7 dias, sendo então aplicado um pré-esforço longitudinal que introduz um esforço de compressão. O betão é descofrado imediatamente após a aplicação do pré-esforço, ficando sujeito a uma humidade relativa de 60%.

Outros dados:
Betão C30/37;
Armaduras ordinárias: A 500
Armaduras de pré-esforço: aço A 1860/1680
Cimento (classe 42.5) de endurecimento rápido;
Humidade Relativa de 60%;
Temperatura média do ar de 23°C.



Neste exemplo, a análise das extensões por fluência e retracção, foi efectuada com folhas de cálculo programadas em EXCEL. Os resultados apresentados referentes à análise das extensões do tabuleiro privilegiam o desempenho da estrutura em relação aos esforços longitudinais.

Comparação das deformações por retracção



Comparação das deformações por fluência

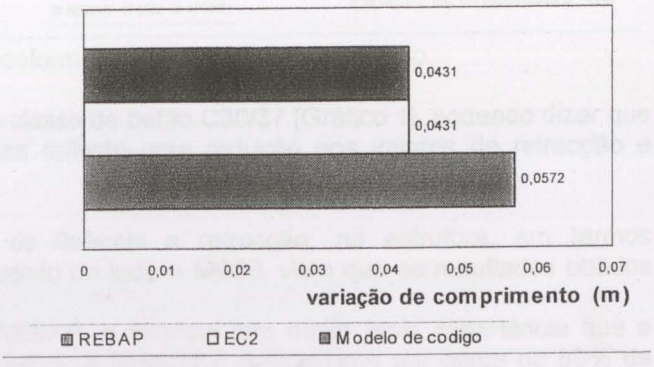


Gráfico 1 – Comparação das deformações de fluência e retracção

A análise realizada para a fluência permitiu verificar que os valores obtidos através do EC2 são análogos aos valores obtidos utilizando o modelo de código 90 (MC 90), dado que o modelo de cálculo utilizado pelo EC2 não sofreu alterações relativamente ao modelo base de referência, que é o modelo utilizado pelo MC90.
Ao confrontarmos os valores obtidos pelo REBAP e pelo EC2 concluí-se que os valores provenientes da análise pela norma nacional (REBAP) aproximam-se dos valores alcançados através do EC2; sendo estes

últimos ligeiramente maiores quando comparados com o REBAP, como era de esperar, uma vez que o Eurocódigo 2 actual (Abril 2004) distingue a retracção que se dá depois da presa em retracção autogénea e retracção de secagem, contrariamente ao modelo utilizado pelo REBAP.

5.2 Estudo do mesmo exemplo fazendo variar a classe de betão

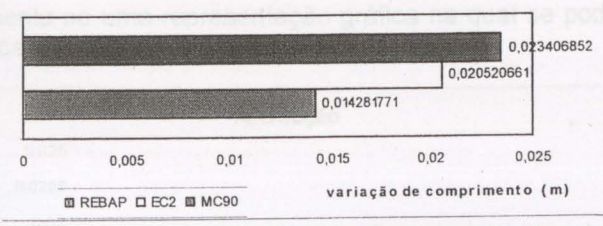
Para a mesma estrutura refez-se o estudo [Quadro I], mas dessa vez alterando a classe de betão, passa-se de C30/37 para C40/50.Como já foi referido, neste exemplo, a análise das extensões por fluência e retracção, realiza-se com folhas de cálculo programadas em EXCEL.

Quadro I – Resultados obtidos através das folhas de cálculo – Classe C40/50

				Fluência REBAP		Fluência EC2		Fluência MC90	
Secção	**Área**	**Perímetro**	**L [m]**	**εc**	**ΔL [m]**	**εc**	**ΔL [m]**	**εc**	**ΔL [m]**
1	7.617	34.561	41	0.09428%	0.038657	0.05909%	0.024228	0.05909%	0.024228
2	8.795	34.561	11.6	0.08022%	0.009306	0.05041%	0.005848	0.05041%	0.005848
3	10.381	34.265	3.2	0.06632%	0.002122	0.04195%	0.001342	0.04195%	0.001342
4	12.320	33.922	4	0.05490%	0.002196	0.03471%	0.001388	0.03471%	0.001388
Total			59.8		**0.052281**		**0.032806**		**0.032806**

				Retracção REBAP		Retracção EC2		Retracção MC90	
Secção	**Área**	**Perímetro**	**L [m]**	**εc**	**ΔL [m]**	**εc**	**ΔL [m]**	**εc**	**ΔL [m]**
1	7.617	34.561	41	0.02415%	0.009901	0.03545%	0.014536	0.03996%	0.016382
2	8.795	34.561	11.6	0.02361%	0.002739	0.03320%	0.003851	0.03863%	0.004481
3	10.381	34.265	3.2	0.02290%	0.000733	0.03099%	0.000992	0.03667%	0.001174
4	12.320	33.922	4	0.02271%	0.000908	0.02853%	0.001141	0.03425%	0.00137
Total			59.8		**0.014282**		**0.020521**		**0.023407**

Retracção



Fluência

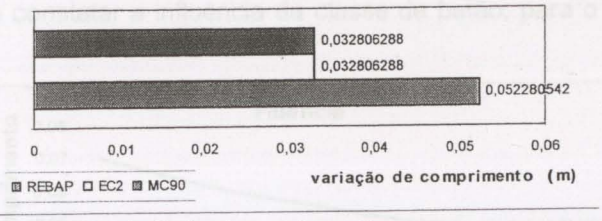


Gráfico 2 – Comparação das deformações de fluência e retracção.

Verifica-se a mesma relação de valores, obtida para a classe de betão C30/37 [Gráfico 1], podendo dizer que esta alteração efectuada na classe de betão, apenas reflecte uma redução dos valores de retracção e fluência, o que era de esperar.

Compara-se ainda a preponderância dos efeitos da fluência e retracção, na estrutura, em termos percentuais, tendo em conta o EC2 e o REBAP, deixando de lado o MC90, visto que os resultados obtidos são muito idênticos aos obtidos através do EC2.
Ao analisar o gráfico 3, verifica-se que segundo o REBAP, a fluência tem muito mais importância que a retracção, visto que depois de calculados os seus efeitos, a fluência é responsável por cerca de 80% da variação do comprimento total do elemento de betão.

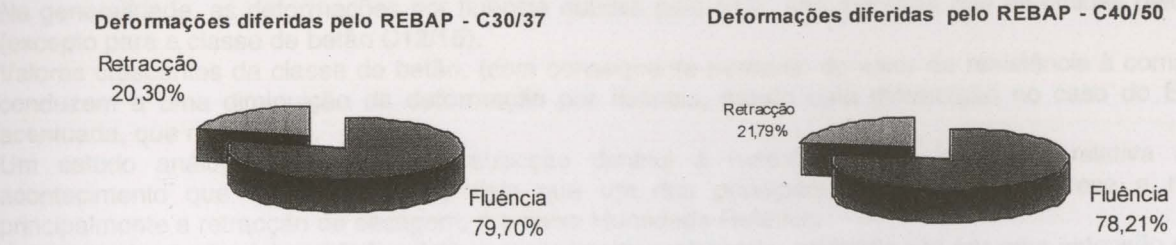


Gráfico 3 – Influência da fluência e retracção no elemento segundo o REBAP.

Um pouco diferente do que acontece com os resultados obtidos pelo REBAP, verifica-se que no caso do EC2, a fluência assume menor importância em relação à retracção, na variação de comprimento do elemento, sendo o efeito da fluência cerca de 65% da variação de comprimento total, podendo este facto dever-se à classe de betão, ou a diversos factores. Para as duas classes de betão estudadas os resultados são próximos.

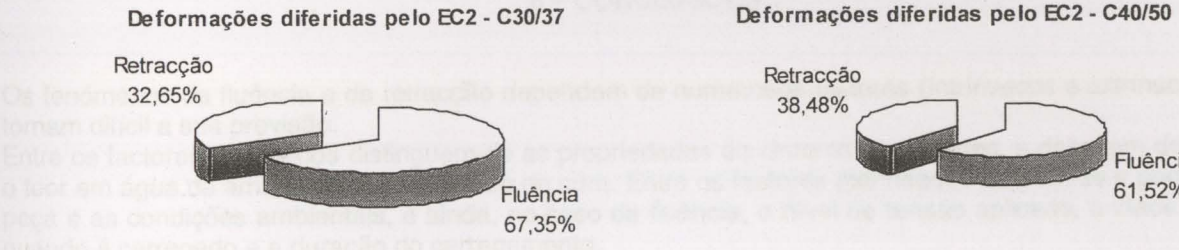


Gráfico 4 – Influência da fluência e retracção no elemento segundo o EC2.

Para verificar até que ponto esta relação se verifica, efectua-se um estudo, fazendo variar a classe de betão, (entre as várias classes contempladas no REBAP) e analisando a variação de comprimento total do elemento.

Apresenta-se uma representação gráfica na qual se pode constatar a influência da classe de betão, para o caso da retracção e fluência, respectivamente.

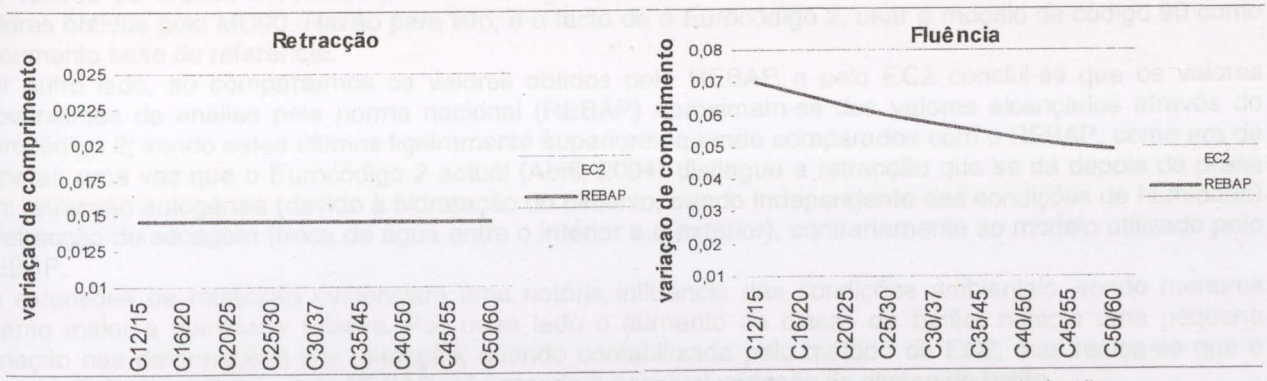


Gráfico 5 – Evolução da retracção e fluência, fazendo variar a classe de betão.

Através da análise do gráfico 5, constata-se que no caso do EC2, à medida que se aumenta a classe de betão, (com consequente aumento do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, fcm), a deformação por retracção diminui. No que diz respeito ao REBAP, a alteração da classe de betão, não afecta directamente o valor da extensão de retracção, uma vez que o modelo algébrico utilizado por este regulamento, não atende à possível variação da classe de betão.
A não consideração deste parâmetro por parte do REBAP, pode dever-se à data de elaboração deste (anos 80), em que não era dada a devida importância ao fenómeno da retracção, uma vez que recentes experiências revelam que o aumento da resistência à compressão tem influência directa na evolução da retracção, fazendo diminuir o seu valor.

Na generalidade, as deformações por fluência obtidas pelo EC2, são menores que as obtidas pelo REBAP (excepto para a classe de betão C12/15).
Valores crescentes da classe de betão, (com consequente aumento do valor da resistência à compressão), conduzem a uma diminuição da deformação por fluência, sendo esta diminuição no caso do EC2 mais acentuada, que no REBAP.
Um estudo análogo revela que a retracção diminui á medida que a humidade relativa aumenta, acontecimento que era de esperar, visto que um dos principais factores que favorece a retracção, principalmente a retracção de secagem, é a baixa Humidade Relativa.
Quanto mais alta for a humidade relativa, menor será a retracção, podendo até ser uma extensão e não um encurtamento, já que a elevada humidade pode levar a expansão do elemento.
Os resultados obtidos mostram que, quer o REBAP, quer o EC2 contemplam a variação da humidade relativa, sendo o método de cálculo do EC2, o que mais tem em conta o efeito da Humidade Relativa, já que o seu aumento, provoca uma maior diminuição na variação de comprimento total da peça.
Esta análise mostra a influência da humidade relativa e da classe de betão, nas deformações diferidas da estrutura, mas também temos outros factores, extrínsecos à estrutura, que provocam variação das referidas deformações, como a variação da temperatura ambiente.

6 – CONCLUSÕES

Os fenómenos da fluência e da retracção dependem de numerosos factores (intrínsecos e extrínsecos), que tornam difícil a sua previsão.
Entre os factores intrínsecos distinguem-se as propriedades do cimento, dos inertes, a dosagem do cimento, o teor em água da amassadura e o período de cura. Entre os factores extrínsecos referem-se a geometria da peça e as condições ambientais, e ainda, no caso da fluência, o nível de tensão aplicado, a idade do betão quando é carregado e a duração do carregamento.
A variabilidade dos efeitos diferidos nas estruturas de betão armado pré-esforçado não decorre exclusivamente da variabilidade deste factores, dado que, resulta também da geometria de cada secção transversal, do processo construtivo utilizado, das distintas épocas em que os diferentes betões são executados.

Com o objectivo de contribuir para um melhor conhecimento do comportamento do betão no que diz respeito aos fenómenos aqui em observação, foram estudados dois exemplos práticos.
Através do estudo destes exemplos retiraram-se enumeras conclusões, as quais são referenciadas de seguida.
Os valores da análise efectuada para a retracção pelo EC2 evidenciam uma clara convergência com os valores obtidos pelo MC90. Razão para isto, é o facto de o Eurocódigo 2, usar o modelo de código 90 como documento base de referência.
Por outro lado, ao compararmos os valores obtidos pelo REBAP e pelo EC2 conclui-se que os valores provenientes da análise pela norma nacional (REBAP) aproximam-se dos valores alcançados através do Eurocódigo 2; sendo estes últimos ligeiramente superiores quando comparados com o REBAP, como era de esperar, uma vez que o Eurocódigo 2 actual (Abril, 2004) distingue a retracção que se dá depois da presa em: retracção autogénea (devido à hidratação do cimento, sendo independente das condições de humidade) e retracção de secagem (troca de água entre o interior e o exterior), contrariamente ao modelo utilizado pelo REBAP.
As extensões de retracção evidenciam uma notória influência das condições ambientais, sendo menores quanto maior a humidade relativa. Por outro lado o aumento da classe de betão, reflecte uma pequena variação nas deformações por retracção, quando contabilizada pelo método do EC2, mas realça-se que o modelo algébrico utilizado pelo REBAP, não atende à possível variação da classe de betão.

O estudo realizado para a fluência permitiu constatar que os valores obtidos através do modelo proposto pelo EC2 são idênticos aos valores alcançados utilizando o modelo de código 90 (MC 90), dado que o modelo de cálculo utilizado pelo Eurocódigo não sofreu alterações relativamente ao modelo base de referência, que é o modelo utilizado pelo MC90.

Quanto ao efeito da fluência pode-se concluir que a sua influência no elemento estrutural é variável, já que os seus efeitos dependem da carga a que está submetido.
Nos exemplos tratados, apenas se contempla o cálculo da fluência de compressão, contudo não se deve ignorar a existência de fluência de flexão.

Conclui-se, que quando se aumenta a classe de betão, aumenta também a diferença entre as deformações obtidas pelos dois regulamentos.
Verificou-se ainda que a variação da classe de betão interfere muito mais na deformação de fluência que a humidade relativa.

A actualização da regulamentação europeia (EC2) tem acompanhado o desenvolvimento da investigação e o progresso computacional, conduzindo assim a modelos de cálculo cada vez mais precisos de fluência e retracção. Modelos estes, que permitem ter em conta o efeito dos diferentes factores que influenciam o comportamento diferido do betão. Ao contrário do que acontece com a regulamentação nacional (REBAP), que não tem sofrido actualizações.
Deve-se ter presente que a estimativa destes fenómenos está associada a uma grande incerteza (20 %).
A consideração de modelos probabilísticos parece ser o caminho a seguir para alcançar resultados mais significativos neste campo.

O estudo dos casos práticos, teve como lacuna a inexistência de resultados obtidos "*in situ*" e em laboratório, os quais poderiam proporcionar um estudo mais aprofundado possibilitando a aferição da validade dos modelos regulamentares estudados.
Face ao acima exposto, pode pois concluir-se que foram plenamente atingidos os principais objectivos deste trabalho.
Com base na experiência obtida ao longo deste trabalho, concluiu-se que a caracterização dos fenómenos da retracção e da fluência é de grande importância no processo construtivo de estruturas de betão armado pré-esforçado e no controlo do seu comportamento em serviço.

7 – AGRADECIMENTOS

Agradecemos toda a colaboração do Sr. Professor Catedrático António Manuel Adão da Fonseca e ao Sr. Professor Catedrático Joaquim de Azevedo Figueiras, professores na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que não só nos disponibilizaram todo o seu tempo possível, como também nos transmitiram o seus conhecimentos e a suas sensibilidades adquiridas com a suas experiências profissionais; para além de nos terem possibilitado um óptimo ambiente de trabalho. Foram as suas chamadas de atenção e as suas críticas, que inegavelmente contribuíram para o desfecho do presente trabalho.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. REBAP (1983) - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Porto Editora
2. EC2 (Abril 2004) - Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, regras gerais e regras para edifícios. Parte I-I
3. CEB-FIP (1991) - MODEL CODE 1990 – Design Code
4. Santos, Luís Miguel (2002) – "Observação e análise do comportamento diferido de pontes de Betão" – Teses e programas de investigação LNEC
5. Coutinho, A. Sousa (1994) – "Fabrico e Propriedades do Betão", Vol. III, LNEC
6. ACI 223 – Standard practice for the use of shrinkage – Compensating concrete – American concrete institute.
7. Pijaudier-Cabot, G. and Gérard B. and Acker Paul – Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and concrete structures (First edition Sptember 2005)
8. Figueiras, J.A. – Apontamentos da disciplina "Estruturas Pré-esforçadas

DESENVOLVIMENTO DE UMA FOLHA DE CÁLCULO INTEGRADO PARA DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE TABULEIROS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO CONSTRUIDOS TRAMO A TRAMO

António Manuel Passos do Carmo

Fernando Manuel de Freitas Teixeira

Rui Correia Mata

1 – SUMÁRIO

Este trabalho tem como base a elaboração do programa EASY BRIDGE ANALYSIS (EBA) em Microsoft Excel com auxílio de macros pelo compilador Visual Basic. Objectiva-se a determinação e o estudo dos esforços gerados numa ponte rodoviária. Esta ferramenta adquire grande utilidade no dimensionamento de pontes de betão armado e pré-esforçado com vários tramos consecutivos de secção longitudinal e transversal variável.
A determinação dos esforços é efectuada pelo Método das Forças.
As potencialidades da folha de cálculo são ilustradas através de um exemplo de uma ponte rodoviária de betão armado pré esforçado.

2 - INTRODUÇÃO AO PROGRAMA EBA

O processamento do EBA é elaborado com recurso a dois módulos:

- Módulo 1: Neste módulo é definida toda a estrutura, em termos de geometria longitudinal e transversal, são também definidos os tipos de materiais a utilizar e as acções exteriores – estes são os "inputs" do programa.
  Como saídas, ou "outputs", podemos obter as características geométricas da ponte e os esforços resultantes da aplicação das cargas exteriores e do peso próprio.
  Os resultados finais são a envolvente dos momentos flectores e diagrama da envolvente dos esforços transversos.
- Módulo 2: Este módulo diz respeito ao pré-esforço a utilizar na ponte, aqui são definidas as características materiais do pré-esforço, nomeadamente resistência, relaxação e módulo de elasticidade, bem como, o seu traçado ao longo da ponte. Neste módulo é ainda definida a localização das ancoragens, sua tipologia (activa \ passiva) e as características do betão, cimento utilizado, humidade relativa, temperatura média e data de aplicação do pré-esforço.

3 – DESCRIÇÃO DOS DOIS MÓDULOS

Antes da descrição dos dois módulos ou "Books Excel" que constituem este programa de cálculo, é necessário tecer alguns comentários sobre a forma como este foi elaborado, no fundo a filosofia sobre a qual assenta, e também algumas das suas características principais.
O desafio proposto para a realização do programa era, que o mesmo fosse capaz de calcular os esforços para uma ponte de geometria longitudinal definida pelo utilizador. Ora este foi o cerne da questão, pois para este tipo de pontes, á medida que percorremos o vão da mesma, temos secções transversais que não são iguais em diferentes pontos e como tal temos inércia variável ao longo do desenvolvimento da ponte.
De forma a ultrapassar este problema foi tomada a decisão de dividir a ponte em troços (elementos finitos) e fazer o estudo para cada elemento, ou seja, determinar para cada um deles a área, centro de gravidade, inércia, área de corte, momentos flectores e esforços transversos.
Depois do conhecimento e descrição total de todos os elementos que constituem a ponte, estaríamos preparados para determinar os diagramas de esforços pretendidos para toda a estrutura.

3.1 – Pressupostos

- O cálculo abrange apenas a componente longitudinal (efeito de torção do tabuleiro não é quantificado).
- Pontes rectas em planta.
- Pontes sem inclinação longitudinal e transversal.

Foi tomada a decisão de fixar o número de elementos que constituem a estrutura, independentemente do comprimento da mesma, esse número foi fixado em 250 elementos (valor tido como aceitável para o corrente estudo). Desta escolha foi possível, reduzir a quantidade de informação envolvida no processamento, mas também contornar alguns problemas que advêm do uso do programa Excel, ou seja, ter um número variável de elementos a calcular. Desta forma foi possível quantificar o número de células a ser programadas (que corresponderiam ao número de elementos em análise). Contudo, a opção tomada afecta a qualidade dos resultados, pois quanto maior e mais variável for a secção da estrutura menos caracterizada esta será.
A questão atrás levantada, referente ao uso do programa Excel e um número variável de elementos, fez ainda com que fosse estabelecida outra condicionante, que passou por limitar o cálculo a pontes com apenas 5 vãos. Naturalmente, o EBA pode ser rapidamente adaptado para o cálculo de outro número de vãos.
Desta forma, trata-se de um programa que apesar de calcular pontes com uma vasta gama de geometrias longitudinais e transversais, é pouco generalista, devido ás condicionantes supra referidas. Contudo a sua principal vantagem será o cálculo rápido da envolvente de esforços iniciais, bem como, os gerados pela introdução de um sistema de pré-esforço.

O programa apresenta o seu procedimento de cálculo segundo o organigrama da figura 1.

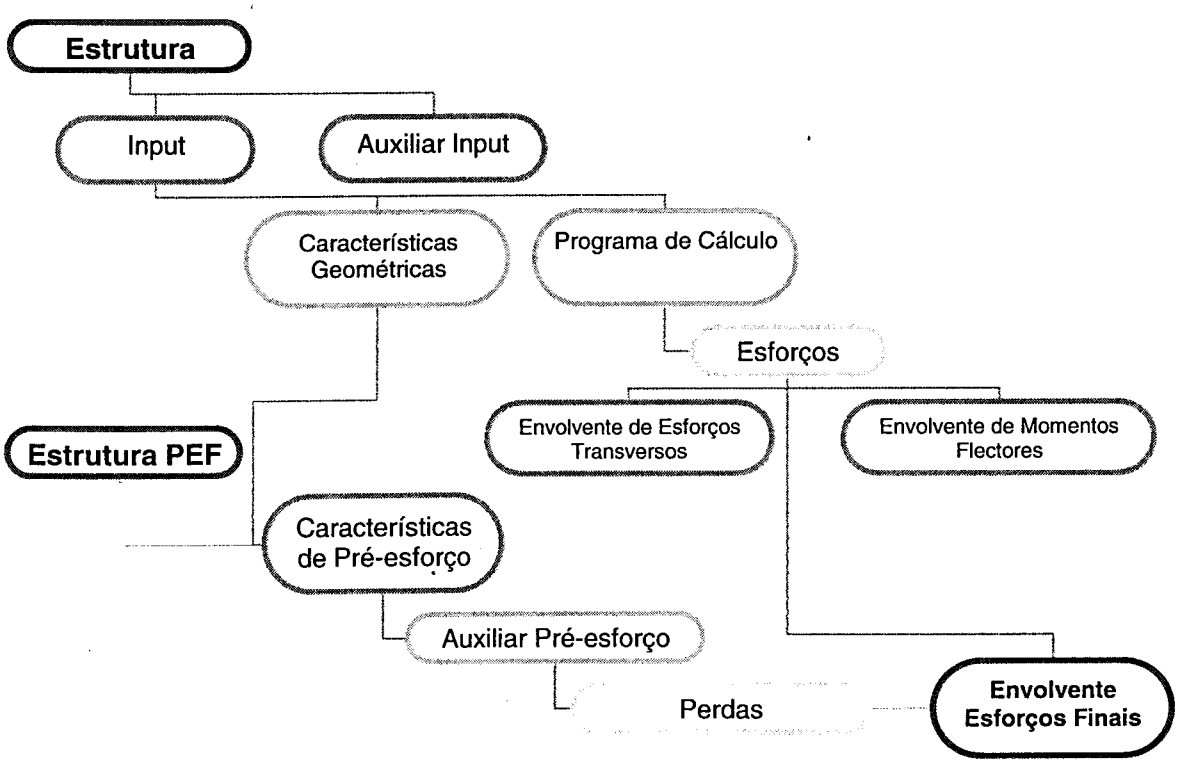


Fig. 1: Organigrama do processo de Cálculo

3.2 – Módulo 1

3.2.1 – Imput de dados

Este módulo é constituído por uma primeira folha, em que o utilizador irá introduzir todos os elementos necessários para o cálculo.

Primeiro, definição da geometria longitudinal, que tal como as tabelas seguintes indicam para a sua completa descrição, é necessário introduzir para cada tramo, o seu respectivo comprimento, largura dos apoios, espessura nos apoios e espessura a meio vão.
A variação longitudinal das espessuras do tabuleiro é feita segundo uma variação parabólica do tipo:

$$y(x) = A \times x^2 + B \times x + C . \quad (1)$$

Onde x corresponde á abcissa da secção, e onde A,B e C são os parâmetros que definem as parábolas.

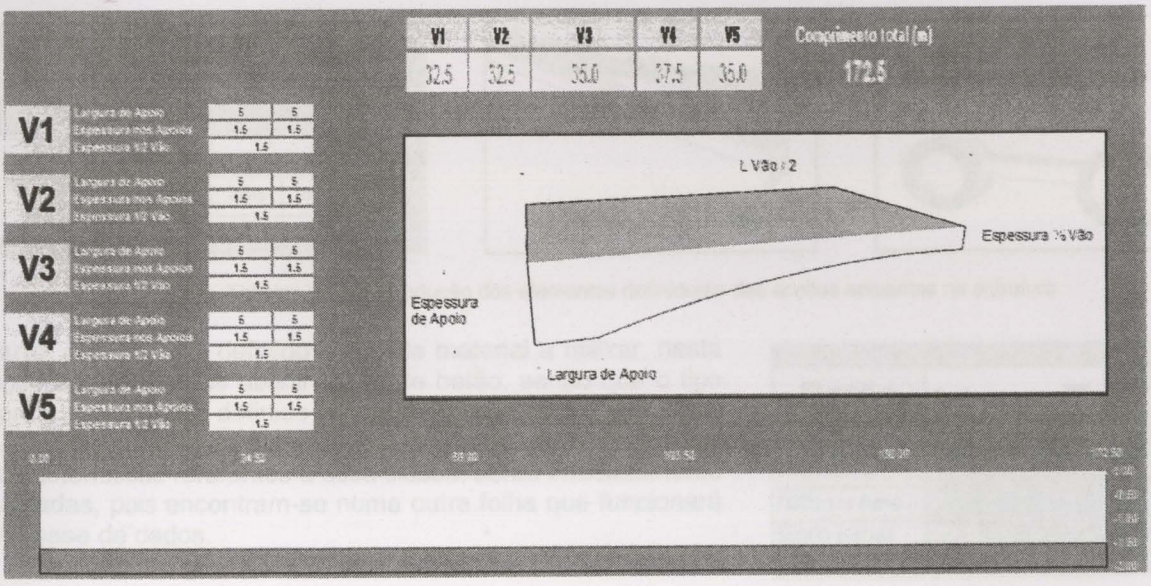


Fig. 2: Tabela para definição das características geométricas longitudinais da estrutura.

Segundo, definição da geometria transversal, neste próximo passo serão introduzidos valores, que corresponderam aos parâmetros definidores da secção transversal recta para cada ponto.
De salientar, que este segundo ponto encontra-se dependente do primeiro, pois a altura da secção será definida mediante a posição em que se encontra, ou seja, dependente da geometria longitudinal.

Então mediante a figura define-se os parâmetros b1, b2, b3, b5, b7, b8, h2, h3, h5 e h6 constantes para toda a estrutura. A altura do tabuleiro em cada ponto é definida pela variável h1, que como já foi salientado, é função da geometria longitudinal. È ainda possível definir a largura do banzo inferior (h4), quer nos apoios como a meio vão. A largura de almas da extremidade (b4) pode ser também variável ao longo da ponte.

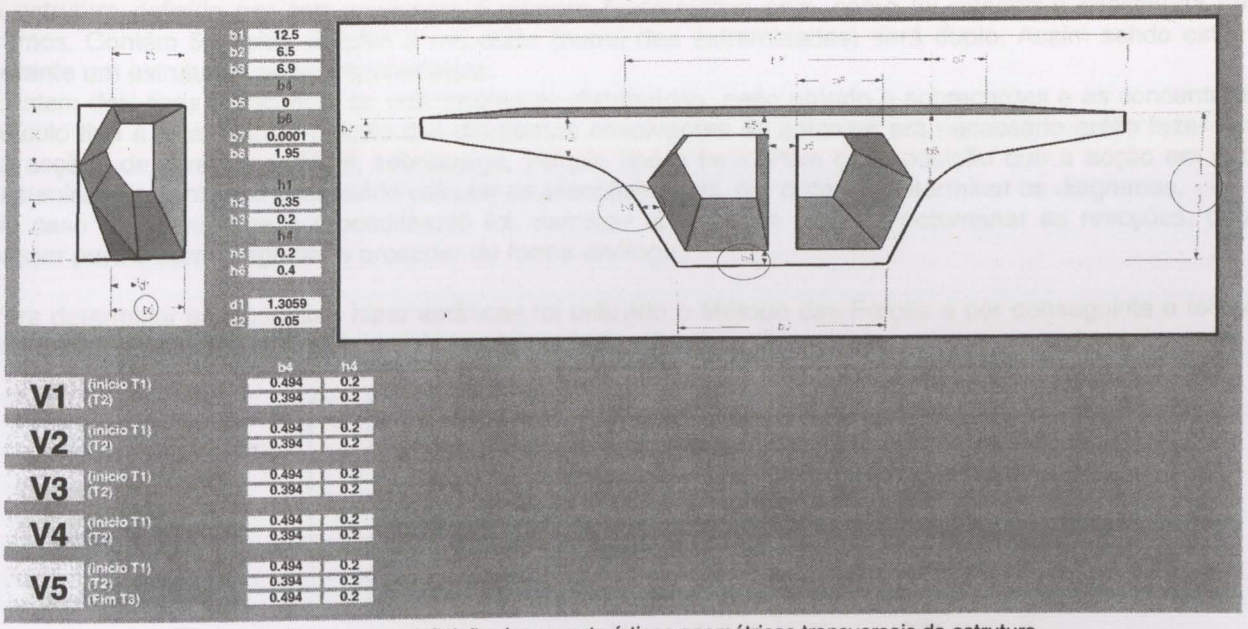


Fig. 3: Tabela para definição das características geométricas transversais da estrutura.

Depois de introduzidos estes dados são apresentados gráficos que indicam, ao longo da estrutura, a posição do centro de gravidade, largura das almas da extremidade, área transversal, área de corte e largura do banzo inferior do tabuleiro, sendo assim possível fazer um controlo dos valores introduzidos e respectivos resultados.

Terceiro, acções actuantes na estrutura, nesta secção será introduzido o peso próprio, os revestimentos, sobrecarga, bem como, a introdução do valor da "faca" e características definidoras do veículo tipo. Depois de determinadas as acções teremos os elementos necessários para proceder á sua combinação para o estudo da ponte.

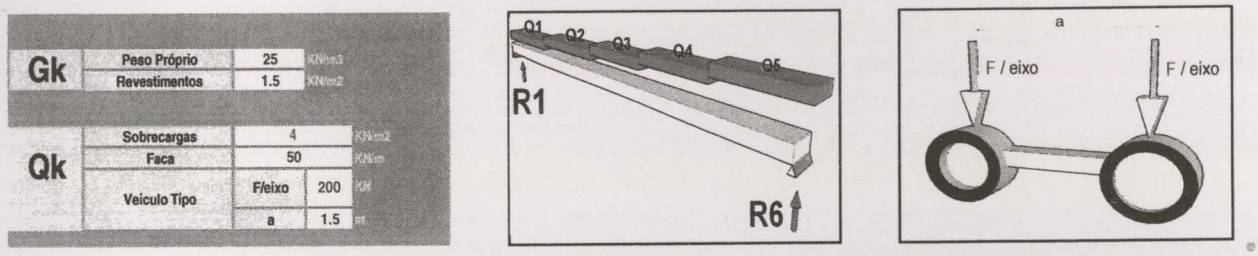


Fig. 4: Tabelas para a introdução dos elementos definidores das acções actuantes na estrutura.

Quarto, por fim será definido o tipo de material a utilizar, nesta secção apenas iremos definir o tipo de betão, sendo que o tipo de pré – esforço será definido no segundo módulo.
Aqui o utilizador terá apenas que escolher a classe de betão que as características referentes a essa classe, serão imediatamente associadas, pois encontram-se numa outra folha que funcionará como base de dados.

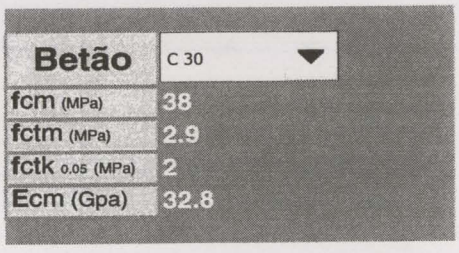


Fig. 5: definição das características dos materiais.

Esta breve apresentação demonstra a importância desta primeira folha, pois as restantes que efectuam o cálculo propriamente dito estão dependentes dos valores aqui introduzidos. Tendo em conta esta dependência e sabendo que o utilizador apenas terá de introduzir estes dados, tudo o resto é automático, é necessário que o mesmo esteja atento nesta fase primordial, fazendo sempre uma análise dos gráficos que vão sendo apresentados, por forma a fazer um controlo dos "imputs".

3.2.2 – Cálculo de Esforços

A estrutura definida por este programa é sempre hiperestática pois, como foi referido é constituída por 5 tramos. Contém 5 apoios simples e um outro (numa das extremidades) será duplo. Assim sendo estamos perante um estrutura 4 vezes hiperestática.
Existem dois tipos de acções, as uniformemente distribuídas, peso próprio e sobrecargas e as concentradas, veículo tipo e faca. Para o cálculo dos diagramas envolventes de esforços era necessário então fazer variar as acções de carácter variável, sobrecarga, veículo tipo e faca. Para cada posição que a acção em causa assumisse na ponte era necessário calcular as reacções finais, por ordem a determinar os diagramas.
No caso da sobrecarga o procedimento foi, carregar apenas um tramo e determinar as reacções, depois passar para o tramo seguinte e proceder de forma análoga.

Para determinar as incógnitas hiper estáticas foi utilizado o Método das Forças e por conseguinte o teorema dos trabalhos virtuais, utilizando o sistema de equações 2 e 3.

$$\begin{cases} 0=\delta_{10}+\delta_{11}\times x1+\delta_{12}\times x2+\delta_{13}\times x3+\delta_{14}\times x4 \\ 0=\delta_{20}+\delta_{21}\times x1+\delta_{22}\times x2+\delta_{23}\times x3+\delta_{24}\times x4 \\ 0=\delta_{30}+\delta_{31}\times x1+\delta_{32}\times x2+\delta_{33}\times x3+\delta_{34}\times x4 \\ 0=\delta_{40}+\delta_{41}\times x1+\delta_{42}\times x2+\delta_{43}\times x3+\delta_{44}\times x4 \end{cases} \quad (2)$$

Sendo que:

$$\delta j = \int_s \frac{Mi\overline{Mj}}{EI} ds \qquad (3)$$

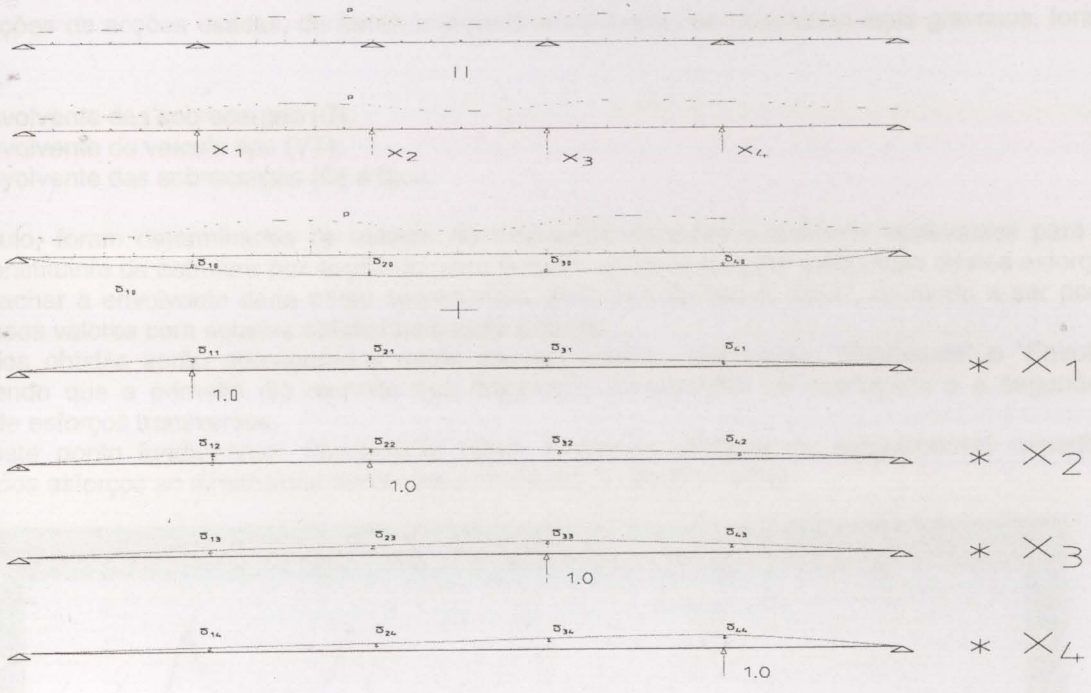


Fig. 6: Sistema utilizado para determinação das incógnitas hiperestáticas.

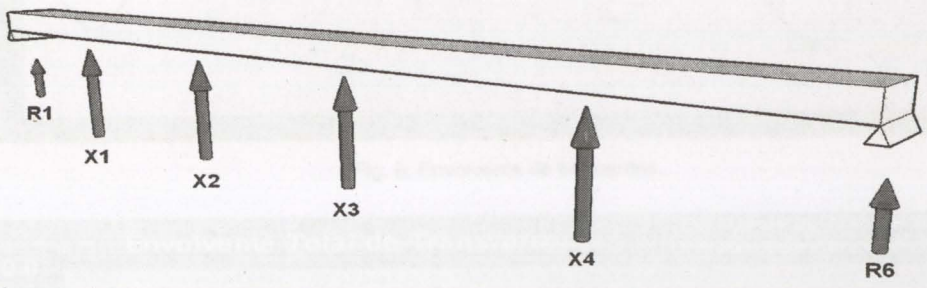


Fig. 7: Representação das incógnitas hiperestáticas.

Contudo, utilizar este procedimento para o cálculo das reacções finais, para as cargas pontuais variáveis, mostrou-se não ser o mais adequado em termos de processamento, visto que para este caso teríamos de fazer percorrer cada uma das forças pontuais desde o elemento número 1 e depois determinar as reacções, até o elemento número 250.

Tendo em vista contornar este problema, optou-se por calcular os coeficientes de transmissão para cada um dos tramos, e os coeficientes de distribuição para cada um dos nós e recorrendo a uma macro em "visual basic", procedeu-se ao cálculo dos momentos e reacções finais pretendidos.
Nesta macro, o raciocínio utilizado para obter o pretendido foi fazer variar de posição a força pontual apenas num tramo isolado e determinar os momentos nos restantes tramos, recorrendo aos elementos previamente calculados na folha "Excel": coeficientes de transmissão e de distribuição.
Como a estrutura poderá ter secção transversal variável, logo inércias variáveis, estes coeficientes não são previamente conhecidos. Assim tornou-se necessário definir um procedimento para obter estes coeficientes. O processo adoptado para determinar estes coeficientes consistiu na aplicação alternada de um momento em

cada apoio e para cada uma destas solicitações calcular o respectivo diagrama de momentos. Posteriormente verificou-se para cada caso qual a percentagem de momento que é distribuído para cada um dos vãos adjacentes.

3.2.3 – Combinação de Acções

As combinações de acções usadas, de forma a garantir envolventes de diagramas mais gravosos, foram as seguintes:

- Envolvente das sobrecargas (Q);
- Envolvente do veículo tipo (VT);
- Envolvente das sobrecargas (Q) e faca.

Neste capítulo, foram determinados os valores de momentos flectores e esforços transversos para cada elemento constituinte da estrutura por acção do peso próprio, sendo que após a obtenção destes esforços foi necessário achar a envolvente dada pelas sobrecargas, pelo veículo tipo e "faca", de modo a ser possível combinar esses valores com aqueles obtidos pelo peso próprio.
Os resultados obtidos serão apresentados neste mesmo módulo, nas folhas "Envolvente" e "Envolvente Transv.", sendo que a primeira diz respeito aos diagramas envolventes de momentos e a segunda aos diagramas de esforços transversos.
Adquire, neste ponto fundamental, importância referir a grande utilidade do conhecimento expedito da envolvente dos esforços ao dimensionamento das armaduras de flexão e corte.

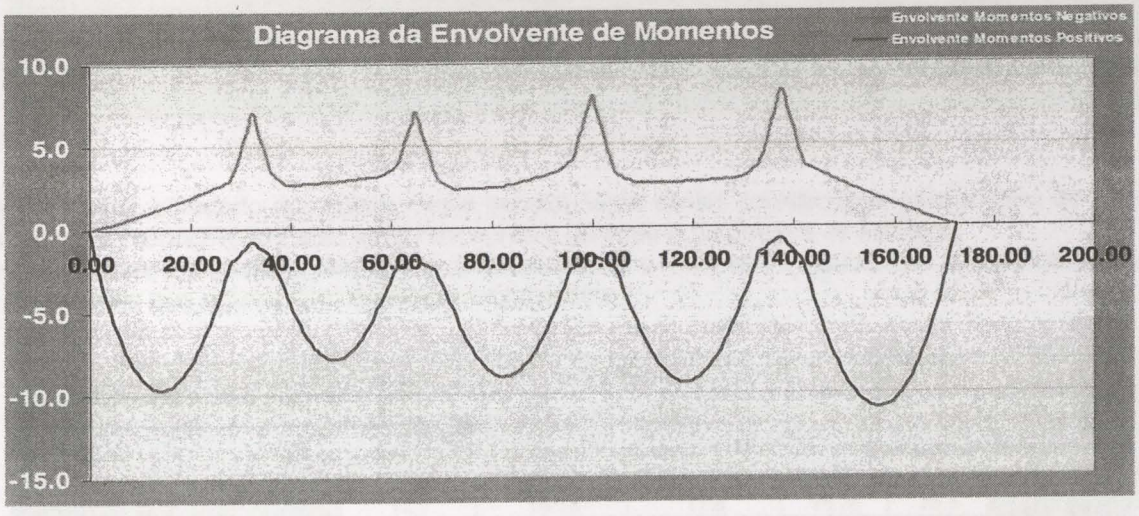


Fig. 8: Envolvente de Momentos.

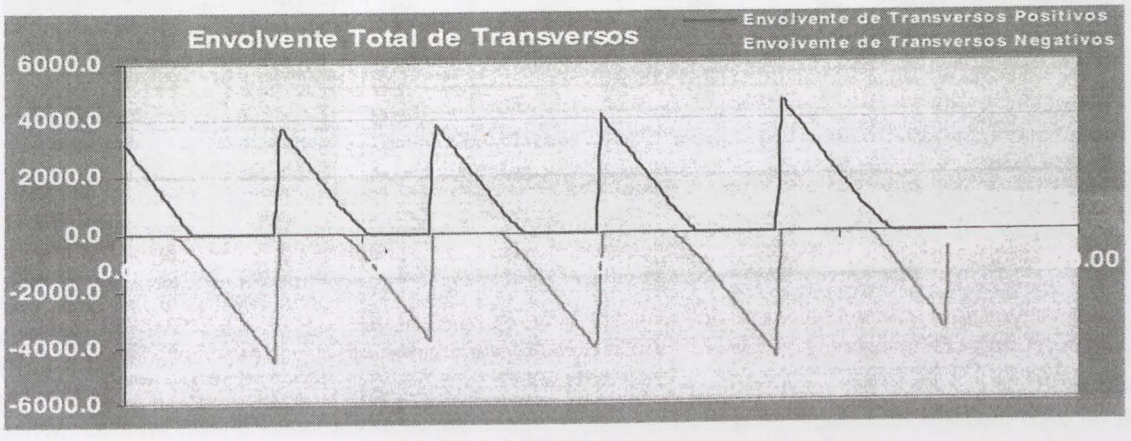


Fig. 9: Envolvente de esforços transversos.

Nota: O peso próprio inclui o peso dos revestimentos.

3.3 – Módulo 2

3.3.1 – Imput de dados

Este módulo organiza-se de forma semelhante ao primeiro, é assim constituído por uma primeira folha, onde o utilizador irá introduzir todos os dados necessários para o cálculo do pré-esforço da ponte. Contudo, é de salientar que este módulo necessita de valores calculados no primeiro e como tal este segundo módulo exportará todos elementos necessários e previamente calculados no módulo 1.

Primeiro, o utilizador deverá introduzir as características relativas á resistência, módulo de elasticidade, coeficiente de atrito, desvio angular parasita, reentrada dos órgãos de ancoragem e coeficiente de relaxação, tal como, indica a imagem seguinte.

1 - Pré Esforco

Modulo de Elasticidade	(Gpa)	Ep	200
	(Mpa)	f_{pk}	1860
	(Mpa)	$f_{p0,1k}$	1655
Coef. de atrito		μ	0.25
Desv. angular parasita	(/m)	k	0.01
Reentrada dos orgãos de ancoragem	(mm)	Δs	0.006
coeficiente de relaxação		C.relax	5%

Fig. 8 Tabela para introdução das características dos cabos de pré-esforço.

Segundo, definir o traçado dos cabos, nesta secção serão dadas coordenadas para o cabo de pré-esforço, para efectuar o respectivo traçado, tendo em conta a geometria da ponte e os esforços.
Assim deverão ser introduzidas abcissas e ordenadas para o meio vão e apoios, que irão definir os pontos por onde se pretende que o cabo de pré-esforço se posicione.

	V1	V2	V3	V4	V5	VTOTAL
	32.50	32.50	35.00	37.50	35.00	172.5
Abcisas nos meios vãos	A1	A2	A3	A4	A5	
	14.7	16.25	17.5	18.75	20.5	
Abcissas nos apoios	B1	B2	B3	B4		
	5	5.5	4	4		
Abcissas nos apoios	B5	B6	B7	B8		
	4	4	5.5	5.5		
Ordenadas nos meios vãos	Y´1	Y´2	Y´3	Y´4	Y´5	
	0.3	0.22	0.22	0.22	0.2	
Ordenadas nos apoios	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	
	0.5644	0.22	0.22	0.22	0.22	
	Y(A1)	Y(A2)	Y(A3)	Y(A4)	Y(A5)	
	1.2	1.28	1.28	1.28	1.3	

Fig. 9 Tabela para introdução das coordenadas do cabo de pré - esforço.

Terceiro, nesta parte serão introduzidos elementos muito importantes para definir por completo, depois de conhecida a sua geometria, o esquema de pré-esforço a utilizar. Assim nesta secção devem ser introduzidos os seguintes dados: força de pré-esforço para cada cabo, localização das ancoragens e sua tipologia (activa ou passiva), consistência e endurecimento do betão, temperatura média, humidade relativa, data de aplicação do pré-esforço, número de cabos e coeficiente de homogeneização da secção.

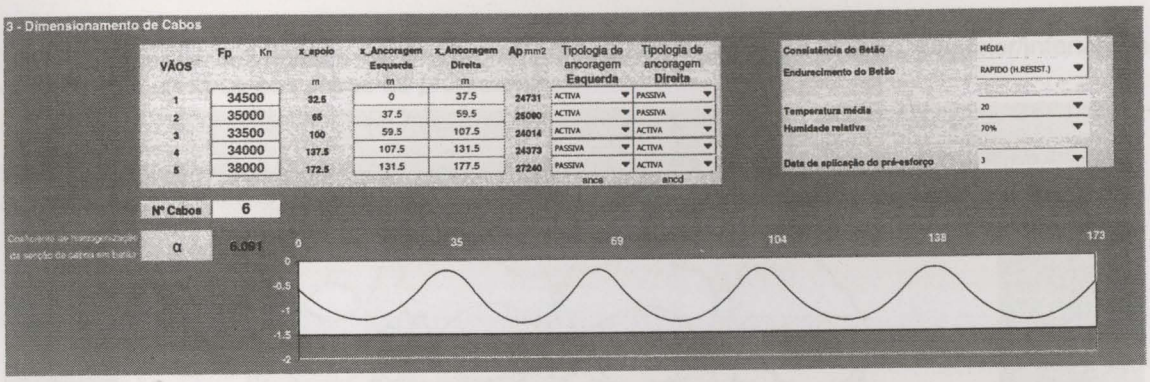


Fig. 10 Dimensionamento dos cabos.

Quarto, o pré-esforço após o momento da sua aplicação e ao longo da sua vida, perde tensão, como tal existe a necessidade de contabilizar os esforços devidos a essas perdas. Esta quarta secção diz respeito á contabilização das perdas de tensão dos cabos, devido a perdas instantâneas e perdas diferidas.
O cálculo referido consta nas folhas: "PERDAS ISTANTÂNEAS" e "PERDAS DIFERIDAS".

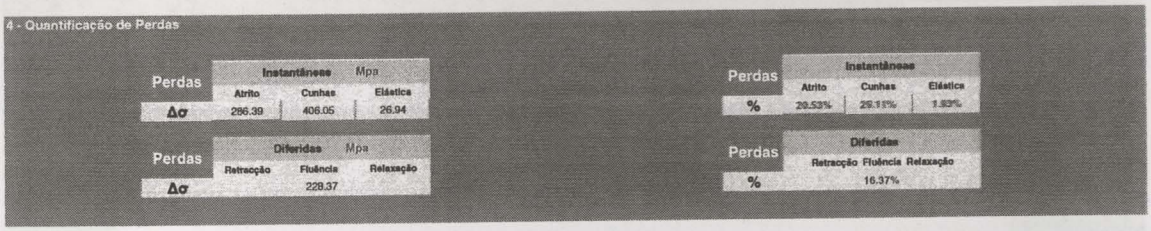


Fig. 11 Quantificação de perdas.

Quinto, nesta secção são mostrados os diagramas de esforços finais, já com a aplicação do pré – esforço, ou seja, estes resultados correspondem aos obtidos no módulo 1, mas já influenciados pela a aplicação do pré – esforço, levando em conta as perdas do mesmo.

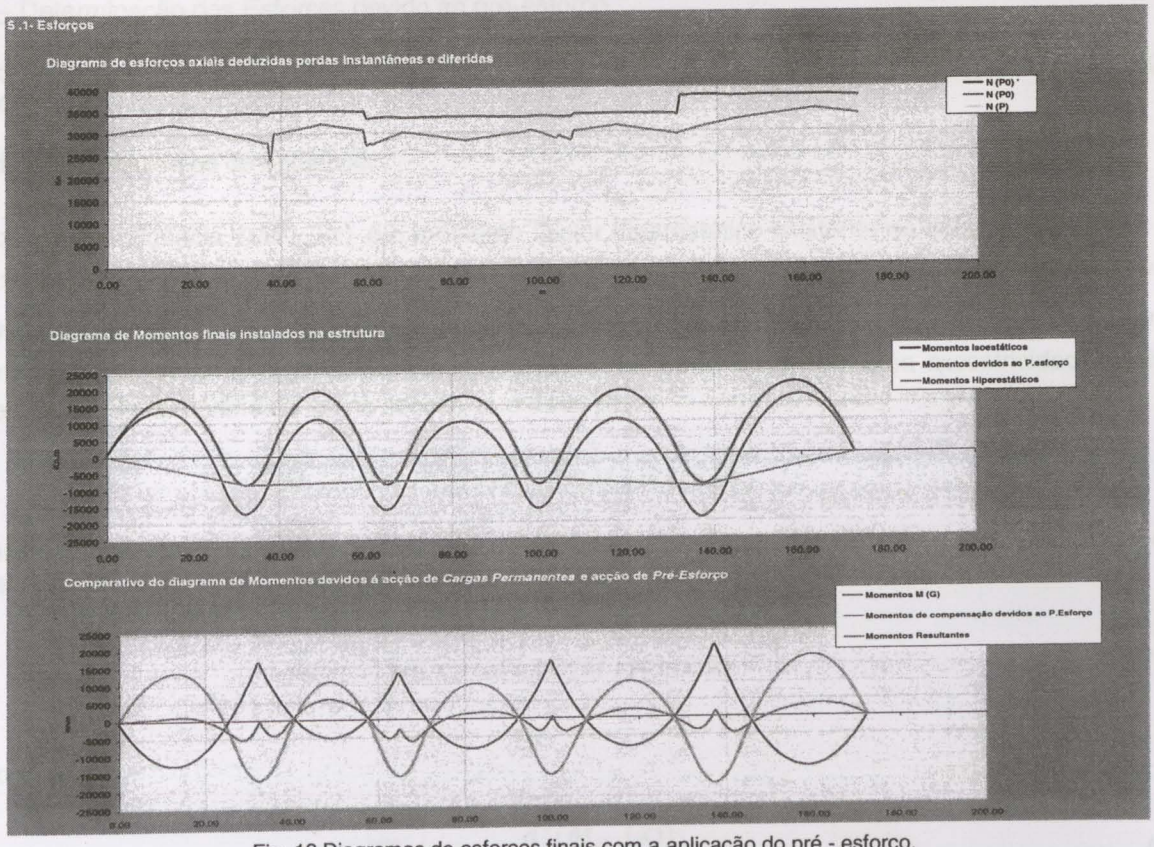


Fig. 12 Diagramas de esforços finais com a aplicação do pré - esforço.

Para o exemplo dado existe ainda a determinação das tensões nas fibras extremas (superior/inferior) da secção, por acção da forca nos cabos de pré-esforço.

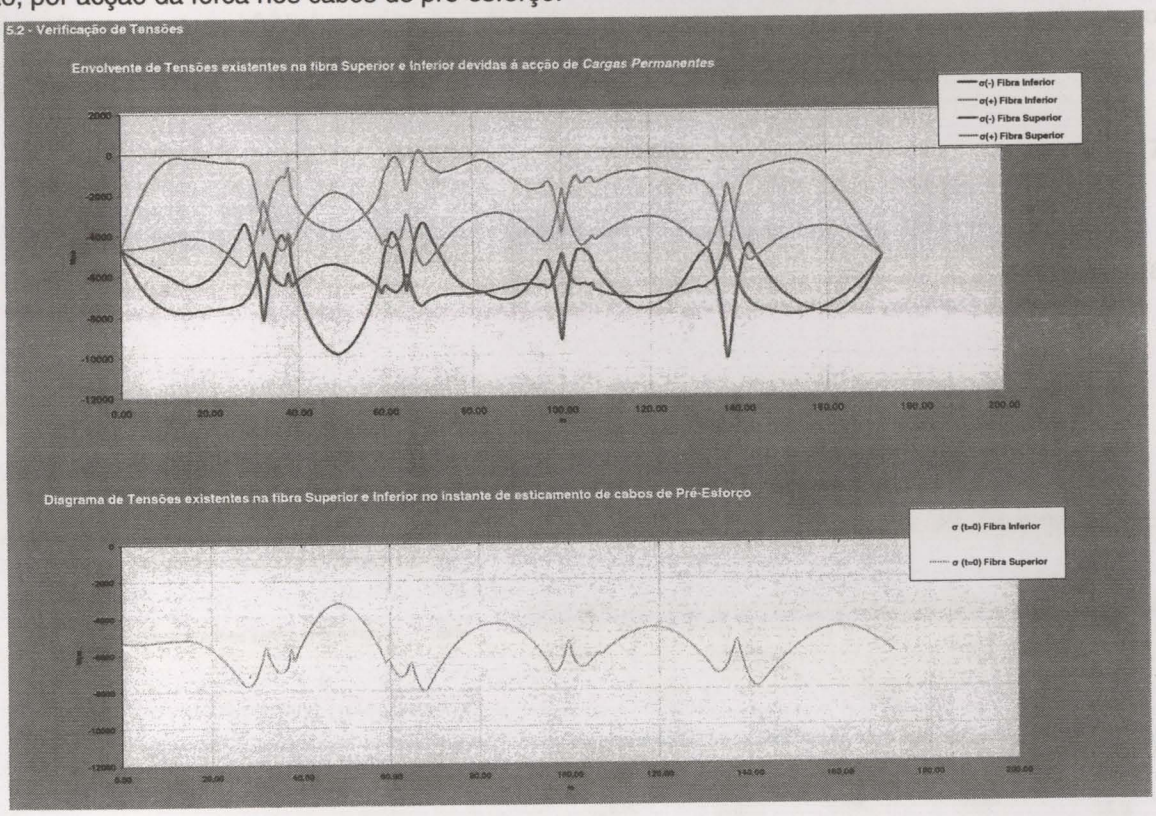


Fig. 13 Diagramas de tensões finais com a aplicação do pré - esforço.

3.3.2 – Determinação dos Esforços devido ao pré-esforço

Para a determinação destes esforços foi utilizado o Método dos Coeficientes de Influência, que a seguir se descreve.

Método dos coeficientes de influência:

Coeficiente de influência $\eta\overline{M}_{p,i}(x)$ é o momento flector hiperestático existente na secção i, devido á acção de uma força de pré – esforço unitária $(P=1)$ com uma excentricidade unitária $(e=1)$ num elemento de comprimento unitário $(l=1)$ localizado na abcissa x. Assim, o momento hiperestático $\overline{M}_{P,i}(x)$ existente em i devido á acção de uma força de pré-esforço qualquer (P) que actua com uma excentricidade qualquer e num elemento de comprimento dx na secção x é dado por:

$$\overline{M}_{p,i}(x) = P(x)\times e(x)\times \eta\overline{M}_{P,i}(x)\times dx \tag{4}$$

Depois de conhecido o valor do momento para uma secção x de comprimento dx é possível agora conhecer o momento hiperestático total, obtido pelà integração da expressão anterior, assim tem-se que:

$$\overline{M}_{p,i} = \int_0^L P(x)\times e(x)\times \eta\overline{M}_{P,i}(x)\times dx \tag{5}$$

Sendo que:

$$\eta\overline{M}_{p,i}(x) = -\frac{d^2(M_{Q,i}(x))}{dx^2} \tag{6}$$

Conhecida a rigidez à rotação à esquerda e à direita (K_e^A e K_d^A) numa determinada secção A, e conhecido o diagrama de momentos $M^{\bar{A}}(x)$ devido à aplicação na mesma secção de um momento unitário pode-se facilmente obter o diagrama pretendido relativo a essa secção, através de duas homotetias simples (expressões 7 e 8).

$$x \le x_A \Rightarrow -\frac{d^2\left(M_{Q,i}(x)\right)}{dx^2} = \frac{1}{E \times I(x)} \times \frac{M^{\bar{A}}(x)}{M_e^{\bar{A}}} \times \frac{K_e^A \times K_d^A}{K_e^A + K_d^A} \quad (7)$$

$$x > x_A \Rightarrow -\frac{d^2\left(M_{Q,i}(x)\right)}{dx^2} = \frac{1}{E \times I(x)} \times \frac{M^{\bar{A}}(x)}{M_d^{\bar{A}}} \times \frac{K_e^A \times K_d^A}{K_e^A + K_d^A} \quad (8)$$

3.4 – Comparativo de resultados obtidos com software de cálculo comercial.

De modo a validar a fiabilidade dos resultados obtidos pelo EBA, recorreu-se a um programa de cálculo comercial, SAP2000, onde foi introduzida uma estrutura de iguais características.
Nas figuras seguintes são apresentados os comparativos de diagramas de esforços obtidos e respectivos desvios entre os valores dos dois programas.

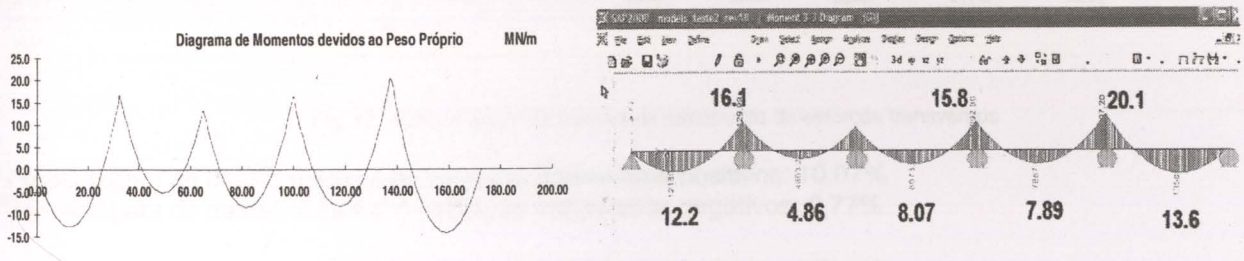


Fig. 16: Comparação dos valores nos momentos devidos ao Peso Próprio.

Percentagem de desvio máximo de momentos flectores positivos: 3,68%
Percentagem de desvio máximo de momentos flectores negativos: 3,33%

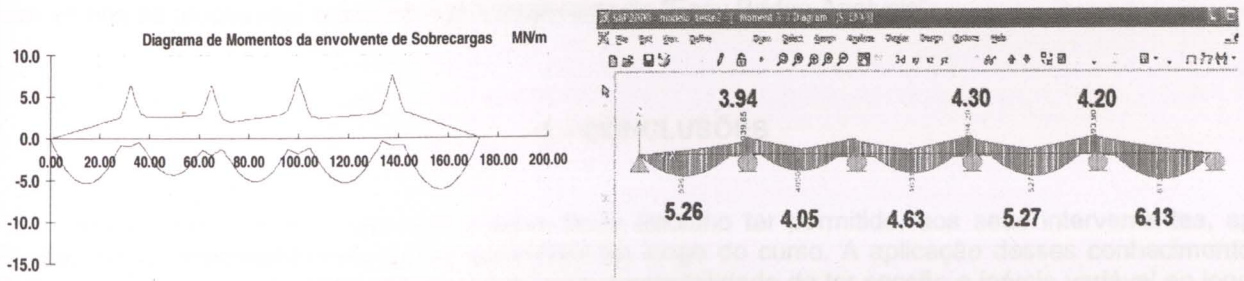


Fig. 14: Comparação de valores nos momentos da envolvente de Sobrecargas.

Percentagem de desvio máximo de momentos flectores positivos: 3,57%
Percentagem de desvio máximo de momentos flectores negativos: 41,6%

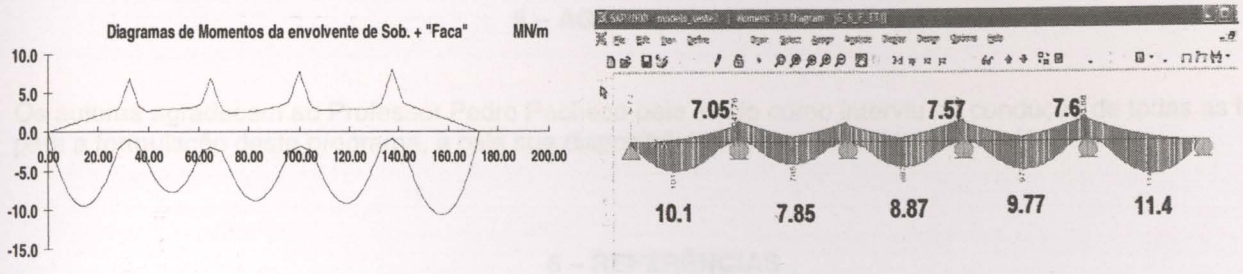


Fig. 15: Comparação dos valores nos momentos da envolvente de Sobrecargas + "Faca" .

Percentagem de desvio máximo de momentos flectores positivos: 7,02%
Percentagem de desvio máximo de momentos flectores negativos: 0,65%

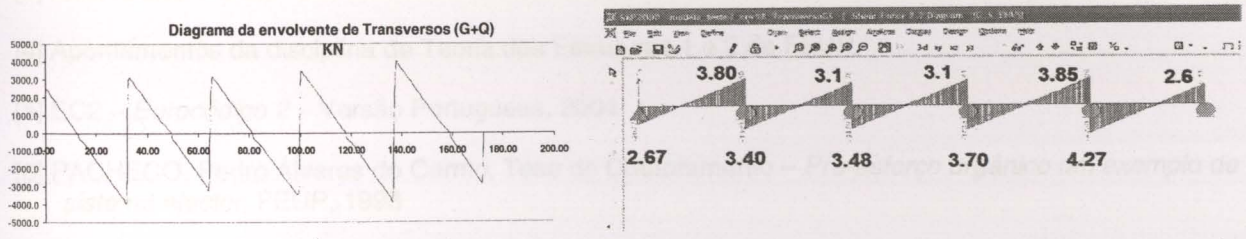


Fig. 17: Comparação dos valores da envolvente de esforços transversos

Percentagem de desvio máximo de esforços transversos positivos: 10,07%
Percentagem de desvio máximo de esforços transversos negativos: 0,77%

Nota: A convenção no programa SAP 2000 para os esforços transversos encontra-se trocada.

Desta comparação é de salientar que os resultados obtidos pelo EBA, são muito próximos daqueles obtidos no SAP 2000. Contudo é de salientar que a percentagem de desvio máximo de momentos flectores negativos para o digrama de momentos envolventes de sobrecarga 41,6%, é um valor excessivo. Este aspecto pode resultar de alguma má introdução de valores, não detectada, mas os restantes valores são bastante próximos em ambos os programas, o que reforça a fiabilidade do "Easy Bridge Analysis".

4 – CONCLUSÕES

Em primeira instância é de salientar o facto deste trabalho ter permitido, aos seus intervenientes, aplicar muitos dos conhecimentos estruturais adquiridos ao longo do curso. A aplicação desses conhecimentos foi feita recorrendo a um exemplo de uma ponte com a possibilidade de ter secção e inércia variável ao longo do seu desenvolvimento.

Como já foi salientado, anteriormente, de forma a contornar alguns dos problemas de ordem prática que foram surgindo, tomaram-se algumas considerações que acabaram por limitar a generalidade do programa, assim sendo, o mesmo só é aplicado a estruturas com determinadas características, pontes de apenas 5 tramos, traçado recto em planta, sem inclinação longitudinal e transversal.

Contudo, é de salientar que dentro do campo de aplicação do "Easy Bridge Analysis" é possível dar os primeiros passos de forma precisa e rápida no dimensionamento da uma estrutura, uma vez que caso os resultados em termos de esforços obtidos, não sejam os pretendidos é possível efectuar sucessivos arranjos nos dados de "imput" de forma a atingir uma boa solução. Assim de um modo rápido e iterativo é possível obter a solução mais satisfatória, combinando e "jogando" todos os parâmetros que o utilizador insere no programa.

Em suma, podemos fazer a seguinte análise desta ferramenta: pouca generalidade e reduzido campo de aplicação versus rapidez, precisão e facilidade de cálculo.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Professor Pedro Pacheco pelo modo como interviu na condução de todas as ideias para a formulação deste programa, e pela sua disponibilidade no esclarecimento de dúvidas.

6 – REFERÊNCIAS

[1] TIMOSHENKO, S.P. e YOUNG, D.M. – *Theory of Structures*. 2ºEd, 1986

[2] HANSEN, S.M. – *Mastering Excel 2003 Programming with VBA*, 2004

[3] MICROSOFT CORPORATION – Microsoft Visual Basic 6.0 Programmer´s guide

[4] Apontamentos da disciplina de Teoria das Estruturas 1 e 2 da FEUP.

[5] EC2 – *Eurocódigo 2* – Versão Portuguesa, 2004

[6] PACHECO, Pedro Álvares do Carmo, Tese de Doutoramento – *Pré-esforço orgânico um exemplo de sistema efector*, FEUP, 1998

VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM EDIFÍCIOS DEVIDAS AO TRÁFEGO FERROVIÁRIO DE ALTA VELOCIDADE

Diana Filipa Sousa Peres
Magda Isabel Pires de Macedo
Sílvio Daniel Silva Gonçalves

1. SUMÁRIO

O rápido desenvolvimento da rede ferroviária europeia de alta velocidade é cada vez mais uma preocupação pública pelo impacto que causa. A vibração gerada pelos comboios propaga-se no terreno podendo afectar as estruturas vizinhas e provocar desconforto das pessoas, mau funcionamento de equipamentos sensíveis, etc. É, então, objectivo deste trabalho a modelação numérica da propagação das vibrações através dos terrenos, provocadas pela passagem de tráfego ferroviário, numa linha de superfície, e a avaliação dos seus efeitos em construções que neles se encontrem fundadas. O trabalho iniciou-se com a modelação numérica, no programa computacional *ANSYS*, de uma secção da zona a estudar a que se seguiu a quantificação dos valores de vibração nas estruturas pela simulação da passagem de dois tipos de comboios (TVG e ALFA-PENDULAR). O estudo culminou com a análise e implementação de uma estratégia para a mitigação dos efeitos de vibração, após confrontação dos mesmos com valores normativos existentes, e avaliação da sua eficácia.

2. ESTADO DA ARTE

2.1 Propagação da vibração induzida no terreno devido ao tráfego ferroviário

Em geral, pode ser dito que a problemática das vibrações induzidas no terreno pelo tráfego ferroviário assenta em três aspectos, a fonte, o caminho a percorrer e o receptor como aparece esquematicamente representado na Figura 1.

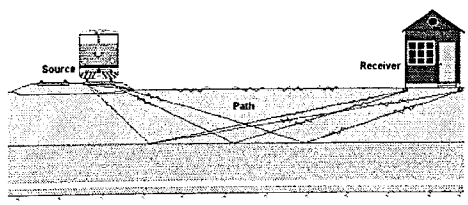


Figura 1 - Propagação das vibrações geradas por linhas de superfície, Bahrekazemi [1]

2.1.1 Fonte de vibração

Bahrekazemi [1] refere que geralmente é aceitável considerar-se que a vibração é gerada pela interacção entre o comboio, em movimento, com a linha que está subjacente ao solo. De acordo com Nelson and Saurenman, citado em Bahrekazemi [1], as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário são influenciadas por vários factores tais como o atrito entre as rodas e carril, a não continuidade dos apoios da linha (travessas), a rigidez dos mesmos, o design estrutural da linha férrea, as características do solo e a estrutura do edifício. Esveld [3] também faz referência a aspectos teóricos e práticos acerca das vibrações transmitidas através do solo e sobre o ruído (vibrações audíveis). As fontes de vibrações provêem, segundo o autor, de: forças entre as rodas e o carril, que variam com a rugosidade da zona de contacto entre estes, dando origem a uma gama alargada de frequências, função do comprimento de onda da rugosidade e velocidade do comboio; distribuição dos eixos do comboio, dando origem a uma força de excitação aquando da passagem num determinado ponto. As vibrações excessivas surgem quando a frequência de excitação associada à passagem das travessas iguala a frequência natural do sistema. Como a frequência natural do sistema não depende da velocidade de circulação do comboio, as vibrações não aumentam continuamente com a velocidade, apresentado um pico quando ocorre uma coincidência de frequências, voltado a diminuir com o acréscimo da velocidade.

2.1.2 Propagação

Após ser gerada na linha, a vibração propaga-se pelo meio envolvente em forma de ondas de pressão causando a vibração do solo nas imediações. A intensidade e alcance destas ondas dependem da geometria e rigidez do solo envolvente. As principais ondas induzidas são as ondas de compressão, de corte e Rayleigh. Cada uma destas ondas tem diferentes velocidades de propagação e movimento de partículas e diferentes atenuações de intensidade à medida que se afastam da fonte.

2.1.3 Receptor

Após serem geradas na linha e se propagarem pelo meio envolvente, as vibrações são recebidas pelas fundações dos edifícios vizinhos, sendo depois propagadas às outras partes dos edifícios. Jonsson, citado em Bahrekazemi [1], apresenta uma investigação que visa caracterizar e explicar vibrações de baixa frequência estruturais e no solo devidas ao tráfego ferroviário. O autor concluiu que apenas as com baixas frequências é que são transmitidas às fundações dos edifícios.

2.2 Efeitos da vibração

Após serem recebidas pelas fundações do edifício, as vibrações propagam-se posteriormente às outras partes do edifício. As três principais questões que surgem a respeito desta temática são os efeitos nos ocupantes dos edifícios, nos equipamentos sensíveis à vibração e o risco de dano na estrutura do edifício.
A resposta humana a este tipo de vibrações é influenciada por muitos factores. Alguns deles são físicos como a amplitude, duração e frequência da vibração, enquanto outros como a idade, sexo e tipo de população, são psicológicos (ISO 2631-2, citado em Santos [7]). Devido à necessidade de se ter uma quantidade mensurável para avaliar a resposta humana a vibrações, a norma ISO 2631-1 sugere o método r.m.s. (root-mean-square). O valor de r.m.s. de uma função unívoca f(t),velocidade no caso presente, entre t_1 e t_2, é definido como a raiz quadrada da média dos quadrados dos valores da função durante o intervalo:

$$r.m.s. = \sqrt{\left[\frac{1}{t_2 - t_1} \times \int_1^{t_2} f(t)^2 dt\right]} = \sqrt{\frac{1}{T} \times \Delta t \times \sum v^2} = \sqrt{\frac{1}{n^o\, steps} \sum v^2} \quad (1)$$

Segundo o U.S. Department of Transportation, o limite da percepção humana das vibrações é o equivalente à velocidade de 0.4 mm/s, apesar de a maioria das pessoas sentirem incomodo para valores razoavelmente maiores[7].De acordo com esta norma os limites para as vibrações em edifícios correntes são os indicados no Quadrol.
Nelson e Saurenman, citado em Bahrekazemi [1], mostraram num estudo efectuado que apenas existe 5% de probabilidade de os edifícios serem afectados estruturalmente devido a velocidades de partículas inferiores a 50 mm/s. Segundo estes autores, não há risco de danos em termos arquitectónicos de edifícios normais causados por velocidades inferiores a 15 mm/s. A norma ISO 4866 (1990) tece considerações para a quantificação das vibrações e seus efeitos nos edifícios. De acordo com esta, a resposta estrutural dos edifícios depende da excitação e das propriedades dos edifícios.

Quadro I - Limites para as vibrações em edifícios (valores em r.m.s. da velocidade) de acordo com US-DOT-293630-1 [7]

Land Use Category	Ground-borne vibration impact levels (dB, ref. 1 [a] in./sec)		Ground-borne vibration impact levels (mm/s)	
	Frequent events[a]	Infrequent events[b]	Frequent events	Infrequent events
Category 1: building where vibration would interfere with interior operations.	65	65[c]	0.05	0.05
Category 2: Residence and buildings where people normally sleep.	72	80	0.10	0.25
Category 3: Institutional land uses with primarily daytime use.	75	83	0.14	0.36

Notes:
a) Frequent events is defined as more than 70 vibration events per day.
b) Infrequent events is defined as fewer than 70 vibration events per day.
c) This criterion limit is based on levels that are acceptable for most moderately sensitive equipment such as optical microscopes. Vibration-sensitive manufacturing or research will require detailed evaluation to define the acceptable vibration levels. Ensuring lowere vibration levels in a building often requires special design of the HVAC systems and stiffened floors.

2.3 Métodos de mitigação

Na tentativa de reduzir as vibrações induzidas nos edifícios devem ser considerados vários aspectos tais como a geração da vibração na fonte, a sua propagação pelo meio e a sua interacção com a estrutura do receptor, dividindo-se, assim, os métodos de mitigação em três grupos. O primeiro grupo inclui os métodos que provocam a redução da vibração ao nível da fonte. O segundo grupo actua no percurso da vibração entre a fonte e o receptor e, por último, o terceiro grupo de medidas de mitigação reduz os efeitos de vibração ao nível do receptor. Realça-se as trincheiras como medida de mitigação. Estes elementos têm como principal objectivo evitar a propagação das ondas de superfície (Rayleigh). Estas podem ser preenchidas ou vazias sendo as vazias mais eficientes apesar da acrescida dificuldade na execução relativamente às preenchidas.
Vários autores teceram considerações quanto às dimensões e distancia à fonte da trincheira:

- Hung et al, citado, citado em Santos [7], confirmou a maior eficiência das trincheiras vazias no controlo de vibrações. O autor também concluiu que a profundidade da trincheira deve ser influenciada pelo comprimento de onda das ondas de superfície. A bibliografia mostra que 1.2 vezes o comprimento de onda das ondas R é considerado um valor óptimo, tendo como consequência a eficiência das trincheiras apenas para frequências médias e altas;
- Mateus da Silva, citado em Santos [7], refere que a largura da trincheira é irrelevante no caso de estas serem vazias e não serem baixas (profundidades da ordem de grandeza do comprimento de onda);
- Ahmad et al, citado em Santos [7], verificou que a distancia à fonte de vibrações é irrelevante para a eficiência das trincheiras.
- Por fim, Bahrekazemi [1] conclui que a associação de baixas frequências (elevados comprimentos de onda) com solos moles torna esta medida mitigadora inviável, pois leva a profundidades elevadas da vala.

2.4 Modelos para a previsão de vibrações

Na temática de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário de alta velocidade é possível distinguir três tipos de modelos: teóricos, empíricos e numéricos. Os modelos teóricos permitem a obtenção de soluções exactas mas tem a grande limitação de, para se obter as equações que descrevam o comportamento do sistema, ser necessário proceder a várias simplificações. Os empíricos baseiam-se em medições efectuadas em locais semelhantes ao em estudo para fazer previsões grosseiras das vibrações induzidas no terreno. Dos diversos modelos numéricos existentes salientamos o método dos elementos finitos (FEM) e o método de elementos fronteira (BEM). Pela análise de vários estudos efectuados conclui-se que a maioria dos investigadores recorre a modelos bidimensionais, havendo alguns casos em que o recurso a modelos tridimensionais se justifica. Existe ainda uma modelação alternativa designada de 2.5D, em que os elementos considerados se comportam no plano como elementos finitos bidimensionais, mas consideram a extensão da geometria até ao infinito no plano perpendicular permitindo a determinação de deslocamentos nessa direcção.
Lars Hall [5] realizou um trabalho no sentido de confrontar medições reais com modelações numéricas tridimensionais e bidimensionais.

3. METODOLOGIA DE ANÁLISE

3.1 Ferramenta de Análise

A complexidade do estudo das vibrações, que os comboios de alta velocidade provocam à sua passagem, inferiu a necessidade de se manipular um modelo que simule estado plano de tensão e regime dinâmico tendo sido o *ANSYS* o programa de cálculo escolhido.
O *ANSYS* permite a modelação do caso em estudo pela sua interface gráfica ou por comandos usando um editor de texto. Basicamente, o mais importante a conhecer do programa é que a definição geométrica do modelo físico é feita através de elementos finitos, na opção "Element Types", os quais devem estar devidamente interligados entre si pelos nós. Cada elemento possui características próprias que são definidas na opção "Real Constants", enquanto que as propriedades físicas de cada porção do modelo são definidas na opção "Material Properties". Cada uma destas opções pode depois ser acoplada e atribuída a um determinado elemento, designando-se por "mesh" o conjunto de elementos com iguais definições (solo, por exemplo).
Ao nível do cálculo salienta-se os diferentes tipos de análises dinâmicas que o ANSYS permite: "Modal Analisys"; "Transient Dynamic Analysis"; "Harmonic Analysis"; "Spectrum Analisys"; etc. Para o estudo destacou-se o uso da "Modal Analisys" para determinar a vibração característica da estrutura e da "Transient Dynamic Analisys" para a resolução de problemas dinâmicos ligados à determinação da resposta dinâmica bem como tensões e forças de uma estrutura, quando sujeita a cargas móveis. A equação de equilíbrio dinâmico numa "Transient Dynamic Analisys" pode ser resolvida com recurso a dois métodos: Sobreposição Modal e Integração Directa. Neste trabalho ambos os métodos foram usados pelas vantagens e limitações que cada um deles comporta.
A interacção e manuseamento do *ANSYS* consistiram numa das fases fundamentais desde trabalho, de que resultou um intenso e demorado processo de pesquisa, estudo e aprendizagem. Com o intuito de garantir que a iniciação ao programa *ANSYS* seria bem sucedida, recorreu-se a um exemplo de Delgado [2] que consiste em determinar a evolução temporal do deslocamento a meio vão de uma viga encastrada submetida a uma carga uniformemente distribuída, subitamente aplicada. A solicitação é constituída por uma carga uniformemente distribuída de 0,3 kN/cm^2, a viga é modelada com dez elementos de elasticidade plana de oito nós e as características geométricas e do material encontram-se transcritas na Figura 2, que representa a viga e os resultados obtidos por Delgado [2]. Estes dados foram inseridos no programa efectuando-se uma análise dinâmica por integração directa cujo resultado se encontra na Figura 3 da qual se concluiu que os resultados obtidos são análogos, ressalvando-se apenas que o sentido considerado como positivo para os deslocamentos no *ANSYS* é contrário ao admitido pelo autor.

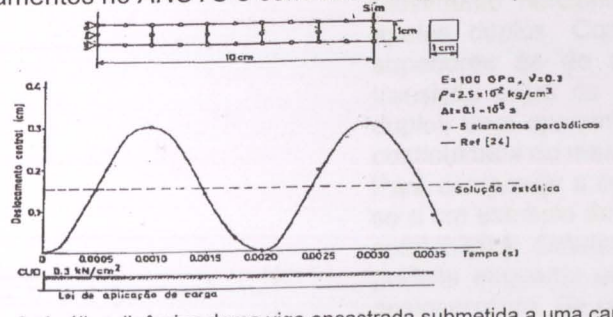


Figura 2- Análise dinâmica duma viga encastrada submetida a uma carga uniformemente distribuída subitamente aplicada (Delgado,[2])

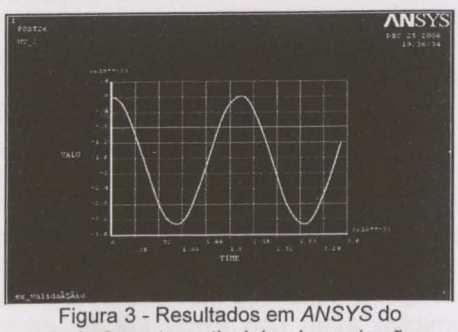


Figura 3 - Resultados em *ANSYS* do deslocamento vertical do nó a meio vão

3.2 Modelação das Malhas

Essencialmente, foram três componentes a modelar: a via (fonte de vibração), o terreno (meio de propagação) e os pórticos (receptores). A via férrea em estudo é uma via balastrada sendo constituída pelos componentes apresentados na Figura 4 cujas características se encontram no Quadro II. As características dos três tipos de solos estudados encontram-se o Quadro III e no Quadro IV as características dos pórticos.

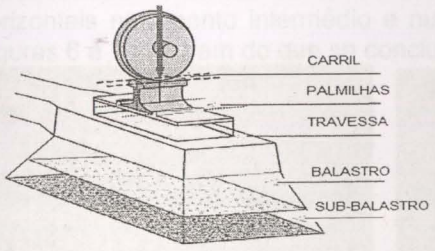


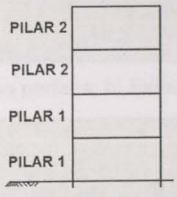
Figura 4- Constituição de via balastrada (Esveld,[3])

Quadro II – Características dos elementos da via balastrada

Carril	UIC60
Palmilhas	K=100 x 10^6 N/m
Travessas	ρ = 666.666 Kg/m^3
Balastro	E = 70 MPa ν = 0.15 γ = 15 KN/m^3
Sub-balastro	E = 70 MPa ν = 0.30 γ = 20.5 KN/m^3

Quadro III – Características dos solos em estudo

	E(MPa)	ν	ρ(Kg/m^3)	ξ(%)
Solo 1	108	0.33	1800	3
Solo 2	200	0.33	1800	3
Solo 3	432	0.33	1800	3

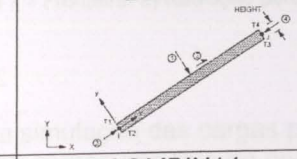
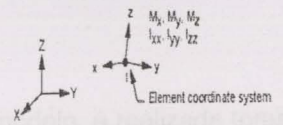
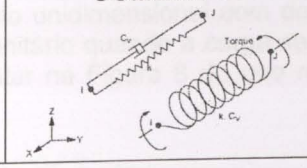
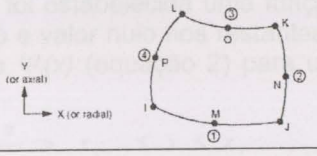


Quadro IV – Características dos pórticos em estudo

	Área(bxh)	E(GPa)	ν	ρ(Kg/m3)
Pilar 1	0.25x0.25	30	0.33	666.667
Pilar 2	0.35x0.36	30	0.33	666.667
Vigas	0.20x0.50	30	0.33	50000

A correcta simulação das componentes a modelar, através dos elementos disponíveis pelo ANSYS, remeteu-nos para a necessidade de proceder a validações que nos permitissem despistar ambiguidades de utilização e de funcionalidade. Apresenta-se no Quadro V os elementos usados.

Quadro V – Elementos do *ANSYS* usados para modelar a via em estudo

Elemento a modelar	Definição em *ANSYS*	Elemento a modelar	Definição em *ANSYS*
Carril; Pórticos	*BEAM3* 	Travessa	*MASS21* 
Palmilha	*COMBIN14* 	Balastro; Sub-balastro; Terreno	*PLANE 183* 

Perante a impossibilidade de se criar modelos infinitos torna-se importante perceber como incutir ao modelo a continuidade, mudança ou fim do meio, além do modelo finito modelado – condições fronteira. Para o caso em estudo, houve a necessidade de modelar as seguintes fronteiras: "Bed-Rock", Simetria, Continuidade do meio. Os dois primeiros pontos são de modelação relativamente fácil. A simetria pressupõe apenas movimentos verticais no seu eixo. Assim, esta condição fronteira foi modelada recorrendo a apoios simples que impedem o movimento horizontal. A modelação do "firme" fez-se recorrendo a apoios duplos. Como as características do "Bed-Rock" são muito superiores às do solo considerado, todas a ondas incidentes na transição entre os meios serão reflectidas, sendo assim os apoios duplos uma aproximação ideal para simular o efeito. A simulação da continuidade do meio foi realizada por elementos *COMBIN14*.

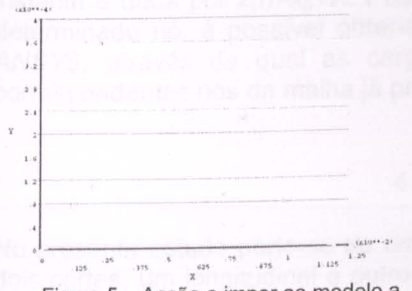
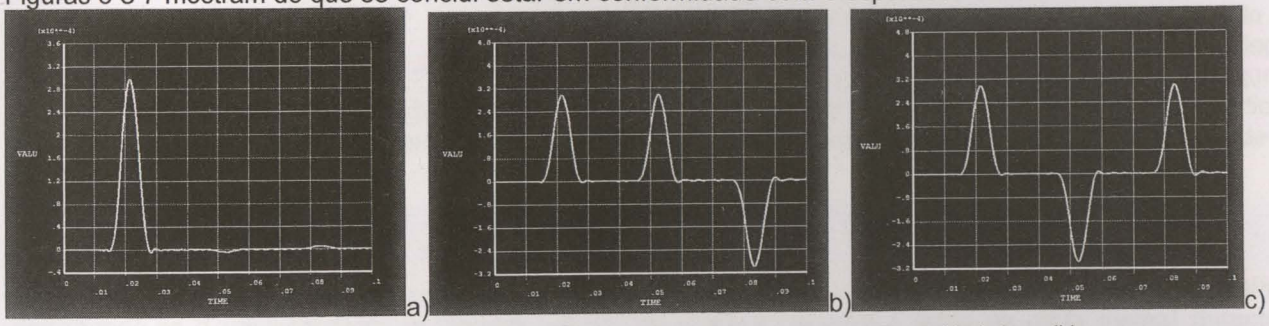


Figura 5 – Acção a impor ao modelo a validar

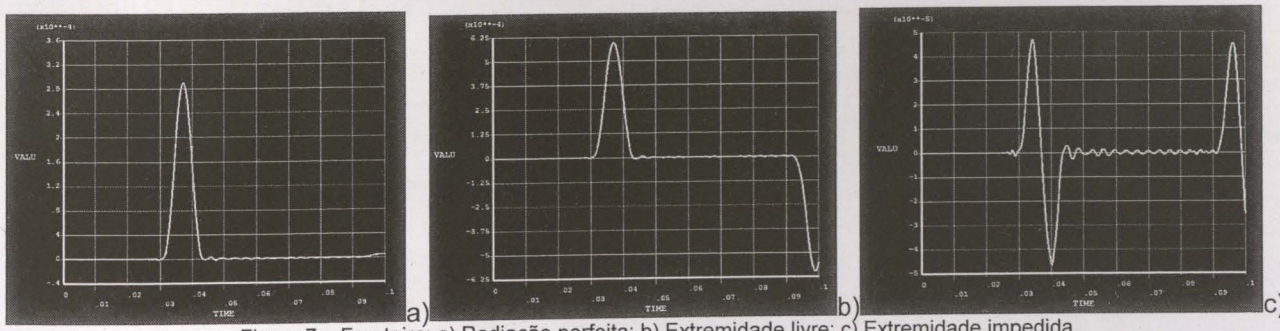
Para comprovar a correcta aplicação das condições fronteira recorreu-se a um exemplo de Faria [4] em que é considerada uma barra elástica semi-infinita simulando numa extremidade condições de radiação perfeita enquanto que na outra se aplica uma acção sob a forma de deslocamento. Se os elementos estiverem bem aplicados o registo do deslocamento num ponto intermédio da barra não deve evidenciar

reflexão. Considerou-se então uma barra elástica semi-infinita, com 5 m de altura e 1 m de espessura. Apenas foi modelado uma extensão de 100 metros, com 500 elementos finitos de 4 nós. A fronteira foi modelada com cinco elementos *COMBIN14.* As propriedades do material constituinte da barra são: E = 25 GPa, ν = 0.2, ρ = 2500 Kg/m^3, não sendo previsto qualquer amortecimento da estrutura. A acção imposta à extremidade esquerda, sob a forma de um deslocamento forçado com direcção axial, é o representado na Figura 5. Simultaneamente modelaram-se duas barras diferindo na condição fronteira. Enquanto uma tem apoios que impedem deslocamento no sentido da acção, simulando um meio mais rígido, a outra tem extremidade livre simulando um meio com propriedades muito inferiores. Foram registados os deslocamentos horizontais num ponto intermédio e num ponto da fronteira da barra tendo-se obtido os resultados que as Figuras 6 e 7 mostram do que se conclui estar em conformidade com o esperado.



a) b) c)

Figura 6 – Ponto intermédio: a) Radiação perfeita; b) Extremidade livre; c) Extremidade impedida



a) b) c)

Figura 7 – Fronteira: a) Radiação perfeita; b) Extremidade livre; c) Extremidade impedida

3.3 Influência das cargas:

Numa análise dinâmica, a simulação das cargas provocada pelo comboio no modelo, é realizada tomando os valores característicos das cargas por eixo do comboio. Com base no Método dos Elementos Finitos para o caso de um elemento finito unidimensional com dois nós e comprimento *L*, foi estabelecida uma função de forma que tem um valor unitário quando a carga se posiciona em cima do nó e valor nulo nos restantes nós, conforme se pode constatar na Figura 8 do que resulta a função de forma $\Psi_i(x)$ (equação 2) para um nó qualquer do carril.

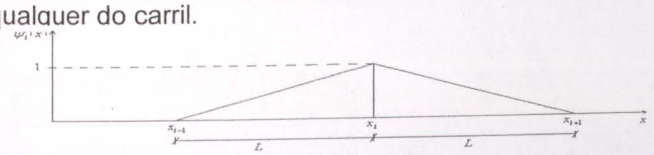


Figura 8 – Função de forma

$$\psi_i(x) = \begin{cases} 1 - \dfrac{x_i - x}{L} \Rightarrow x_{i-1} \le x \le x_i \\ 1 - \dfrac{x - x_i}{L} \Rightarrow x_i \le x \le x_{i+1} \end{cases} \quad (2)$$

em que *L* é o espaçamento entre nós, tendo sido tomado em consideração que este valor é constante ao longo de todo o carril, e *x* representa a posição da carga num determinado instante. Assim, seja x_0 a posição inicial da carga, *v* a velocidade do comboio e *t* o instante de tempo, então a posição da carga num dado instante é dada por $x(t)=x_o+vt$. Posto isto conhecido $x(t)$, o valor da carga (*P*) e a função de forma para um determinado nó, é possível obter-se as forças nodais equivalentes: $P_i=P\times\psi_i(x)$. Criou-se uma "macro" em *ANSYS*, através da qual as cargas nodais equivalentes são geradas e imediatamente aplicadas nos correspondentes nós da malha já previamente executada neste mesmo programa.

4.APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO

No presente estudo parte-se de um modelo tridimensional idealizado (Figura 9) sobre o qual se efectuaram dois cortes, um longitudinal e outro transversal, obtendo-se deste modo dois modelos bidimensionais. Assim sendo, o trabalho encontra-se dividido em duas partes distintas, a primeira diz respeito ao corte longitudinal e

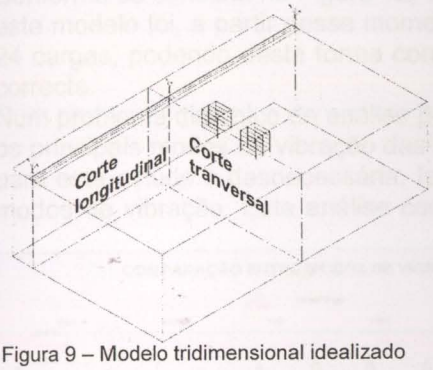


Figura 9 – Modelo tridimensional idealizado

em analisar o comportamento das várias malhas de modo a garantir a viabilidade da sua utilização. No âmbito da análise longitudinal, foram modeladas três malhas, as malhas A, B e C. A malha A tem 24 metros de profundidade e 60m comprimento, a malha C tem as mesmas dimensões mas é mais refinada do que a anterior e a malha B tem 48m de profundidade, 60m de comprimento e com um refinamento idêntico à malha A. Em cada uma destas malhas utilizou-se três artifícios que simularam a continuidade do meio, apoios duplos, apoios simples e amortecedores, obtendo-se no total nove malhas a analisar. Após a escolha de uma das malhas retirou-se desta o deslocamento vertical do carril e do terreno aquando da passagem do TGV e ALFA-PENDULAR num intervalo de velocidades entre os 150 e os 350Km/h com incrementos de 50Km/h. A segunda fase consistiu na aplicação destes deslocamentos na malha transversal e registo da resposta dos pórticos. Posteriormente, e após confrontação com normas empregou-se uma trincheira no modelo como medida de mitigação.

4.1 Malha Longitudinal

Com o objectivo de validar as malhas longitudinais, efectuou-se uma análise estática a todas as malhas, registrando-se o deslocamento vertical de um nó do carril (localizado a meio de cada malha) durante a passagem do comboio Alfa Pendular a 300Km/h.

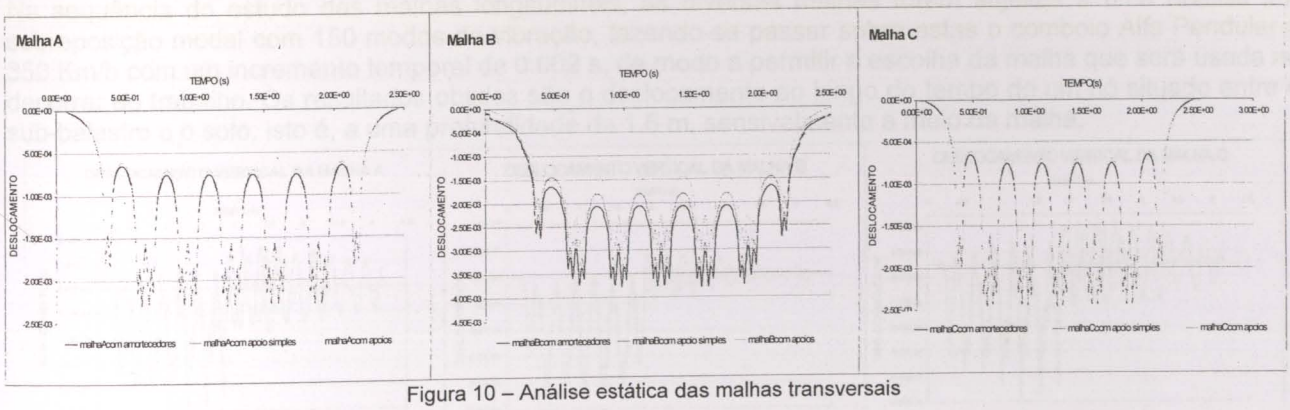


Figura 10 – Análise estática das malhas transversais

Da Figura 10 ressalta que a posição mais próxima da posição inicial que o nó consegue atingir durante o tempo de permanência do comboio sobre o nó, é demasiado afastada da posição de repouso. Este facto pode ser explicado devido a toda a malha ter a mesma espessura o que faz com que não ocorra uma degradação de tensão em profundidade.

W. M. Kok (2000) [6] apresentou um modelo 2D estratificado em profundidade, onde cada estrato tem um incremento de espessura, tal como ilustra a Figura 11.

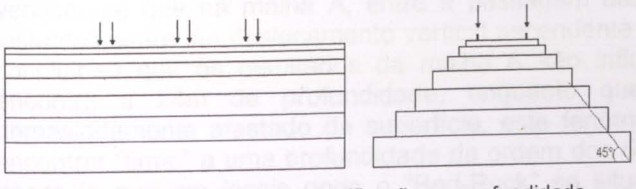


Figura 11 – Modelo 2D de estratificação em profundidade

Para se verificar a consistência deste modelo, as malhas foram modificadas de acordo com este novo artifício de incremento de espessura ao longo da profundidade e, de novo, sujeitas a uma análise estática tal como a referida anteriormente.

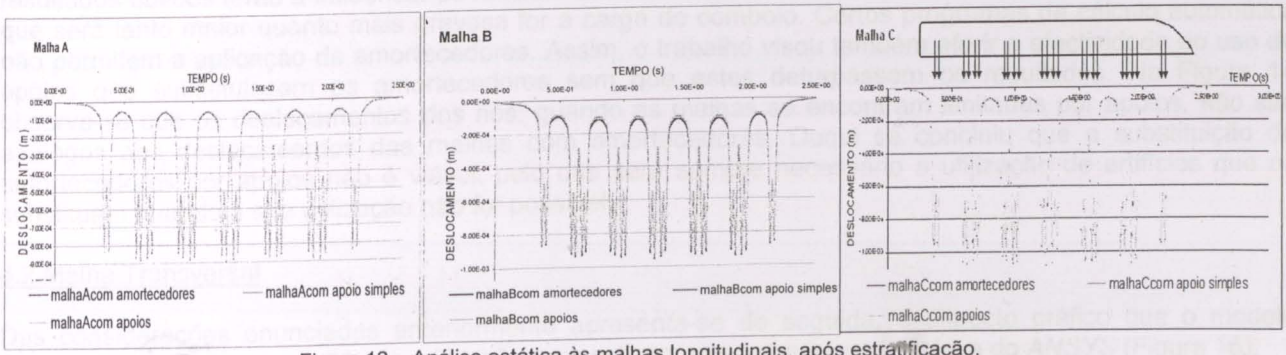


Figura 12 – Análise estática às malhas longitudinais, após estratificação.

Conforme se constata na Figura 12, o fenómeno verificado anteriormente foi efectivamente reduzido, pelo que este modelo foi, a partir desse momento, adoptado. Nestas figuras é ainda visível que sobre este nó passam 24 cargas, podendo desta forma concluir-se também, que a passagem de cargas móveis sobre o carril está correcta.

Num problema dinâmico de análise por sobreposição modal, uma das principais tarefas passa por se escolher os principais modos de vibração das malhas. Para isso, e tendo em atenção que a comparação entre malhas para este estudo é desnecessária, foi analisada a malha A com amortecedores para 30, 60, 100, 150 e 200 modos de vibração. Esta análise consistiu em, uma vez mais, fazer passar o comboio Alfa Pendular sobre esta malha, a uma velocidade de 350 Km/h com um incremento temporal de 0.002 s.

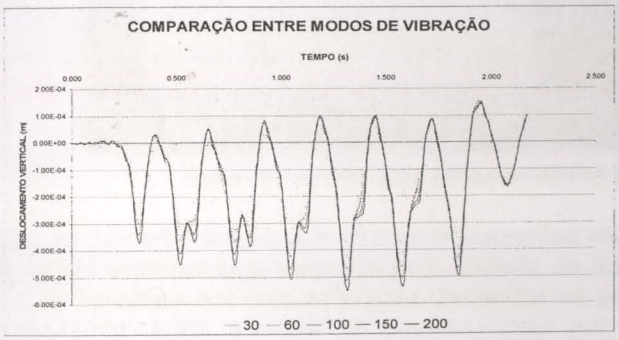


Figura 13 – Comparação entre modos de vibração

Da análise da Figura 13 tornou-se evidente que seriam necessários mais de 100 modos de vibração para se obterem resultados mais exactos, dado que até este número de modos os resultados não eram suficientemente rigorosos ao ponto de se notarem as passagens das diferentes cargas pelo nó. Pela observação do Gráfico conclui-se ainda que a utilização de 200 modos seria excessiva uma vez que a diferença entre os 150 e os 200 modos é reduzida. Por estes motivos optou-se por fixar uma análise por sobreposição modal de 150 modos de vibração.

Na sequência do estudo das malhas longitudinais, as diversas malhas foram sujeitas a uma análise por sobreposição modal com 150 modos de vibração, fazendo-se passar sobre estas o comboio Alfa Pendular a 350 Km/h com um incremento temporal de 0.002 s, de modo a permitir a escolha da malha que será usada no decorrer do trabalho. Os resultados obtidos são o deslocamento ao longo do tempo de um nó situado entre o sub-balastro e o solo, isto é, a uma profundidade de 1.6 m, sensivelmente a meio da malha.

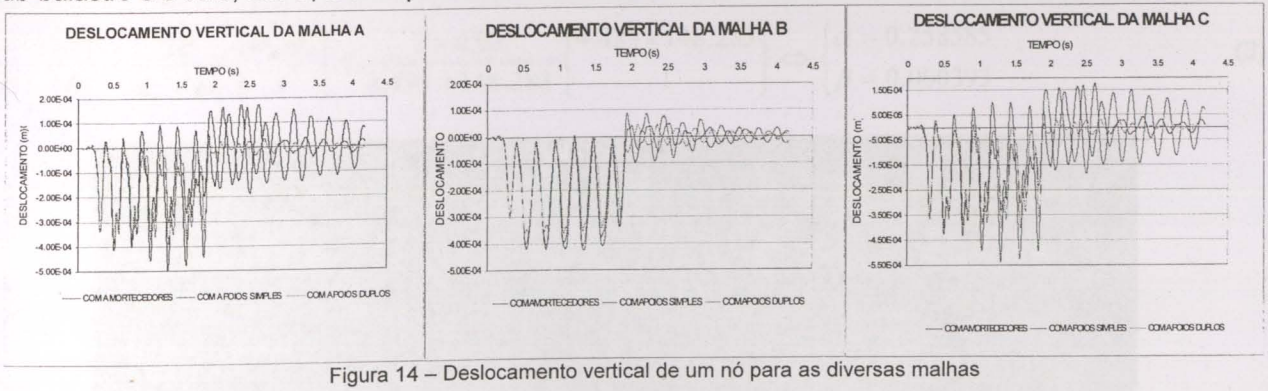


Figura 14 – Deslocamento vertical de um nó para as diversas malhas

Confrontando a evolução do deslocamento das malhas C e A, verificou-se que as diferenças entre estas duas são diminutas, pelo que o pormenor da malha C é desprezável. Por comparação da malha A com a malha B verificou-se que na malha A, entre a passagem das cargas de uma carruagem, o nó, em determinados instantes, sofre um deslocamento vertical ascendente capaz de ultrapassar a sua posição inicial. Daqui pode concluir-se que os resultados da malha A são influenciados pelas ondas reflectidas no "firme", que se encontra a 24m de profundidade, enquanto que na malha B, como o "Bed-Rock" se encontra demasiadamente afastado da superfície, este fenómeno não se verificou. Dado ser muito pouco provável encontrar "firme" a uma profundidade da ordem dos 50 metros, foi adoptada a malha A, podendo concluir-se desde já que em locais onde o "Bed-Rock" se situe a uma profundidade desta ordem de grandeza, os resultados obtidos terão a influência da reflexão das ondas provocadas pelo comboio no firme, influência esta que será tanto maior quanto mais gravosa for a carga do comboio. Certos programas de cálculo automático não permitem a aplicação de amortecedores. Assim, o trabalho visou também aferir a efectividade do uso de apoios que substituíssem os amortecedores sem que estes deturpassem os resultados. Na Figura 14 observa-se que os deslocamentos dos nós, quando as malhas se encontram limitadas por apoios, não são análogos aos deslocamentos das malhas com amortecedores. Daqui se concluiu que a substituição de amortecedores por apoios não é viável, pelo que será sempre necessário a utilização de artifícios que os substituam quando a sua utilização não for possível.

4.2 Malha Transversal

Das considerações enunciadas anteriormente apresenta-se de seguida, o aspecto gráfico que o modelo transversal, com e sem medida de mitigação, respectivamente, adquire na interface do *ANSYS* (Figura 15).

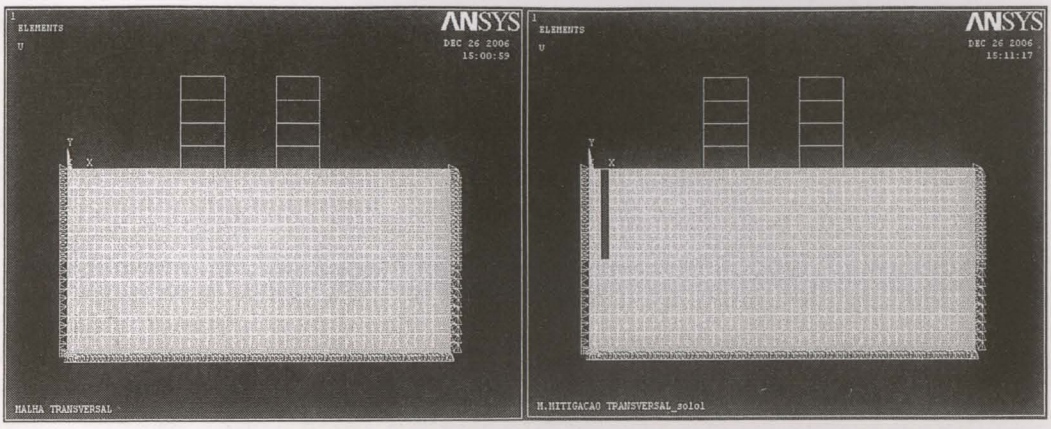


Figura 15 – Apresentação gráfica em *ANSYS* da malha transversal, com e sem mitigação.

Para se proceder à aplicação dos deslocamentos na malha transversal, o ANSYS impõe que a equação de equilíbrio dinâmico seja resolvida pelo Método de Integração Directa assim, será utilizado um Δt de 0.002s, que se considera ser suficiente para discretizar os principais modos de vibração da estrutura. Deste modo é fundamental definir a matriz de amortecimento por proporcionalidade às matrizes de massa e de rigidez, matriz de rigidez de Rayleigh. No caso em estudo estipulou-se a introdução de um amortecimento global da estrutura e o apuramento dos modos de vibração mais relevantes resultou da selecção gráfica dos modos de vibração, até ao modo em que a vibração da malha se tornou independente da dos pórticos, tendo-se concluído que se deveriam considerar 150 modos. Apresenta-se na Figura 16 a visualização gráfica dos modos de vibração a utilizar na Equação 3 (modo 1 e modo 150) sendo. $\omega_m = 0.70645 \times 2\pi = 4.439 rad/s$ e $\omega_n = 23.600 \times 2\pi = 148.283 rad/s$ e adoptando um amortecimento global da malha, ξ = 3%, resulta:

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{Bmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} = \frac{2 \times 0.03}{4.439 + 148.283} \begin{Bmatrix} 4.439 \times 148.283 \\ 1 \end{Bmatrix} \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha = 0.258585 \\ \beta = 0.000393 \end{cases} \quad (3)$$

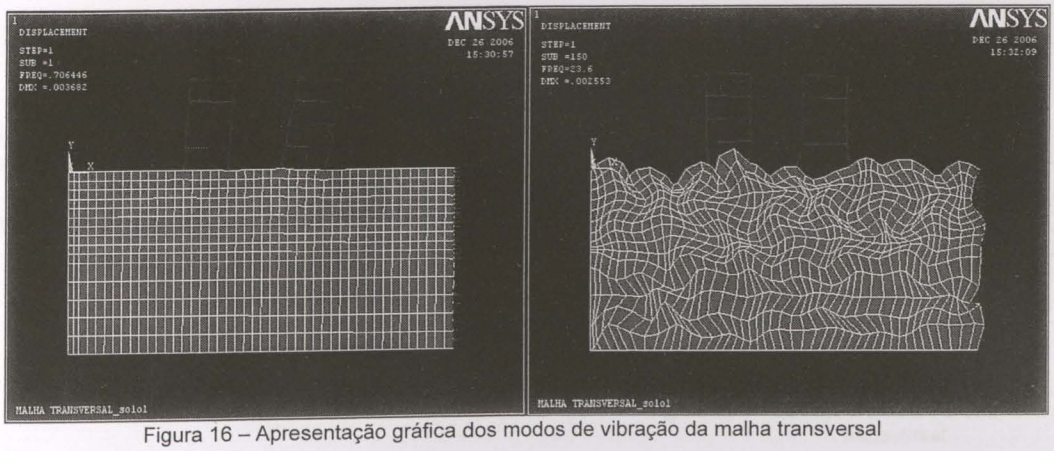


Figura 16 – Apresentação gráfica dos modos de vibração da malha transversal

4.2.1 Medidas de mitigação

Definiu-se como medida de mitigação a implantar as trincheiras. De acordo com o que já foi exposto apresenta-se a definição da profundidade da vala, e as considerações feitas para a definição da mesma:

- Posição: procurou-se implantar a trincheira dentro do *Domínio Público Ferroviário* já que a realidade nos impõe evitar as expropriações;
- Largura: 1.20 m por simplicidade de modelação no *ANSYS*;
- Profundidade: na modelação da trincheira, a respectiva profundidade foi limitada a 12 metros, já que não é viável a construção de trincheiras com profundidades superiores. Sabe-se que o trabalho realizado se insere no domínio das baixas frequências, logo, as referências apresentadas anteriormente no âmbito do cálculo deste parâmetro não são aplicáveis dado que resultariam comprimentos de onda elevados e, consequentemente, profundidades inconcebíveis. Posto isto, o trabalho desenvolvido pretendeu fazer o estudo comparativo entre os três solos para a mesma medida mitigadora e sua eficiência.

4.3. Apresentação e discussão de resultados

4.3.1 Malha Longitudinal

No sentido de se identificar o comboio e velocidade que conduzem a deslocamentos mais gravosos procedeu-se à análise dinâmica da malha longitudinal, para o solo 1, do que se concluíu ser o TGV a 350 km/h o mais gravoso (ver Figura 17). Pela análise da Figura 18 notou-se ainda que o aumento dos deslocamentos provocados pela passagem dos comboios não é linear com o aumento da velocidade verificando-se uma "quebra" na velocidade 300 Km/h. A este respeito apresenta-se as Figuras 18 e 19 que representa o deslocamento máximo e o factor de amplificação dinâmico em função da velocidade, respectivamente.

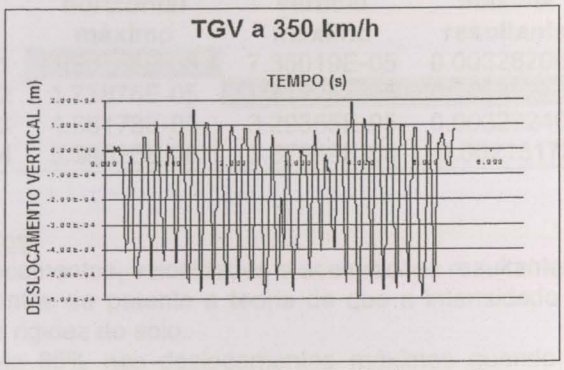


Figura 17 – Passagem do TGV a 350 Km/h na malha longitudinal

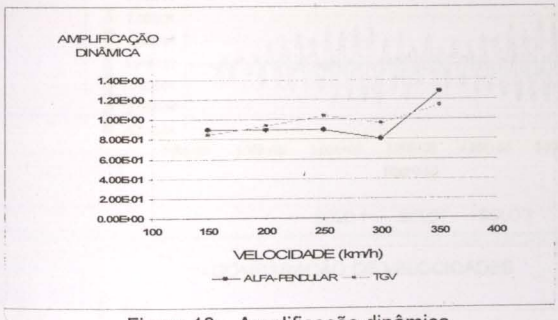


Figura 18 – Amplificação dinâmica

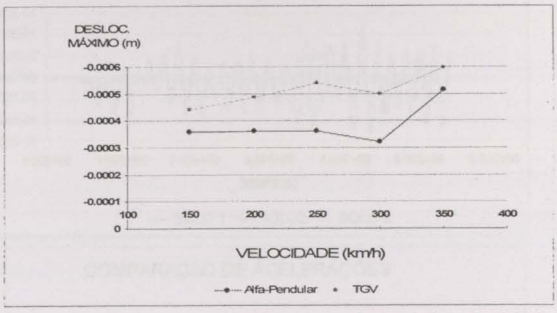


Figura 19 - Deslocamento máximo em função da velocidade

Na Figura 20 apresenta-se a resposta em termos de deslocamentos para os três tipos de solos em estudo. Como era de esperar, o deslocamento é atenuado com o melhoramento das características do solo.

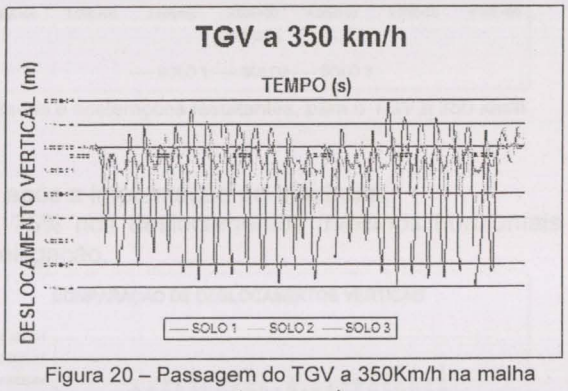


Figura 20 – Passagem do TGV a 350Km/h na malha transversal

4.3.2 Malha Transversal

Da aplicação dos deslocamentos obtidos da malha longitudinal para o TGV a 350 km/h obteve-se vibrações em vários pontos dos pórticos (ver Figura 21). Os resultados obtidos para os pontos em estudo são relativos ao solo1 e sem medida de mitigação e encontram-se sintetizados no Quadro VI em termos de deslocamentos e velocidades. No Quadro VII tem-se as mesmas condições mas com medida de mitigação. Segundo Madshus et al. (1996), citado em Santos [7], é de esperar que as vibrações sejam mais fortes nos pisos superiores dos pórticos (nó 2) o que não acontece neste caso. Concluiu-se, assim, que o modo como a propagação das ondas se dá é uma matéria complexa, e não de todo um fenómeno linear e previsível, pois envolve muitos parâmetros tais como direcção e velocidade das ondas, ângulos de incidência, rigidez das estruturas, etc. De qualquer modo, verifica-se uma significativa redução dos valores máximos dos deslocamentos e velocidades quando se adoptam as medidas de mitigação.

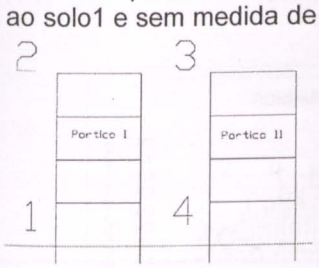


Figura 21 – Nós nos pórticos

Quadro VI – Resultados do solo 1 sem medida mitigadora

	Deslocamento horizontal máximo	Deslocamento vertical máximo	Velocidade máxima resultante
1	0.000127709	0.000190197	0.00712074
2	0.000115676	0.00018743	0.00656005
3	8.61577E-05	5.81178E-05	0.00307974
4	2.67825E-05	6.83067E-05	0.002418664

Quadro VII Resultados do solo 1 com medida mitigadora

	Deslocamento horizontal máximo	Deslocamento vertical máximo	Velocidade máxima resultante
1	4.90105E-05	7.35019E-05	0.003262966
2	1.73876E-05	7.71124E-05	0.003292409
3	4.38173E-05	3.29355E-05	0.003292409
4	5.36626E-06	3.67959E-05	0.00215172

4.3.2.1 Influência das características do terreno nos resultados

Na Figura 22 apresenta-se as vibrações em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações resultantes, para o TGV a 350 km/h e no nó2, do que se concluí encontrar-se patente a teoria de que a intensidade e alcance das ondas de vibração diminuem com o aumento de rigidez do solo.

Notou-se, por exemplo, uma redução de aproximadamente 85% nos deslocamentos máximos quando a rigidez do solo aumenta 75%.

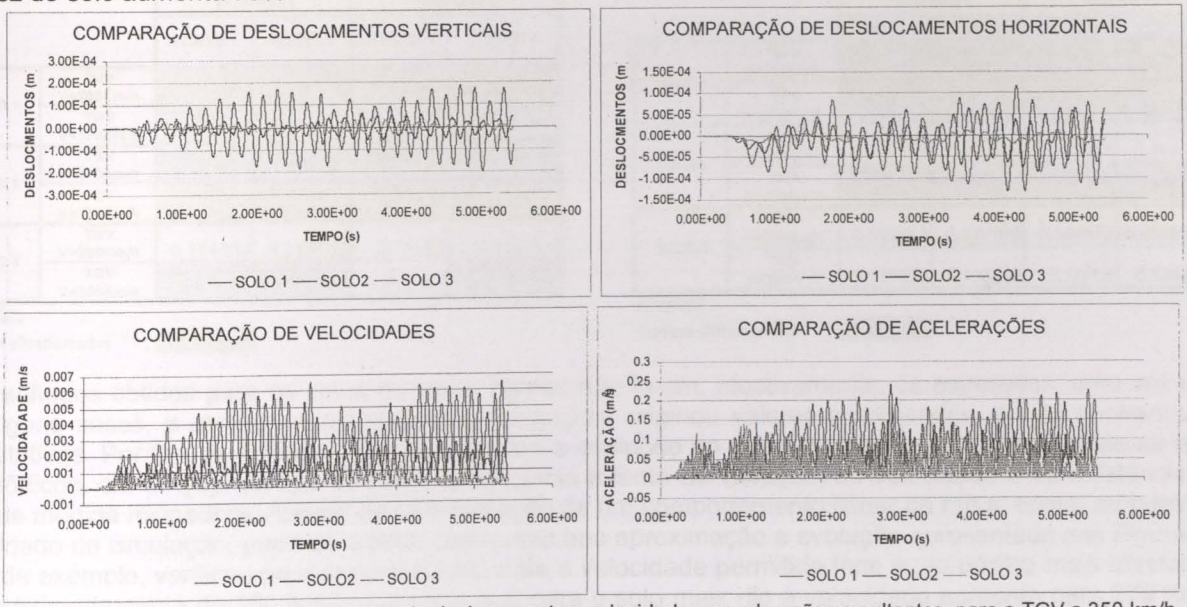


Figura 22 – Vibrações, no nó 2, em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações resultantes, para o TGV a 350 km/h

4.3.2.2 Influência da medida de mitigação nos resultados

Na Figura 23 também é bem visível a diminuição de valores após a implantação da trincheira.

Notou-se, por exemplo, uma redução de cerca de 66% e 75% nos deslocamentos máximos horizontais e verticais, respectivamente, quando se aplicou a medida de mitigação.

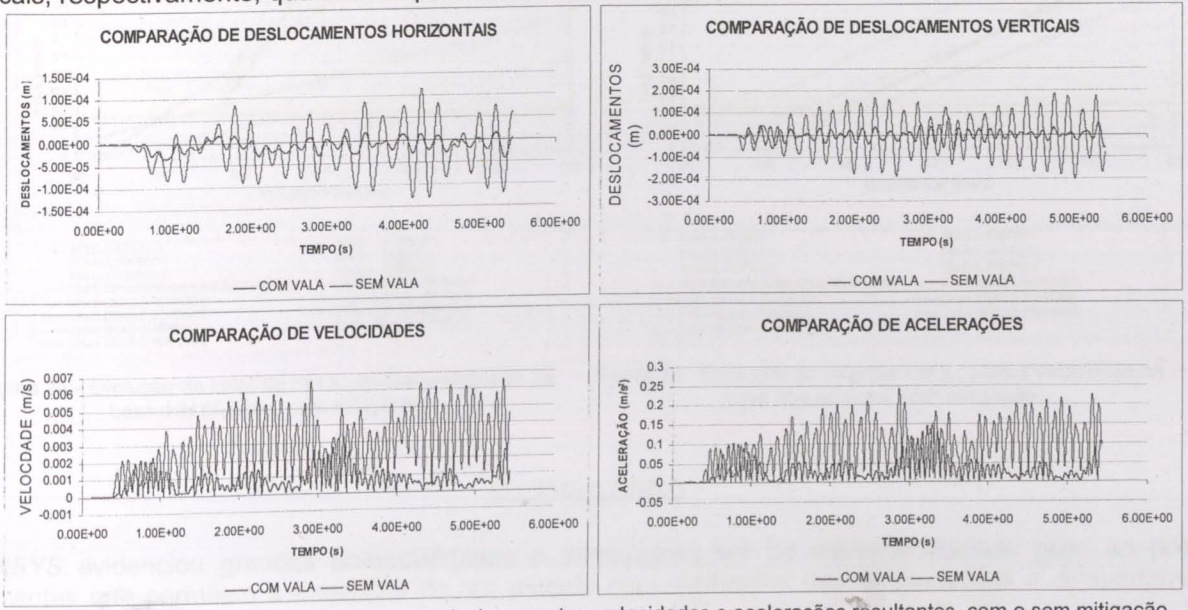


Figura 23 – Vibrações, no nó 2, em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações resultantes, com e sem mitigação

4.4 Verificações regulamentares

De entre as legislações existentes, recorreu-se à norma US-DOT-293630-1, que estipula valores limites de r.m.s. (Equação 1), para a velocidade, em edifícios – Quadro I. Os pórticos em estudo inserem-se na Categoria 2 (Edifícios de habitação) da norma referida tendo-se considerado que a frequência de passagem dos comboios era inferior a 70. Posto isto, o limite de r.m.s. para a velocidade é de 0.25 mm/s. Apresenta-se nos Quadros VIII e IX os valores de r.m.s. registados nos dois pórticos, na base e no topo, para os três tipos de solos estudados, com e sem mitigação respectivamente. Apesar da significativa redução dos valores de r.m.s, para a velocidade, com a introdução da medida mitigadora, constatou-se ainda que em alguns casos, principalmente no solo mais mole, a redução não foi suficiente para tornar validos estes valores quando confrontados com a norma de referência. Assim estes valores de vibrações registadas nos edifícios são reveladores da importância do estudo realizado.

Quadro VIII – r.m.s para a velocidade (mm/s) sem medidas de mitigação

		PÓRTICO I		PÓRTICO II	
		PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3	PONTO 4
SOLO 1	TGV V=200Km/h	0.588191	1.107665	0.556093	0.51656136
	TGV V=350Km/h	3.423926	3.262259	1.509803	1.10672046
SOLO 2	TGV V=200Km/h	0.461197	0.476588	0.332169	0.48102138
	TGV V=350Km/h	2.564063	1.3297	0.675793	0.57267428
SOLO 3	TGV V=200Km/h	0.174509	0.217958	0.11115	0.11114971
	TGV V=350Km/h	0.445599	0.49345	0.231748	0.26611884

Legenda:

Limites ultrapassados

Quadro IX – r.m.s para a velocidade (mm/s) com medidas de mitigação

		PÓRTICO I		PÓRTICO II	
		PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3	PONTO 4
SOLO 1	TGV V=200Km/h	0.528784	0.513092	0.334001	0.25258417
	TGV V=350Km/h	1.239187	0.95212	0.892045	0.55026263
SOLO 2	TGV V=200Km/h	0.237139	0.200656	0.189947	0.1841704
	TGV V=350Km/h	0.954568	0.73606	0.742612	0.3788895
SOLO 3	TGV V=200Km/h	0.195613	0.127995	0.144672	0.09259471
	TGV V=350Km/h	0.174263	0.170246	0.12755	0.1044903

Legenda:

Limites ultrapassados

Os resultados obtidos para os solos de maior rigidez não foram, efectivamente, os esperados, uma vez que, em alguns casos, a medida adoptada como mitigadora originou valores amplificados, o que contrariou as expectativas. Por fim, as Figuras 24 e 25 mostram a evolução do valor de r.m.s., para a velocidade na base dos pórticos, em função: do tipo de solo, da distância à fonte de vibração, da velocidade e da existência, ou não, de medida mitigadora. Apesar da consideração de um comportamento linear do r.m.s. com o aumento da velocidade de circulação, pode-se aceitar como uma boa aproximação a evolução apresentada nas Figuras. A titulo de exemplo, verificou-se que para o solo mole a velocidade permitida face a um pórtico mais afastado é de aproximadamente de 150 Km/h enquanto que para o solo mais rijo a velocidade aumenta para 370 Km/h. Com a introdução de medida mitigadora, as velocidades permitidas aumentam consideravelmente, como se previa.

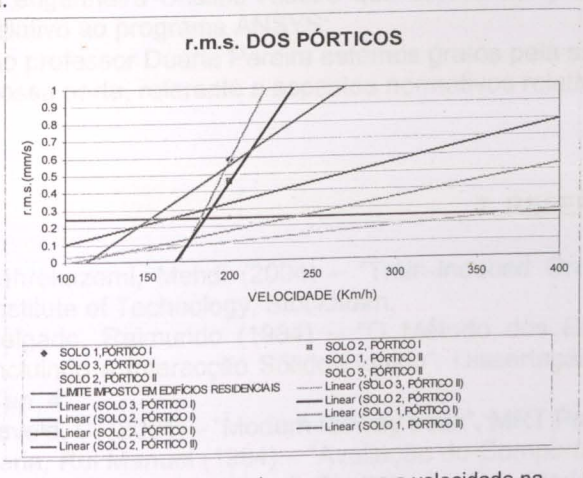


Figura 24 - Evolução do valor de r.m.s., para a velocidade na base dos pórticos, sem mitigação

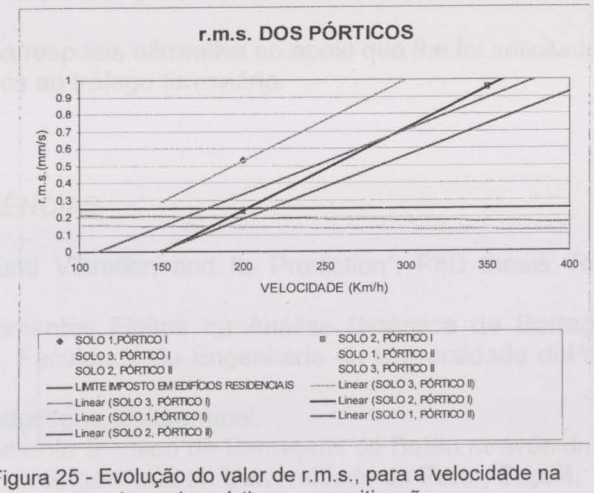


Figura 25 - Evolução do valor de r.m.s., para a velocidade na base dos pórticos, com mitigação

5. CONCLUSÃO

O *ANSYS* evidenciou grandes potencialidades e demonstrou ser de extrema utilidade pois, ao possuir ferramentas que permitem a execução de um modelo com elementos de características e comportamento

próximos dos pretendidos e, simultaneamente, a capacidade de introduzir condições fronteira capazes de simular a continuidade do meio e implementar cargas variáveis ao longo do tempo, levou a uma análise dinâmica que traduz resultados fidedignos, de acordo com as exigências do trabalho proposto.

O recurso a modelos 2D permitiu uma análise qualitativa relativamente a diversos parâmetros, tais como medidas mitigadoras, variação das características dos solos, diferentes velocidades de circulação dos comboios, etc. Para uma análise mais rigorosa a nível quantitativo destes parâmetros seria necessário recorrer-se a uma análise 3D.

O estudo das várias malhas longitudinais permitiu constatar que teria de ser utilizado um modelo estratificado em profundidade, sendo a malha A uma boa aproximação à realidade. A modelação da malha transversal reflectiu as conclusões retiradas da modelação longitudinal, sendo as características da trincheira afectadas por questões de ordem pratica para a sua concretização.

Pela análise dos resultados obtidos constatou-se que os deslocamentos provocados pela passagem dos comboios não variam linearmente com o aumento da velocidade, existindo uma diminuição por volta dos 300 km/h, e são atenuados com o melhoramento das características do solo. Por comparação entre pórticos, verificou-se que o pórtico mais próximo teve uma resposta dinâmica mais amplificada, como seria de esperar, levando, no entanto a valores máximos superiores aos limites existentes (atingindo-se um máximo de 3.4 mm/s face ao limite de 0.25 mm/s), mesmo após a introdução de medidas de mitigação. Esta constatação foi reveladora da importância do estudo levado a cabo. A variação das características do solo, nomeadamente a rigidez, levou a que os valores máximos dos deslocamentos fossem bastante atenuados, superiores a 70%, com um aumento de 75% rigidez do solo. Esta variação permitiu constatar ainda que as trincheiras, tal como vários autores concluíram, não são uma medida mitigadora completamente eficaz para baixas frequências, uma vez que se verifica uma amplificação da resposta dinâmica em solos com maior rigidez, apesar de ser relativamente eficaz em solos mais moles.

6. AGRADECIMENTOS

Ao longo deste trabalho foi-nos prestado apoio por parte de algumas pessoas, a quem decidimos aqui prestar o nosso tributo:

- A nossa primeira palavra de apreço vai para o nosso orientador professor Raimundo Delgado, por toda a disponibilidade, empenho e dedicação prestados ao longo do trabalho;
- Ao professor Rui Calçada agradecemos a sua boa vontade, tantas vezes demonstrada relativamente ao esclarecimento de dúvidas, análise de resultados e fornecimento de material de apoio ao trabalho;
- Ao engenheiro Nuno Santos estamos muito gratos pela ajuda que nos foi prestada na iniciação ao programa ANSYS, pela sua disponibilidade para o esclarecimento de qualquer dúvida e pela cedência, da sua parte, de material de pesquisa e auxílio ao trabalho;
- À engenheira Cristina Ribeiro que esteve sempre disponível para nos prestar qualquer esclarecimento relativo ao programa ANSYS;
- Ao professor Duarte Pereira estamos gratos pela sua resposta afirmativa ao apoio que lhe foi solicitado da nossa parte, referente a aspectos normativos relativos ao tráfego ferroviário.

7. REFERÊNCIAS

[1] Bahrekazemi, Mehdi (2004) – "Train-Induced Ground Vibration and Its Prediction", PhD thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.

[2] Delgado, Raimundo (1984) – "O Método dos Elementos Finitos na Análise Dinâmica de Barragens Incluindo a Interacção Sólido-Líquido", Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade doPorto, Cap. 4

[3] Esveld, C. (2001) – "Modern railway track", MRT Productions, Zaltbommel.

[4] Faria, Rui Manuel (1994) – "Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão através de um Modelo de Dano Continuo", Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Cap. 4.

[5] Hall, Lars (2000) – "Simulations and Analyses of Train-induced Ground Vibrations – A comparative study of two- and three-dimensional calculations with actual measurements", Dissertation, Royal Institute of Technology, Stockholm.

[6] Kok, A. W. M. (2000) – "Finite element models for the steady state analysis of moving loads", Delft Uniiversity of Technology.

[7] Santos, Nuno (2006) – "Comportamentos Dinâmicos e seus Principais Efeitos: Túneis e Via", RAVE & Instituto da Construção da FEUP.

ESTUDO PRÉVIO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA METÁLICA

Sandra Cristina Marques Garrido

Vanessa Regina da Costa Gaspar

O presente trabalho consiste no estudo prévio de uma ponte ferroviária metálica com 110.16 metros de vão. Numa primeira fase, o cálculo dos esforços envolveu a consideração de um modelo simplificado, admitindo-se a estrutura articulada, e implicou a utilização criteriosa de linhas de influência e o recurso ao método de Ritter. Numa fase posterior, já com as secções das barras muito próximas das definitivas, procedeu-se ao dimensionamento da ponte, considerando-a como estrutura contínua, recorrendo-se à utilização do cálculo automático. Com base nos esforços assim obtidos e com as secções finais, procedeu-se à análise das diferentes particularidades inerentes ao dimensionamento de uma ponte, nomeadamente nós de ligação e aparelhos de apoio. Por fim, efectuou-se uma análise dinâmica da ponte, de forma a determinar as suas frequências próprias e respectivos modos de vibração para avaliar se a estrutura cumpre as exigências regulamentares.

BREVE DESCRIÇÃO

A ponte com 110.16 metros de vão, simplesmente apoiada, é constituída por uma estrutura metálica espacial, composta fundamentadamente por duas vigas principais de treliça, de diagonal múltipla, do tipo Warren. Trata-se de uma ponte de tabuleiro inferior, fechada superiormente, que dispõe ainda de dois contraventamentos horizontais e quadros porticados transversais de rigidez, de modo a formar uma estrutura espacial particularmente resistente, com elevado grau de hiperstaticidade. A estrutura do tabuleiro apoia-se nos banzos inferiores das vigas principais por intermédio de carlingas afastadas 6.12 metros entre si.

Os contraventamentos e os quadros destinam-se essencialmente a resistir às acções transversais do lacete, vento e sismos. Relativamente aos contraventamentos, o inferior abrange as carlingas e os banzos inferiores das vigas principais e o superior engloba os banzos superiores das vigas. As restantes barras que constituem os contraventamentos apresentam comportamento autónomo.

A altura total da via principal foi fixada em 10.00 metros de modo a garantir uma relação de h/L compreendida entre 1/8 e 1/10; nestas circunstâncias, o espaço disponível para a disposição de todos os elementos destinados á electrificação da via é francamente superior aos mínimos requeridos.

Atendendo a que se trata de uma ponte de via única, tomou-se para afastamento entre as vigas principais uma distância de 5.00 metros, sendo este afastamento suficiente para permitir a passagem de um comboio e ainda a colocação lateral de dois passadiços de serviço.

Na figura 1, estão convenientemente representados os diferentes elementos que formam a estrutura da ponte.

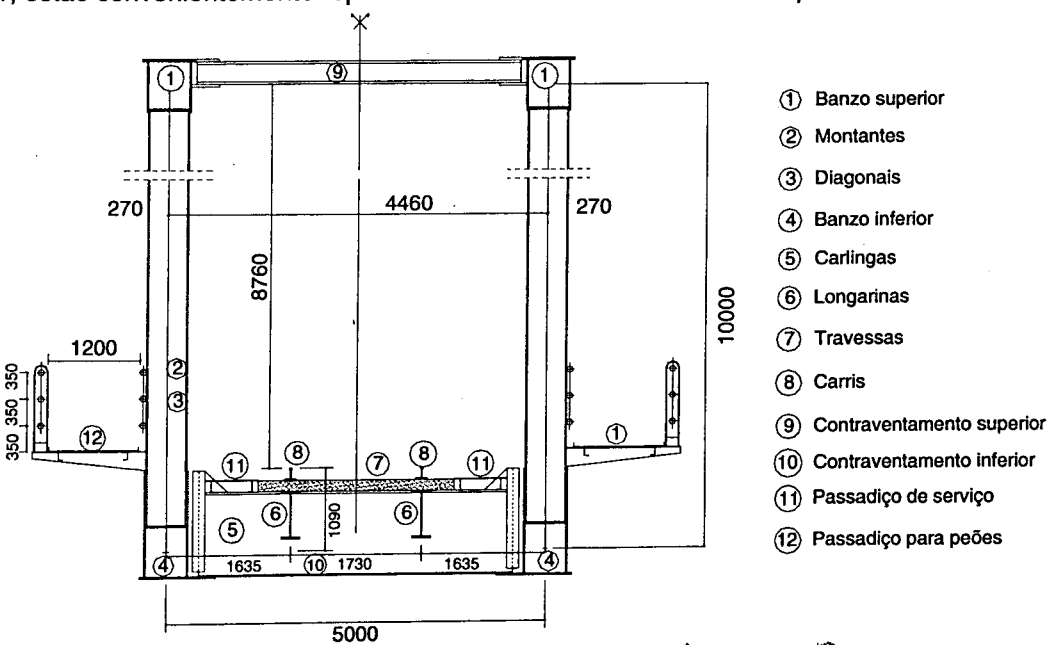


Figura 1 – Corte transversal

REGULAMENTAÇÃO

Neste trabalho, foram fundamentalmente seguidas as prescrições do *Regulamento de Segurança e Acções, RSA,* e também das fichas pertinentes da *União Internacional dos Caminhos-de-ferro, UIC.*
As acções consideradas no dimensionamento da ponte foram, para além do peso próprio dos diferentes elementos estruturais e da via, as definidas no *Regulamento de Segurança e Acções.* Assim, para além das sobrecargas previstas, foram quantificadas a força de lacete, as forças de arranque e frenagem e ainda a acção do vento, de acordo, respectivamente, com os artigos 50°, 71°, 72° e 73° do referido regulamento.

METODOLOGIA

Tabuleiro (carlingas e longarinas)

As longarinas foram dimensionadas para as cargas permanentes (que englobam o seu peso próprio, o da via e o dos seus contraventamentos), sobrecarga, arranque e frenagem, lacete e vento. A acção dos sismos, por ser menos gravosa do que a acção do vento, não foi considerada no seu dimensionamento.
Sabendo que as longarinas vencem vãos de 6.12 metros entre carlingas contíguas, e admitindo que as ligações entre carlingas e longarinas garantem a continuidade, foram determinados os esforços máximos para cada uma das acções referidas, dimensionando-se assim as longarinas e respectivo contraventamento.
As carlingas foram calculadas como vigas simplesmente apoiadas, com 5.00 metros de vão, correspondente ao afastamento entre as vigas principais. Estas têm uma dupla função: por um lado, resistem às acções transmitidas pelas longarinas e por outro correspondem aos montantes do contraventamento horizontal inferior que resiste às acções transversais do vento e do lacete.
À semelhança das longarinas, as carlingas foram dimensionadas, para fazer face às acções permanentes, sobrecarga, arranque, frenagem, lacete e vento, tendo sido adoptado um procedimento em tudo idêntico ao efectuado para as longarinas.
A estrutura do tabuleiro está representada na figura 2.

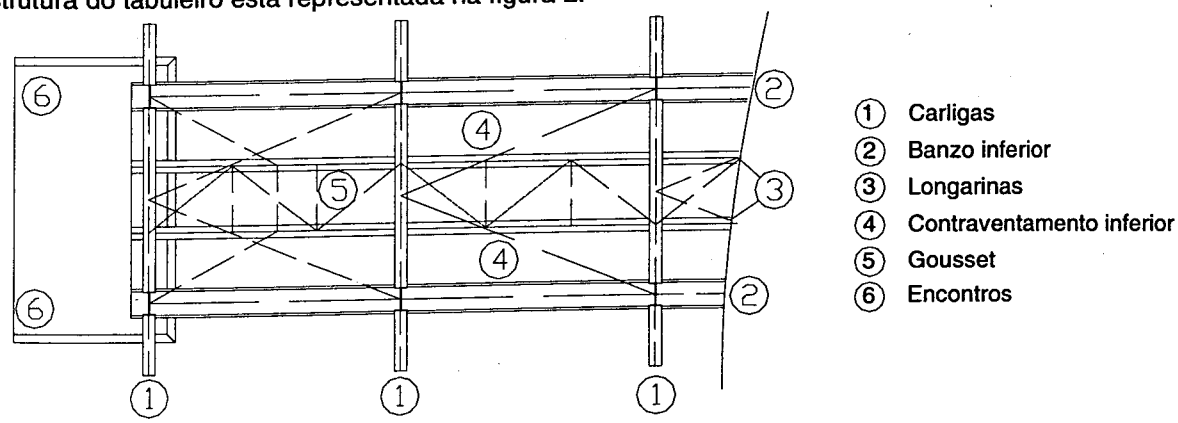


Figura 2 – Tabuleiro

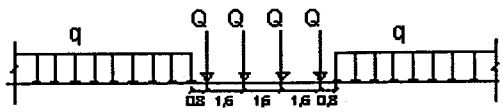
Vigas principais. Contraventamentos

Numa primeira abordagem, admitiu-se um modelo de cálculo simplificado que baseado na consideração de uma estrutura reticulada, tendo sido desprezada a transmissão de momentos flectores que ocorre na estrutura real. Esta simplificação possibilitou, com o recurso a linhas de influência, a determinação dos esforços axiais máximos das barras, a considerar no pré-dimensionamento das diferentes secções.
Posteriormente, dispondo já de secções das barras próximas das definitivas e admitindo a estrutura contínua, procedeu-se de novo ao cálculo dos esforços, recorrendo para o efeito ao cálculo automático, tirando partido das suas vantagens, sobretudo em termos de simulação e rapidez na obtenção de resultados.
Assim, foi possível determinar também os momentos flectores actuantes nas barras, que foram igualmente considerados na verificação da estabilidade das secções inicialmente obtidas e que conduziram ao reforço de algumas delas.
Por fim, procedeu-se ao dimensionamento dos aparelhos de apoio e à verificação da segurança dos nós de ligação.

ACÇÕES

O valor adoptado para as cargas permanentes foi de 18 KN/m por viga principal, que inclui o seu peso próprio, o da via e o das carlingas e longarinas.

Relativamente à sobrecarga foram considerados os valores característicos relativos ao tráfego em pontes ferroviárias, em via larga, de acordo com o comboio tipo indicado no *Regulamento de Segurança e Acções*, cuja distribuição de cargas se apresenta na figura 3.
Salienta-se que o comboio tipo foi cuidadosamente posicionado de forma a provocar os esforços mais gravosos nas diversas barras.
Para isso, recorreu-se à *construção de Weiranch* que indica qual o intervalo em que cada carga concentrada é mais gravosa. Atendendo a que as quatro cargas concentradas têm todas a mesma grandeza, verificou-se que cada carga influencia mais significativamente ¼ do vão da ponte, a que corresponde a um comprimento de 27.54 m.
Recorrendo a linhas de influência adequadas, determinaram-se os esforços axiais máximos em cada barra, afectados posteriormente pelo coeficiente dinâmico, obtido das expressões indicadas no artigo 51° do *RSA*, para ter em conta os efeitos dinâmico devidos às vibrações resultantes da circulação.



Via larga: Q=250 kN ; q=80 kN/m
Via estreita: Q=180 kN ; q=50 kN/m

Figura 3 - Comboio - tipo

Associadas ao tráfego ferroviário ocorrem diversas acções específicas inerentes à sobrecarga, designadamente a força centrífuga, a força de lacete e as forças de arranque e de frenagem.

A força centrífuga desenvolve-se em pontes com via curva, não sendo aplicável, neste caso, dado que se trata de uma ponte com traçado rectilíneo.

Os efeitos da frenagem e do arranque podem ser traduzidos como forças longitudinais, uniformemente distribuidas, que actuam na direcção do eixo da via, ao nível da cabeça do carril. Segundo o *Regulamento de Segurança e Acções*, as forças de arranque correspondem a 25% do valor das sobrecargas existentes em 30.00 metros da ponte, enquanto que as forças de frenagem correspondem a 20% do valor das sobrecargas a actuar na totalidade da ponte. Note-se que, para este efeito específico, foi adoptado o valor característico das sobrecargas sem agravamento decorrente das aplicação de coeficientes dinâmicos. Deste modo, obteve-se uma força de arranque de 369 kN e uma força de frenagem de 912 kN.

A força de lacete corresponde a uma força horizontal que actua na direcção normal ao eixo da via ao nível da cabeça do carril. Os efeitos laterais devidos ao lacete foram estudados para a posição e sentido que originam os efeitos mais prejudiciais para o elemento em estudo.
De acordo com o *Regulamento de Acção e Segurança*, estes assumem os valores de 100 kN e 60 kN, consoante se trate de via larga ou via estreita, respectivamente. Neste caso, por se tratar de via larga, foi considerado o valor de 100 kN.
Note-se que a força de lacete, apesar de ser horizontal, provoca efeitos quer horizontais quer verticais, condicionando por isso de forma distinta as diferentes barras.
Para a determinação da acção vertical do lacete, foi necessário ter em conta que esta força é aplicada com uma dada excentricidade relativamente à extremidade inferior do tabuleiro, dado que actua ao nível da cabeça do carril. Neste caso, a excentricidade, indicada na figura 4, é de 1.09 metros e o seu efeito terá de ser equilibrado à custa de um binário actuando no plano das vigas, com um valor de 21,8 kN por viga.

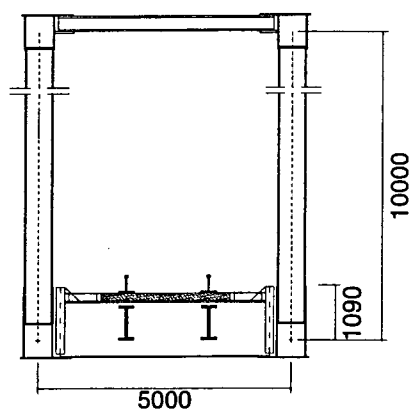


Figura 4- Corte transversal esquemático

A quantificação da acção horizontal do lacete envolveu a consideração do comboio em diferentes posições, tendo a força de lacete sido posicionada nos diferentes nós da estrutura de forma a avaliar o esforço máximo a que cada barra fica sujeita.
Relativamente às variações de temperatura, salienta-se que os esforços resultantes se devem apenas ao eventual atrito desenvolvido nos aparelhos de apoio, já que as vigas principais são estruturas isostáticas. Assim, os seus efeitos foram quantificados considerando um atrito nos aparelhos de apoio directamente proporcional à sua reacção vertical, da ordem dos 3% do seu valor.

A quantificação da acção do vento implicou a consideração de uma força a actuar na direcção horizontal, com uma orientação qualquer. Como esta acção resulta da interacção entre o ar em movimento e as estruturas, deveria igualmente ser tido em conta as características aerodinâmicas das estruturas.
Contudo, nos casos correntes, o efeito da acção do vento envolve apenas o cálculo de pressões estáticas aplicadas na superfície da construção em estudo, obtidas a partir da pressão dinâmica do vento afectada por um coeficiente aerodinâmico apropriado.
O valor caracteristico da pressão dinâmica do vento foi obtido seguindo o procedimento indicado no artigo 24° do *RSA*. Este valor da pressão dinâmica foi ainda afectado de um factor de redução que traduz o efeito do comprimento total da ponte (L) e que aparece indicado nas *Règles Neige et Vent 65*, dado pela expressão (1).

$$\delta = 1 - 0.13 \log (2L) \qquad (1)$$

Obteve-se então um factor de redução de 0.69, e consequentemente o valor da pressão dinâmica, w', utilizado nos cálculos posteriores assume o valor de 0.93 kN/m^2.
A análise dos efeitos provocados pela acção do vento compreendeu a consideração de duas situações distintas nomeadamente ponte com comboio e ponte sem comboio.

A determinação da acção do vento na ponte sem comboio pressupôs uma análise das características geométricas das barras da ponte tendo sido por isso fundamental determinar as dimensões das secções recorrendo para o efeito a expressões empíricas. Salienta-se que as barras dos banzos das vigas principais são constituídas por secções compostas, tipo caixão, tais como as indicadas na figura 5.

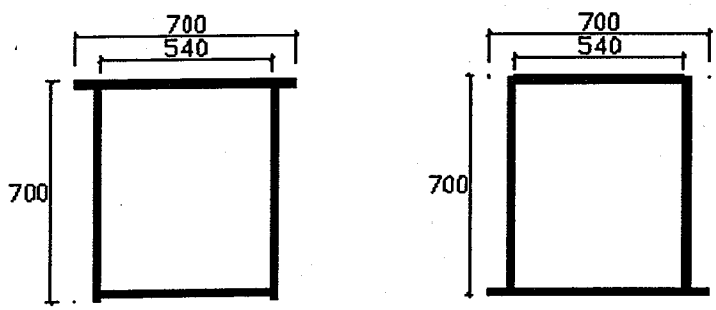


Figura 5 a) Banzo superior b) Banzo inferior

Foi ainda admitida uma largura das diagonais e montantes da ordem dos 30 centimetros, valor corrente neste tipo de estruturas, que permitiu avançar com a análise referente aos esforços actuantes.
Partindo das características geométricas apresentadas anteriormente, foram determinado o centro de gravidade, a área correspondente à superfície cheia e a área correspondente à superfície total de um painel, ilustrado na figura 6. Obtiveram-se, respectivamente, os seguintes valores: y_G = 4.33 m, A_c = 17.42 m^2 e A_t = 66.09 m^2.
Então, seguiu-se o procedimento indicado no *RSA* nomeadamente no que se refere à determinação do índice de cheios e do coeficiente de força.
Atendendo a que se trata de uma estrutura composta por duas vigas reticuladas planas dispostas paralelamente, foi efectuada a distinção entre estrutura de barlavento e estrutura de sotavento, permitindo assim considerar o efeito protector que a primeira confere à segunda, tendo sido calculado o respectivo factor de protecção, η.
Assim, seguindo o precedimento referido, pôde concluir-se que o coeficiente de força total, δ_f, a considerar na estrutura é de 3.09, correspondente à soma dos coeficientes de força da viga de barlavento e da viga de sotavento.
Nesta fase foi então possivel calcular as componentes da acção vertical e horizontal da acção do vento tendo-se obtido os valores de 7,11 kN/m e 8,21 kN/m, respectivamente.

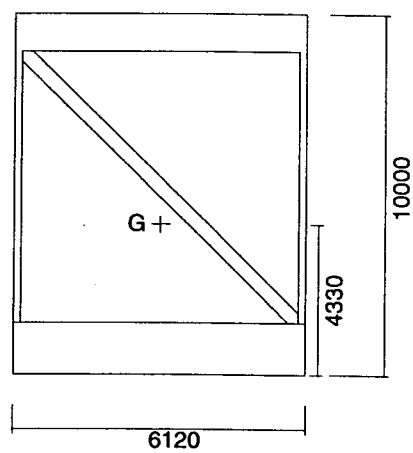


Figura 6- Painel de viga principal

Para a situação da ponte com comboio, este foi equiparado a uma forma ficticia prismática, tal como indicado na figura 7. Assim, considerou-se que o vento actua sobre uma superfície rectangular, contínua com 3.5 metros de altura em relação ao nível da base do carril.

De um modo simplificado, admitiu-se que a força horizontal do vento está aplicada a meia altura do comboio, o que corresponde a uma distância de 2.84 metros relativamente à base da ponte.

Nesta análise considerou-se ainda que o comboio não é protegido pela viga de barlavento, nem confere qualquer protecção à viga de sotavento.
Deste modo resultou que as componentes horizontal e vertical da acção do vento correspondem a 4.90 kN/m e 2,78 kN/m, respectivamente.
Foi então possivel determinar a acção global do vento sobre a ponte, por metro linear, apresentada no quadro I.

ponte sem comboio		acção no comboio		acção global	
h	v	h	v	h	v
kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
8,21	7,11	4,90	2,78	13,11	9,89

Quadro I – Acção global do vento

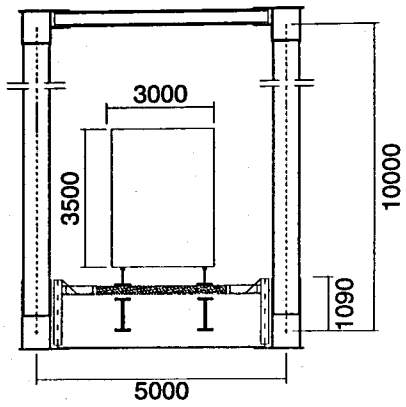


Figura 7- Secção transversal com comboio

A acção horizontal do vento foi repartida pelos dois contraventamentos tendo sido avaliada qual a fracção da acção do vento, determinada considerando a ponte sem comboio, que incidia em cada um deles, aspecto directamente relacionado com a sua área de influência. A componente horizontal da acção do vento, calculada considerando ponte com comboio, é totalmente resistida pelo contraventamento inferior.
Deste modo, resultou uma acção de 3.66 kN/m para o contraventamento superior e uma acção significativamente mais gravosa para o contraventamento inferior, na ordem dos 9.45 kN/m.

A determinação dos efeitos da acção sísmica deve por norma ser efectuada recorrendo a métodos de análise dinâmica. No entanto, o *Regulamento de Segurança e Acções* permite o recurso a modelos simplificados de análise estática em casos concretos que satisfaçam determinadas condições. Nestes casos, os efeitos da acção sísmica podem ser determinados admitindo um comportamento linear da estrutura e pressupondo a aplicação à estrutura de forças estáticas que actuam separadamente segundo as direcções em que a estrutura se desenvolve. A quantificação destas forças está também devidamente estabelecida no referido regulamento e baseia-se na definição de coeficientes sísmicos.
Em zonas de sismicidade mais reduzida, é corrente a acção do vento ser mais condicionante que a acção dos sismos. A ponte em causa está sujeita a uma acção global do vento de 13.11 kN/m na direcção horizontal, o que "transpondo" para acção sísmica corresponde a um "coeficiente sísmico de referência" de 0.36, valor obtido pelo quociente da acção global do vento pela carga permanente total, cujo valor é de 36 kN/m.
Atendendo ao facto deste coeficiente sísmico, embora fictício, ser muito superior ao coeficiente sísmico obtido a partir do *Regulamento de Segurança e Acções*, pode concluir-se que a acção dos sismos não é condicionante para o dimensionamento da ponte não tendo sido por isso considerada.

Definidas as diferentes acções consideradas, procedeu-se à determinação dos esforços axiais máximos das barras pelos métodos mencionados no ponto seguinte.

ESFORÇOS

O cálculo dos esforços axiais nas várias barras que constituem as vigas Warren foi efectuado, na primeira fase, com recurso a linhas de influência de dois tipos.

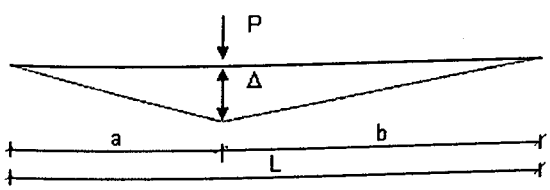


Figura 8 - Linhas de influência do 1º tipo

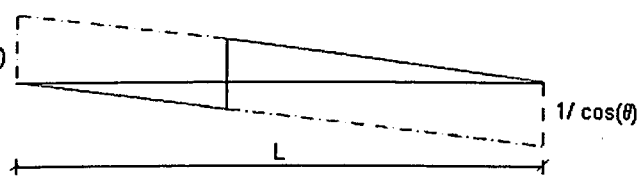


Figura 9 - Linhas de influência do 2º tipo

Para as barras constituintes dos banzos, as linhas de influência apresentam genericamente uma forma idêntica à apresentada na figura 8.
O valor de Δ é dado pela expressão (2), em que a e b correspondem às dimensões referidas na figura 8. Nesta expressão intervém ainda a altura da ponte (h) e o seu vão (L).

$$\Delta = \frac{P*a*b}{L*h} \tag{2}$$

Quanto às barras diagonais, os esforços axiais foram obtidos a partir de linhas de influência do tipo representado na figura 9, em que θ é o ângulo que as mesmas formam com a vertical.
Os esforços axiais das barras dos contraventamentos foram determinados com recurso ao método de Ritter, o que permitiu avaliar os seus valores tendo apenas por base o conhecimento do esforço transverso e do momento-flector respectivos.
Salienta-se que os esforços devidos a algumas acções, nomeadamente, vento, lacete, variações de temperatura, arranque e frenagem devem ser considerados quer como esforços de compressão quer como esforços de tracção. Este aspecto foi tido em conta no dimensionamento das diferentes barras, tendo sido considerada a situação mais gravosa para cada uma delas.

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES

A verificação da segurança aos estados limites implicou necessariamente a avaliação da combinação de esforços mais desfavorável. Neste caso, a combinação fundamental de esforços mais gravosa tem como acção de base a sobrecarga.
Segundo o *EC3*, a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos implica que seja respeitada a condição (3).

$$S_d \leq R_d \tag{3}$$

No caso presente, a verificação de segurança das diferentes barras envolveu critérios distintos de acordo com a natureza dos esforços a que estão submetidas.

Assim, para as barras comprimidas foi forçoso avaliar o esforço resistente tendo em conta os efeitos de encurvadura.
Salienta-se que o dimensionamento das barras corresponde a um processo iterativo, tendo inicialmente sido consideradas, para as diferentes chapas que constituem a secção, valores correntes de espessuras.
Seguiu-se o cálculo do esforço resistente para a secção em causa e procedeu-se ao ajuste da espessura das chapas até ser atingido o esforço resistente pretendido, mantendo as dimensões exteriores da secção tipo adoptada, nomeadamente altura e largura.
Por sua vez, a espessura das chapas que formam a secção de cada barra foi definida de modo a satisfazer as condições do *EC3*, de forma a garantir que as secções transversais adoptadas pertencessem à classe 3.

Para as barras cujos esforços mais significativos são de tracção foi apenas necessário comparar directamente o esforço actuante com o esforço resistente da secção e, como tal, o dimensionamento de cada secção consistiu apenas em garantir que a área em causa assegura, na resistência a esses mesmos esforços.

Nas barras sujeitas a inversão de sinal dos esforços, nomeadamente nas diagonais das vigas principais, foi essencial ter em conta a acção da fadiga sobre essas barras.
Segundo a norma belga *NBN5* relativa a pontes metálicas, a acção da fadiga pode ser incorporada no cálculo, agravando as acções de cálculo a que as barras estão sujeitas de um factor, k, superior à unidade, dado pela expressão (4), em que N_{min} e N_{max} correspondem ao módulo dos valores extremos do esforços axial.

$$K = 1 + \frac{0.4*|N_{min}|}{|N_{max}|} \tag{4}$$

CÁLCULO AUTOMÁTICO

Esta etapa correspondeu ao dimensionamento propriamente dito da estrutura, tendo em conta que, contrariamente ao modelo adoptado inicialmente, a estrutura não é rotulada. Trata-se efectivamente de uma estrutura contínua, cujas barras transmitem momentos flectores e esforços transversos.
Estes esforços não foram considerados na primeira fase do dimensionamento e, apesar dos seus efeitos não serem, à partida, muito significativos, foi necessário calcular a sua influência.
Deste modo, o processo de dimensionamento foi efectuado com recurso a um programa de cálculo automático, permitindo em primeira linha validar os esforços obtidos pelo pré-dimensionamento e avaliar a adequação das secções adoptadas para as barras.
Note-se que as secções adoptadas para as barras dos banzos correspondem às secções compostas apresentadas na figura 5. As secções das barras diagonais (igualmente secções compostas) e dos montantes (perfis HEA do tipo 550) foram estabelecidas de forma a garantir uma compatibilização das suas dimensões exteriores, facilitando as ligações entre as diversas barras. As secções adoptadas estão indicadas na figura 10.
Deste modo, com a estrutura, secções e aparelhos de apoio perfeitamente definidos, foram calculados os esforços nas diferentes barras utilizando um modelo plano.

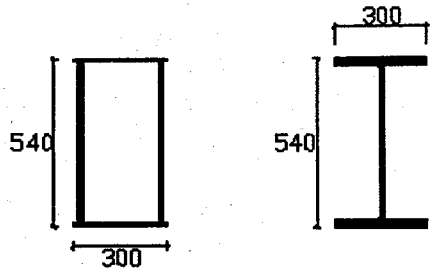


Figura 10 - Secções adoptadas

Naturalmente, foram previstas as várias condições de carga, tendo sido calculados os esforços para a carga permanente, para a sobrecarga (comboio-tipo), para a acção do vento e para o lacete.
Partindo dos valores assim obtidos, foi efectuada uma comparação com os valores obtidos no pré-dimensionamento para posteriormente ser avaliada a eventual necessidade de proceder a alterações das secções anteriormente definidas.
Da análise dos resultados obtidos, concluiu-se que os esforços axiais obtidos pelo cálculo automático, considerando a estrutura como contínua, são genericamente muito semelhantes aos esforços obtidos no dimensionamento inicial, efectuado considerando a estrutura como articulada.
Por este motivo, não foi necessário proceder a grandes alterações nas secções previamente definidas. As secções finais adoptadas para as barras estão apresentadas nos quadros II e III, tendo sido adoptada a nomenclatura indicada nas figuras 11, 12 e 13.

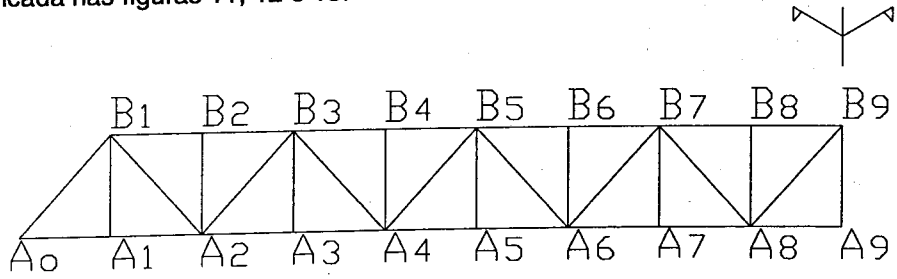


Figura 11 – Nomenclatura atribuída aos nós da viga principal

Quadro II – Secções finais das barras das vigas principais

banzo inferior				banzo superior				diagonais			
barras	espessura almas	espessura superior	espessura inferior	barras	espessura almas	espessura superior	espessura inferior	barras	espessura almas	espessura superior	espessura inferior
	mm	*mm*	*mm*		*mm*	*mm*	*mm*		*mm*	*mm*	*mm*
A0-A1	18	14	10								
A1-A2	18	14	10	*B1-B2*	18	14	14	*B1-A2*	15	10	10
A2-A3	18	14	10	*B2-B3*	18	14	14	*B3-A4*	15	10	10
A3-A4	18	14	10	*B3-B4*	18	20	20	*B5-A6*	15	10	10
A4-A5	20	25	20	*B4-B5*	18	20	20	*B7-A8*	15	10	10
A5-A6	20	25	20	*B5-B6*	20	30	30	*A2-B3*	20	25	25
A6-A7	25	30	30	*B6-B7*	20	30	30	*B5-A4*	20	25	25
A7-A8	25	30	30	*B7-B8*	25	35	35	*B7-A6*	15	10	10
A8-A9	25	30	30	*B8-B9*	25	35	35	*B9-A8*	15	10	10

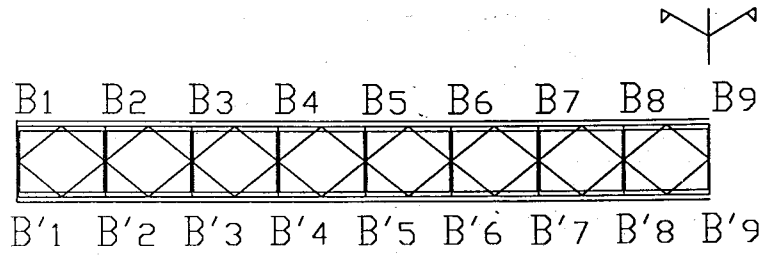


Figura 12 – Nomenclatura atribuída aos nós do contraventamento superior

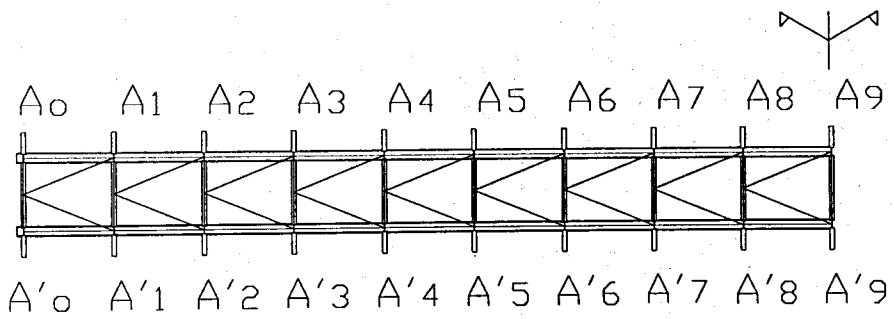


Figura 13 – Nomenclatura atribuída aos nós do contraventamento inferior

Quadro III – Secções finais das barras dos contraventamentos

barras à direita dos nós				**barras no alinhamento dos nós**			
barras	perfil adoptado	barras	perfil adoptado	barras	perfil adoptado	barras	perfil adoptado
		A0-A0'	HEA 220			*A0-A0'*	HEA 800
B1-B1'	HEA 100	*A1-A1'*	HEA 220	*B1-B1'*	HEA 100	*A1-A1'*	HEA 800
B2-B2'	HEA 100	*A2-A2'*	HEA 220	*B2-B2'*	HEA 100	*A2-A2'*	HEA 800
B3-B3'	HEA 100	*A3-A3'*	HEA 180	*B3-B3'*	HEA 100	*A3-A3'*	HEA 800
B4-B4'	HEA 100	*A4-A4'*	HEA 180	*B4-B4'*	HEA 100	*A4-A4'*	HEA 800
B5-B5'	HEA 100	*A5-A5'*	HEA 180	*B5-B5'*	HEA 100	*A5-A5'*	HEA 800
B6-B6'	HEA 100	*A6-A6'*	HEA 140	*B6-B6'*	HEA 100	*A6-A6'*	HEA 800
B7-B7'	HEA 100	*A7-A7'*	HEA 140	*B7-B7'*	HEA 100	*A7-A7'*	HEA 800
B8-B8'	HEA 100	*A8-A8'*	HEA 140	*B8-B8'*	HEA 100	*A8-A8'*	HEA 800
B9-B9'	HEA 100	*A9-A9'*	HEA 140	*B9-B9'*	HEA 100	*A9-A9'*	HEA 800

BARRAS SUJEITAS A FLEXÃO COMPOSTA

O dimensionamento das diversas barras efectuado nos pontos anteriores pressupôs que estas estavam apenas sujeitas a esforços axiais. Esta abordagem seria válida caso de tratasse de uma estrutura articulada, em que não há transmissão de momentos flectores.
Contudo, atendendo a que estrutura é na realidade contínua, as barras tiveram de ser dimensionadas tendo em conta os esforços de flexão a que estão sujeitas, na medida em que este aspecto pode eventualmente ser condicionante para a determinação das suas secções.
Esta análise foi apenas possível partindo dos valores dos momentos flectores de cada barra obtidos a partir do cálculo automático e foi efectuada de acordo com os procedimentos preconizados no *Eurocódigo 3*.

BARRAS DE CONTRA-FRENAGEM

As barras de contra-frenagem, apresentadas na figura 14, destinam-se precisamente a fazer face aos esforços que resultam da travagem do comboio. Estes esforços são por norma de grande importância e incidem essencialmente sobre as longarinas, ficando cada uma delas sujeita a metade da força total de frenagem.
Contudo, como as longarinas estão ligadas às carlingas, esses esforços iriam originar a flexão das próprias carlingas que não foram dimensionadas para resistir a esforços dessa natureza.

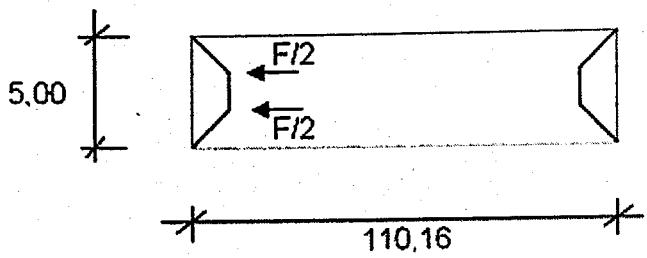


Figura 14 - Barras de contra-frenagem

Por este motivo, é fundamental incorporar barras de contra-frenagem na estrutura, para que as longarinas lhes possam transmitir os esforços resultantes da frenagem. Assim, como as barras de contra-frenagem estão ligadas aos banzos, esses esforços são transmitidos através desses elementos para os apoios fixos.
Por outro lado, para atender ao facto de poder ocorrer inversão de sentido, isto é, para ter em conta o facto do comboio poder travar num sentido ou noutro, as barras de contra-frenagem foram dimensionadas à compressão.

APARELHOS DE APOIO

A estrutura em análise comporta quatro aparelhos de apoio, dois por cada viga principal, cujas características são perfeitamente distintas, na medida em que desempenham funções diferentes. Na figura 15, está devidamente indicada a disposição dos aparelhos de apoio e respectivos graus de liberdade.
O dimensionamento dos aparelhos de apoio pressupõe o conhecimento da reacção máxima e da rotação máxima a que estes estão sujeitos. Os valores destes parâmetros foram obtidos recorrendo ao cálculo automático, que fornece directamente os valores da reacção máxima e da rotação máxima para cada acção. Foram adoptados aparelhos de apoios do tipo Wabodec, tendo sido seleccionados os apoios mais indicados para este caso com base na informação patente em catálogos.

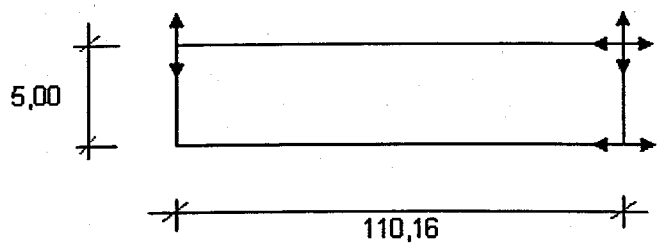


Figura 15 - Graus de liberdade dos apoios

LIGAÇÕES SOLDADAS

A transmissão de esforços longitudinais de tracção ou de compressão das diagonais e dos montantes para os goussets foi assegurada por meio de cordões de soldadura de ângulo, mais concretamente cordões laterais, tendo-se recorrido à expressão (5) na verificação da sua segurança.

$$\sigma_{sd,\,ref} = \frac{F_{sd}}{0.67 * \sum l * a} \qquad (5)$$

Assim, conhecendo a tensão de cedência do aço utilizado ($\sigma_{sd,ref}$), o esforço a que a barra esta sujeita (F_{sd}) e a espessura do cordão (a), calculada em função das espessuras dos elementos a ligar, determinou-se o valor do comprimento útil do cordão de soldadura ($l_{útil}$). Calculou-se então o comprimento total do cordão de soldadura, permitindo avaliar as dimensões dos goussets, ilustrados na figura 16.

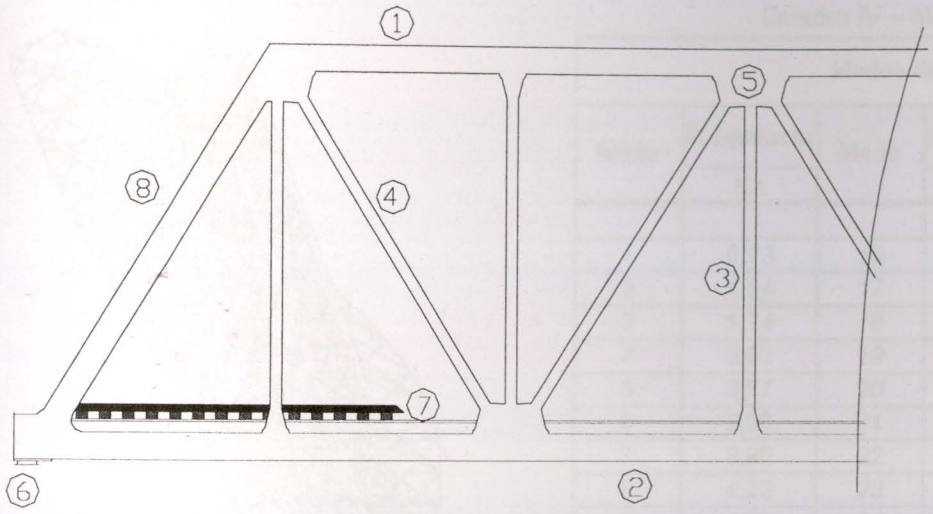


Figura 16 – Alçado da viga principal

ANÁLISE DINÂMICA

Análise modal

Numa primeira fase, foi efectuada uma análise modal com o intuito de determinar as frequências próprias da estrutura (f) e respectivos modos de vibração. Este estudo foi realizado com recurso a um programa de cálculo automático, considerando todas as cargas permanentes e implicou o conhecimento da rigidez da estrutura, partindo das secções definitivas.
Nas figuras 17, 18 e 19 estão apresentados os modos de vibração mais relevantes; os valores das frequências próprias da estrutura (até aos 30 Hz) estão sintetizados no quadro IV.

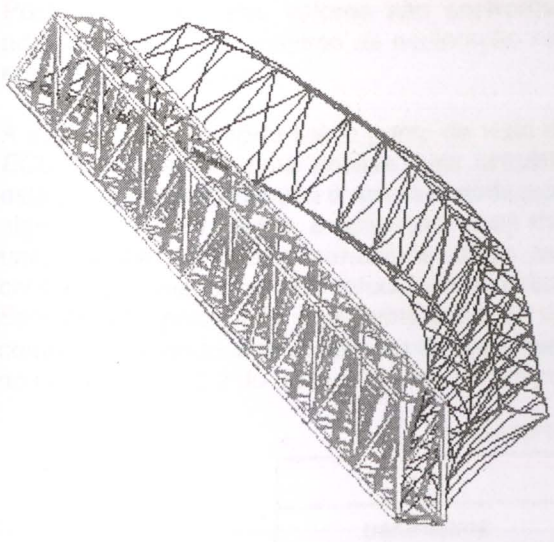


Figura 17 - 1º modo lateral (f = 0.73 Hz)

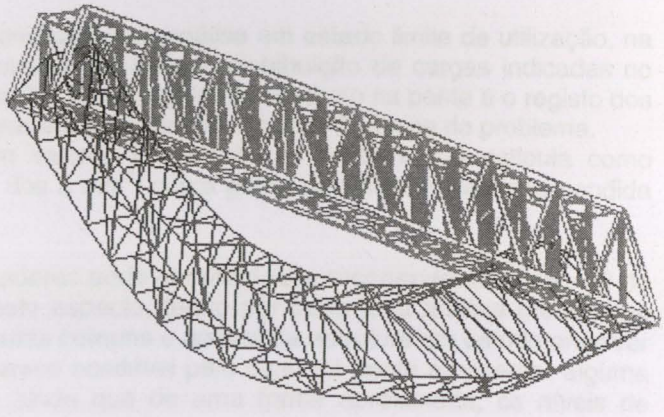


Figura 18 - 1º modo vertical (f = 2.52 Hz)

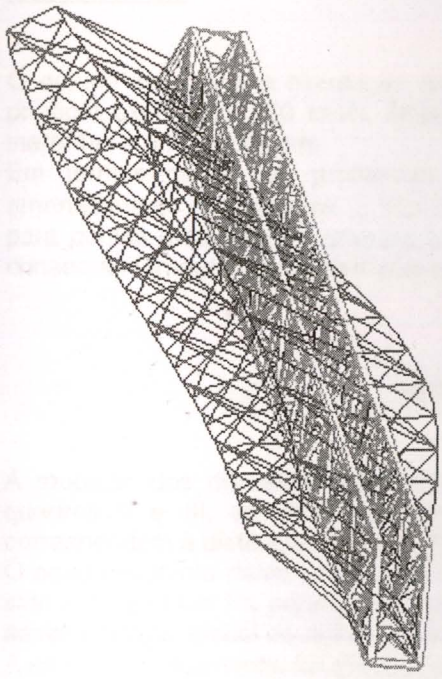


Figura 19 - 1º modo de torção (f = 1.54 Hz)

Quadro IV – Modos de vibração

Modos de vibração					
Modo	Frequência	Modo	Frequência	Modo	Frequência
	Hz		Hz		Hz
				31	16,99
1	0,73	16	8,89	32	17,58
2	1,54	17	9,73	33	17,80
3	1,74	18	9,86	34	17,96
4	2,52	19	10,27	35	19,24
5	2,77	20	10,90	36	22,18
6	2,90	21	11,84	37	22,99
7	3,98	22	12,42	38	23,56
8	4,22	23	13,04	39	24,86
9	4,96	24	13,30	40	25,66
10	5,88	25	14,37	41	26,17
11	6,20	26	14,43	42	27,06
12	6,33	27	15,47	43	28,14
13	7,21	28	15,91	44	28,94
14	8,12	29	16,26	45	29,51
15	8,23	30	16,33	46	31,21

Nível de conforto

A questão da garantia do conforto envolve dois aspectos distintos: um deles está relacionado com a via em si e com a necessidade de garantir que o balastro se mantenha em condições adequadas; o outro diz respeito à comodidade dos passageiros.

A avaliação do nível de conforto relativamente à via consiste numa análise em estado limite de utilização, na combinação quase permanente, tendo como acção variável de base a distribuição de cargas indicadas no comboio – tipo. Para este efeito, pressupõe-se a simulação da passagem do comboio na ponte e o registo dos valores das acelerações daí resultantes, implicando necessariamente uma análise dinâmica do problema.
Posteriormente, estes valores são confrontados com valores de referência do *EC1* que estipula como admissível um valor máximo da aceleração na ordem dos 5 m/s^2, numa gama de frequências compreendida entre os 0 e os 30 Hz.

A avaliação do conforto sob o ponto de vista dos utilizadores pode ser efectuada recorrendo ao anexo A2 do *EC0* que considera uma análise mais simplificada deste aspecto, tendo por base uma análise meramente estática. Esta simplificação é apenas válida para estruturas comuns e apesar da estrutura em estudo envolver algumas especificidades, a aplicação deste método parece aceitável pelo facto da ponte apresentar alguma uniformidade de rigidez, permitindo assim averiguar, ainda que de uma forma aproximada, os níveis de conforto associados a cada velocidade de circulação.
Esta análise pressupôs a determinação do valor da flecha vertical máxima provocada pela passagem do comboio (δ), tendo sido obtido um deslocamento na ordem dos 15.2 cm. Consultando o gráfico apresentado no ponto A2.4.4.3.2 do anexo A2, resultaram as conclusões apresentadas no quadro V.

Quadro V – Níveis de conforto

Nível de conforto			
parâmetros	Muito Bom	Bom	Aceitável
L/δ	725	942	1449
Velocidade *(km/h)*	220	250	300

Alta velocidade

O estudo associado à circulação de comboios implica uma análise dinâmica sempre que a velocidade de projecto excede os 200 km/h, limite a partir do qual a regulamentação impõe a consideração dos efeitos inerentes à alta velocidade.
Em termos gerais, os problemas associados à ressonância podem acentuar-se, de acordo com o amortecimento da estrutura, ξ. Por outro lado, o amortecimento da estrutura é função da dimensão do vão; para pontes metálicas de grandes vãos, como é o caso, o amortecimento é menor, na ordem dos 0.5%, e consequentemente é previsível que esses efeitos não sejam relevantes.

MEDIÇÃO E ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

A medição dos diferentes elementos foi efectuada tendo por base as secções definidas, indicadas nos quadros II e III, admitindo que os comprimentos dos diferentes elementos que formam a estrutura correspondem à distância teórica entre nós.
O peso resultante deste cálculo contabiliza apenas a contribuição das barras que formam a estrutura, tendo sido agravado em 7% para ter em consideração a existência de ligações e de reforços localizados, resultando assim um peso global de aproximadamente de 200 toneladas.
A estimativa orçamental foi efectuada partindo das quantidades obtidas e de preços unitários correntes, cerca de 3 €/kg, para o fabrico, transporte e montagem de perfis e de chapas, tendo-se obtido um preço global na ordem dos 600 000 €.
Este procedimento teve como objectivo principal confrontar os valores assim obtidos com valores expectáveis, obtidos para estruturas idênticas, tendo-se concluído que os valores relativos às quantidades da estrutura em análise são aceitáveis.

AGRADECIMENTOS

As autoras do presente trabalho expressam um profundo agradecimento ao Professor Mota Freitas pelos conhecimentos transmitidos, pela disponibilização de vasta bibliografia e sobretudo pelo incentivo prestado ao longo de todo o trabalho.
Manifestam também uma palavra de apreço à Engenheira Alexandra Cruz, colaboradora do Gabinete ETEC, à Engenheira Joana Delgado e ao Engenheiro Miguel Azenha, pelo apoio dado no âmbito do cálculo automático.
Agradecem ainda à professora Elsa Caetano, pelas orientações concedidas no domínio da análise dinâmica.

REFERÊNCIAS

[1] Professor Mota Freitas, Pré-dimensionamento de pontes ferroviárias metálicas de um só tramo
[2] Manuscrito referente à ponte de Meimôa realizado pelo Professor Mota Freitas
[3] Estudo prévio referente à ponte de Meimôa realizado pelo Professor Mota Freitas
[4] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
[5] Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios
[6] Eurocódigo 3
[7] Eurocódigo 1
[8] EN 1990 - Annex A2
[9] Rondal, J.; Würker, K. –G; Dutta, D.; Wardenier, J.; Yeomans, N.; Structural Stability of Hollow Sections. Verlag TÜV Rheinland, 1992.
[10] Dynamic Testing of High Speed Railway Brigdes realizado pelos Professores Álvaro Cunha e Elsa Caetano
[11] Catálogos de apoios Wabodec

FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA EM SECÇÕES GENÉRICAS DE BETÃO ARMADO SEGUNDO O EC2. DESENVOLVIMENTO DE UMA APLICAÇÃO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

Bruno Trindade dos Santos

Hélder David Fernandes Miranda

Hélder Sepúlveda da Costa

SUMÁRIO

Com o presente trabalho pretende-se estudar o problema da flexão composta desviada em secções genéricas de betão armado à rotura de acordo com as novas disposições do Eurocódigo 2 [1]. Com este objectivo foi desenvolvida uma aplicação de cálculo automático que permite resolver problemas quer de verificação da capacidade resistente, quer de dimensionamento em secções de geometria quaisquer com recurso inclusive a aço pré-esforçado. O desenvolvimento de tabelas adimensionalizadas revelou-se desnecessário uma vez que é simples adaptar ao EC2 [1] as tabelas e ábacos existentes baseadas no REBAP [2].

1 – INTRODUÇÃO

O cálculo orgânico de secções de betão armado e pré-esforçado pode ser abordado de uma forma genérica como a formulação de um sistema de equações correspondente ao equilíbrio estático da peça.

$$\begin{cases} \sum N = 0 \\ \sum M_x = 0 \\ \sum M_y = 0 \end{cases} \quad (1)$$

No âmbito do presente trabalho são sempre consideradas como incógnitas a inclinação do eixo neutro e o tipo de ruptura que ocorre na secção, definidas com recurso a duas variáveis, β e D respectivamente. É necessário escolher uma terceira incógnita, que pode ser a área total de aço a dimensionar ou um dos esforços resistentes, dado que o sistema possui três equações.

Uma vez que as equações que constituem o sistema (1) não são lineares, utiliza-se um método iterativo para a sua resolução numérica através de aproximações sucessivas (Método de Newton-Raphson) [3].

No âmbito do software desenvolvido apenas é necessário criar uma subrotina que fornece os três desequilíbrios (ΔN, ΔM_x, ΔM_y) e juntá-la ao programa genérico de resolução de um qualquer sistema de equações não lineares. Os referidos desequilíbrios são calculados a partir das resultantes das tensões nos dois materiais e respectivos pontos de aplicação para cada conjunto de valores das incógnitas.

Assim, fornecendo ao programa as características dos materiais utilizados bem como os contornos da secção e posicionamento das armaduras, obtêm-se os esforços resistentes ou área total de aço necessária.

1.1 – Enquadramento do estudo

Neste trabalho é apenas abordada a verificação do estado limite último de resistência apesar de numa situação real de projecto, para se garantir a segurança, seja necessário verificar os estados limites de encurvadura, fendilhação e deformação.

1.2 – Estado limite último de resistência

A verificação de segurança em relação ao estado limite último de resistência deve, em geral, ser feita em relação aos esforços e consiste em satisfazer a condição (2), sendo S_d o valor de cálculo do esforço actuante e R_d o valor de cálculo do esforço resistente [4].

$$S_d \leq R_d \tag{2}$$

Os valores de cálculo dos esforços actuantes são determinados através de um conjunto de combinações de acções, admitindo elasticidade perfeita dos materiais, afectadas de um coeficiente de segurança (γ_g para acções permanentes e γ_q para acções variáveis) [5]. Estes coeficientes de segurança estão regulamentados e indicados no Quadro I.

Quadro I – Coeficientes parciais de segurança em E.L.U..

	Acções permanentes γ_g	**Acções variáveis** γ_q	**Pré-esforço** γ_p
Efeito favorável	1.00	0.00	1.00
Efeito desfavorável	1.35	1.50	1.00

Para o cálculo do esforço actuante devem ser consideradas as combinações de acções cuja actuação simultânea seja verosímil e que produzam na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

Em geral tem-se

$$S_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^{n} \Psi_{0j} S_{Qjk} \right] \tag{3}$$

sendo

S_{Gik} – valor característico do esforço resultante de uma acção permanente.

S_{Q1k} – valor característico do esforço resultante da acção variável considerada como acção base da combinação.

S_{Qjk} – valor característico do esforço resultante de uma acção variável distinta da acção base.

γ_{gi} – coeficiente de segurança relativo às acções permanentes.

γ_{qi} – coeficiente de segurança relativo às acções variáveis.

ψ_{0j} – coeficiente ψ correspondentes à acção variável de ordem j.

Os valores de cálculo dos esforços resistentes devem ser determinados com base numa teoria do comportamento a partir das propriedades dos materiais que constituem a estrutura, convenientemente quantificadas para atender à segurança requerida. Estes valores são calculados a partir do valor característico da resistência dos materiais reduzidos de um factor γ_m, cujos valores estão indicados no Quadro II.

Quadro II – Coeficientes parciais relativos aos materiais para E.L.U..

Situações de projecto	**Betão** γ_c	**Aço para armaduras passivas** γ_s	**Aço de pré-esforço** γ_s
Persistente	1.50	1.15	1.15

2 – DESCRIÇÃO DO MODELO

2.1 – Definição da secção

O modelo aplica-se a uma secção qualquer, a qual deve estar definida pelos vértices constituintes dos polígonos que a delimitam e pela respectiva posição das armaduras. Estas coordenadas podem ser apresentadas segundo um qualquer referencial cartesiano, tendo em atenção que os esforços são aplicados na origem do mesmo. São considerados como positivos os esforços axiais de tracção e os momentos que possuam o respectivo vector na direcção dos eixos, segundo a regra do "saca-rolhas". São consideradas positivas as extensões de alongamento.

2.2 – Características dos materiais

2.2.1 – Betão

No modelo utilizado o betão apenas resiste à compressão e as suas características de resistência e de deformação são as indicadas na Tabela 3.1 do EC2 [1]. As relações tensões-extensões de cálculo são representadas por um diagrama parábola-rectângulo (Figura 1) definido pelas expressões (4) e (5).

$$\begin{cases} \sigma_c = f_{cd}\left[1-\left(1-\dfrac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] & \text{para} \quad 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} \\ \sigma_c = f_{cd} & \text{para} \quad \varepsilon_{c2} \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2} \end{cases} \tag{4}$$

em que

$$f_{cd} = \alpha_{cc}\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{5}$$

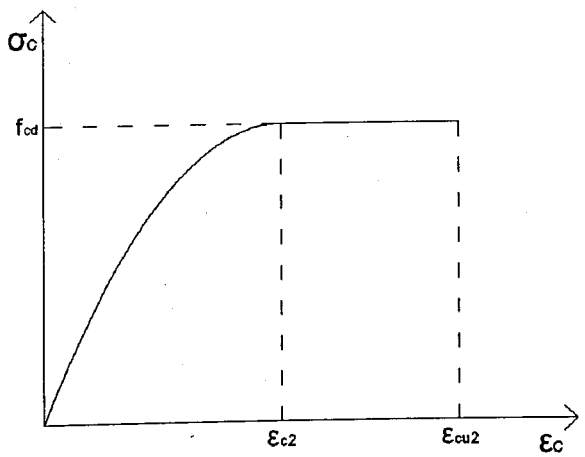


Figura 1 – Relação tensões-extensões do betão.

2.2.2 – Aço para armaduras passivas e pré-esforço

As características dos aços (extensões últimas) são as indicadas pelos fabricantes e foi considerado, para efeito de cálculo, o diagrama simplificado bilinear (Figura 2).

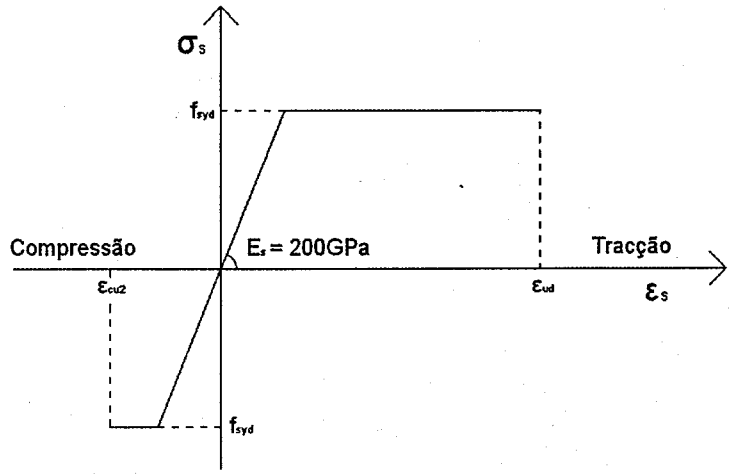


Figura 2 – Diagrama bilinear.

2.3 – Equações de equilíbrio

Para satisfazer a condição de dimensionamento em E.L.U. é necessário resolver o sistema (1), que pode ser traduzido pelo seguinte sistema de equações não lineares.

$$\begin{cases} N = \sum F_c + \sum F_s + \sum F_p \\ M_x = \sum F_{ci}\, z_{cxi} + \sum F_{sj}\, z_{sxj} + \sum F_{pk}\, z_{pxk} \\ M_y = \sum F_{ci}\, z_{cyi} + \sum F_{sj}\, z_{syj} + \sum F_{pk}\, z_{pyk} \end{cases} \tag{6}$$

As incógnitas são o domínio (*D*), a inclinação do eixo neutro (ß) e, em alternativa, um esforço resistente (N, M_x, M_y) ou a área total de aço (A_s).

2.3.1 – Domínios de deformação (*D*)

Para a definição do domínio de deformação optou-se pela utilização de uma variável real *D*. Esta toma valores entre um e quatro, representando cada valor inteiro a transição entre diferentes tipos de rotura [6].

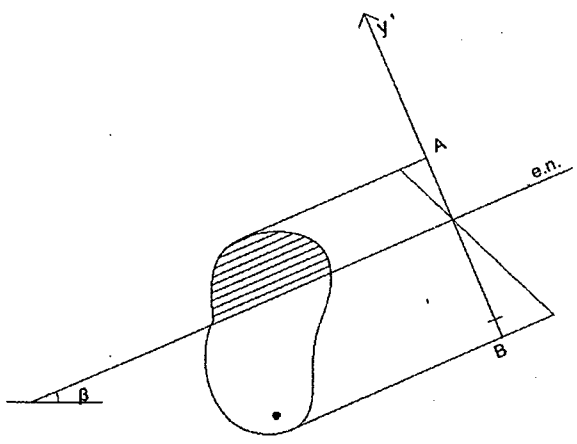


Figura 3 – Secção genérica com diagrama de extensões.

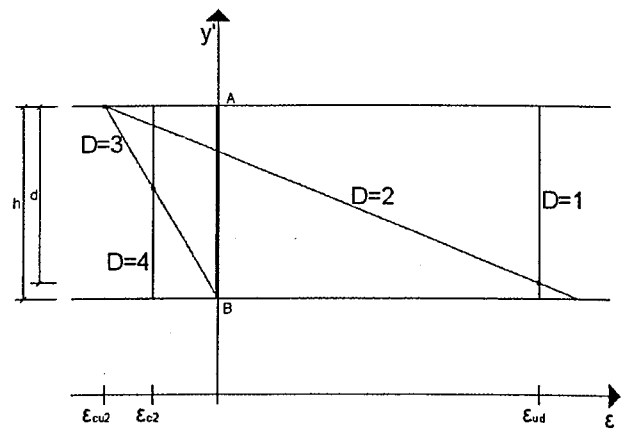


Figura 4 – Diagrama dos domínios de deformação.

O domínio 1 é aquele onde a rotura ocorre por tracção simples da secção, quando esta atinge a extensão última do aço. O domínio 2 ocorre quando as extensões da secção atingem os valores últimos tanto na zona comprimida como na traccionada. O domínio 3 marca o ponto em que a secção passa a estar toda sujeita a

compressão. Finalmente, o domínio 4 corresponde à rotura por compressão simples, estando limitada neste caso à extensão última de compressão do betão.

No Quadro III são apresentados os valores das extensões para cada valor inteiro de *D*.

Quadro III – Domínios de deformação.

D	$e_{c,min}$	$e_{c,max}$
1	e_{ud}	e_{ud}
2	e_{cu2}	*K*
3	e_{cu2}	*0.0*
4	e_{c2}	e_{c2}

em que $$K = \frac{(-\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{ud})}{d} h + \varepsilon_{cu2} \qquad (7)$$

Para outro qualquer valor do domínio as correspondentes extensões, $e_{c,inf}$ e $e_{c.sup}$, podem ser obtidas por interpolação linear, entre cada um dos domínios definidos no Quadro III. Apresenta-se em seguida a forma de cálculo para cada um dos domínios.

Extensão na fibra superior

$$D:1 \rightarrow 2 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_{c,\sup} = \varepsilon_{ud} - (\varepsilon_{ud} + \varepsilon_{cu2})(D-1) \qquad (8)$$

$$D:2 \rightarrow 3 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_{c,\sup} = \varepsilon_{cu2} \qquad (9)$$

$$D:3 \rightarrow 4 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_{c,\sup} = \varepsilon_{cu2} - (\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2})(D-3) \qquad (10)$$

Extensão na fibra inferior

$$D:1 \rightarrow 2 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_{c,\inf} = \varepsilon_{ud} + (K - \varepsilon_{ud})(D-1) \qquad (11)$$

$$D:2 \rightarrow 3 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_{c,\inf} = K - K(D-2) \qquad (12)$$

$$D:3 \rightarrow 4 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_{c,\inf} = \varepsilon_{cu2}(D-3) \qquad (13)$$

2.3.2 – Força do betão (F_c)

A força e os momentos correspondentes ao funcionamento mecânico da parte não fendilhada do betão resultam da actuação de um campo de tensões sobre o mesmo. De acordo com as hipóteses admitidas, a força e momento podem ser calculados com base nos seguintes integrais de superfície (14, 15 e 16) sobre a região não fendilhada, em que M_y, M_x e F_x representam o momento segundo o eixo Oy, o momento segundo o eixo Ox e o esforço axial respectivamente.

$$M_y = -\int_A x\, \sigma(y)\, dA \qquad (14)$$

$$M_x = \int_A y\, \sigma\, dA \qquad (15)$$

$$F_x = \int_A \sigma\, dA \qquad (16)$$

De acordo com o algoritmo desenvolvido, é efectuada uma mudança de coordenadas dos pontos definidores da secção do sistema de eixos xOy para um novo sistema de eixos x_2Oy_2, em que a direcção do eixo Ox_2 coincide precisamente com a direcção do eixo neutro, permitindo assim que o campo de tensões varie apenas segundo o eixo Oy_2. Em seguida é utilizado um algoritmo que permite decompor a secção de betão (definida

de acordo com uma estrutura de dados própria) em regiões triangulares. Para cada um desses triângulos o valor de cada um dos três integrais é calculado recorrendo a expressões exactas. Simultaneamente é efectuado o somatório dos resultados obtidos em cada triângulo, obtendo-se assim o valor dos momentos e esforço axial no sistema de eixos x_2Oy_2. Estes resultados são por fim convertidos para o sistema de eixos inicial xOy.

Convém referir ainda que as expressões exactas para cálculo dos integrais em domínios triangulares e deduzidas recorrendo a software de cálculo matemático simbólico [7] só são válidas tendo em consideração que o campo de tensões apenas é função de uma variável, daí se justifica a necessidade de se fazer uma mudança do sistema de coordenadas.

2.3.3 – Força das armaduras ordinárias (F_s)

A força aplicada nas armaduras ordinárias pode ser quantificada através da respectiva extensão. Para tal é necessário saber se estas estão plastificadas ou se ainda se encontram em regime elástico. Assim tem-se que

$$F_s = \begin{cases} E_s\,\varepsilon_s\,A_s & \text{se} \quad \varepsilon_s \le \dfrac{f_{syd}}{E_s} \\ f_{syd}\,A_s & \text{se} \quad \varepsilon_s > \dfrac{f_{syd}}{E_s} \end{cases} \tag{17}$$

2.3.4 – Força das armaduras de pré-esforço (F_p)

A força correspondente ao pré-esforço é composta por duas parcelas, uma devida à tensão aplicada inicialmente e outra causada pela variação de extensão (acréscimo de tensão do pré-esforço efectivo). Tendo em atenção que o pré-esforço aplicado está na sua totalidade do lado da resistência e que se trata de um dimensionamento ou verificação de uma estrutura hiperestática, no momento actuante (M_{sd}) deve ser adicionada a parcela correspondente ao momento de pré-esforço hiperestático.

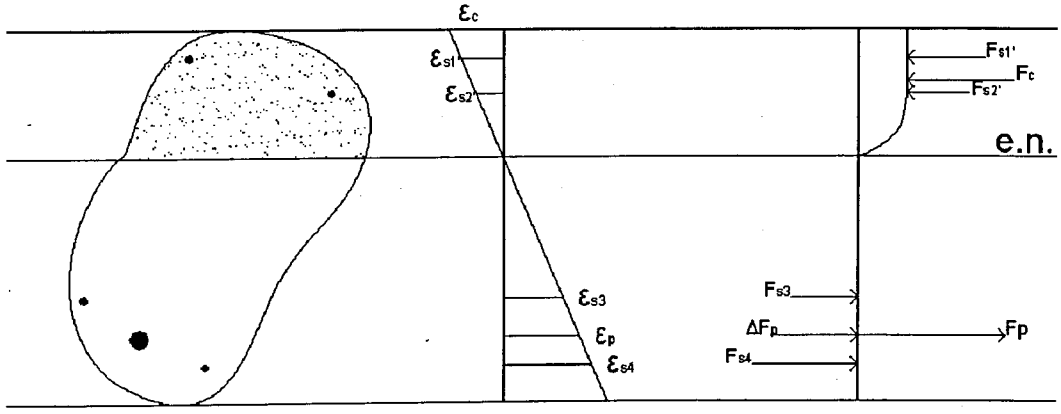


Figura 5 – Forças internas de uma secção.

2.3.5 – Resolução do sistema

Para a resolução do sistema, tendo em conta que se trata de um estudo em regime não linear, recorre-se a um processo iterativo baseado no método de Newton-Raphson auxiliado por um processo de "line search" [3].

O sistema de equações não lineares (7) pode ser escrito na sua forma mais simples

$$g(x) = 0 \tag{18}$$

Desenvolvendo-se a equação numa série de Taylor e considerando apenas os dois primeiros termos, obtém-se

$$g(x)^{r+1} \cong g(x)^r + g'(x)^r \Delta x^r \tag{19}$$

Adoptando-se um valor inicial x^0 e conhecida a derivada da função, pode-se chegar a um valor mais próximo da solução recorrendo à seguinte expressão

$$x^{r+1} = x^r + \alpha \Delta x^r \tag{21}$$

em que *a* é o parâmetro de "line search" que varia entre 0 e 1 e minimiza $g(x)^{r+1}$.

4 – PROGRAMA

O programa de computador desenvolvido calcula um esforço resistente (N, M_x ou M_y) ou a área total de armadura (ordinária e de pré-esforço) em Estado Limite Último numa secção de geometria qualquer [8].

De forma a facilitar a utilização do programa por um maior número de pessoas, foi desenvolvida uma interface gráfica para a introdução dos dados das secções (Figura 6). Para as secções mais correntes (rectangulares, em T e circulares), a interface gráfica já contem caixas de diálogo que facilitam a introdução dos dados das secções. Para as restantes secções é necessário preparar um conjunto de dados em formato TXT (Figura 7). Este ficheiro é lido pelo programa, sendo o seu conteúdo imediatamente representado em modo gráfico. Em seguida é possível continuar a utilizar a interface gráfica para definir os esforços actuantes e/ou a área total de armadura, seguindo-se a fase de cálculo das incógnitas.

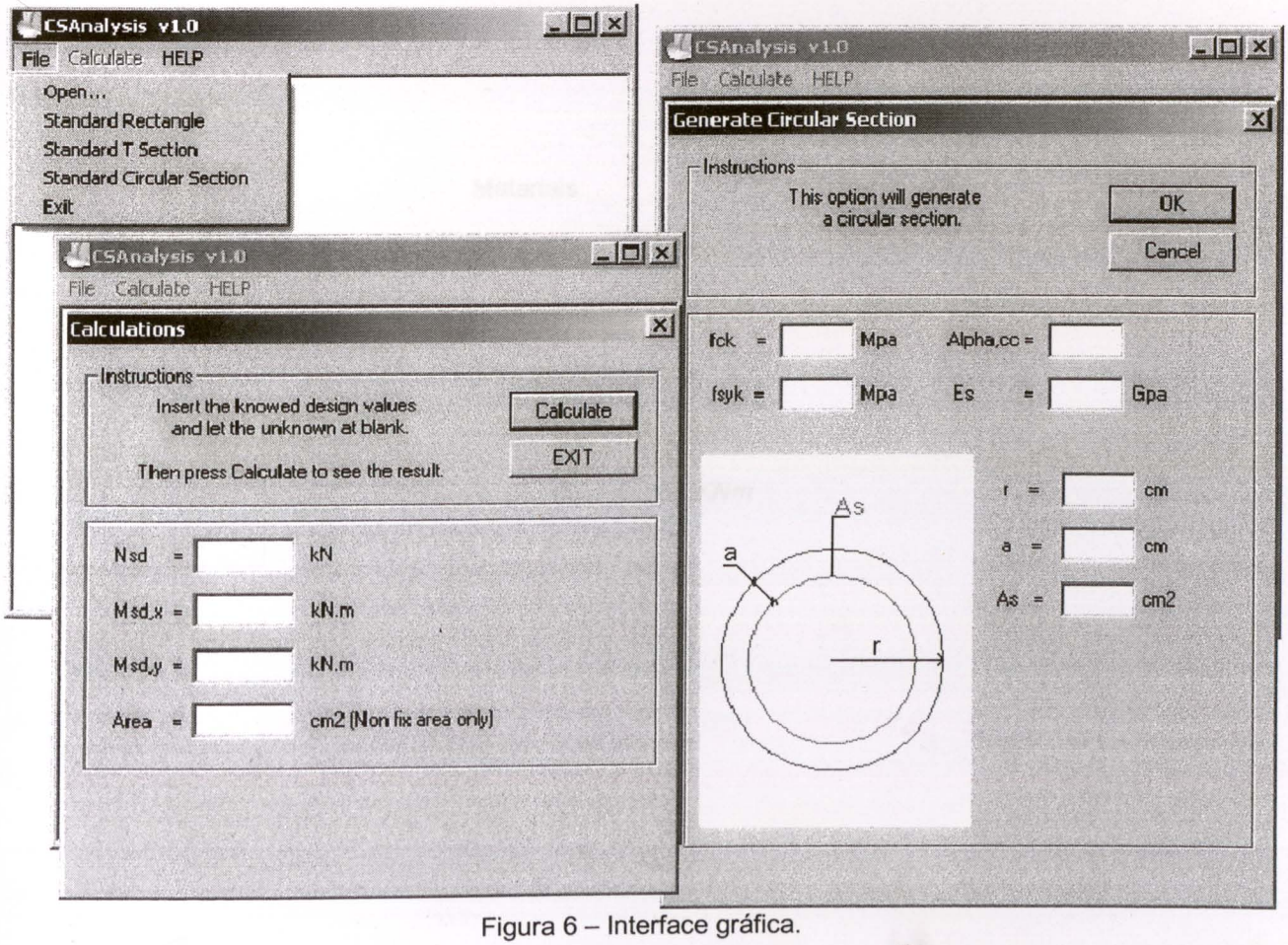


Figura 6 – Interface gráfica.

Como já foi referido anteriormente o software desenvolvido destina-se ao cálculo de uma secção qualquer de betão armado e pré-esforçado. Uma vez que o leque de secções correntes ainda é bastante reduzido, é necessário recorrer à mais genérica ferramenta fornecida pelo programa, um ficheiro de dados TXT (Figura 7), que caracteriza qualquer tipo de secção.

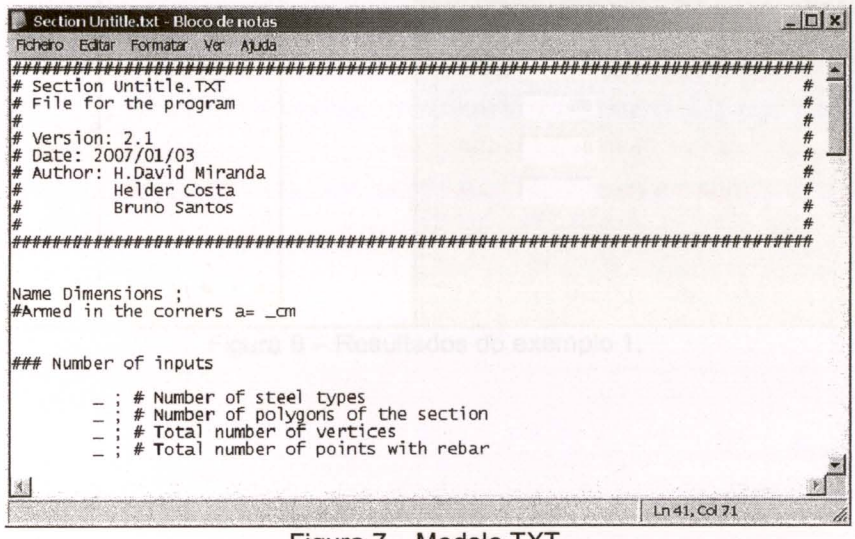
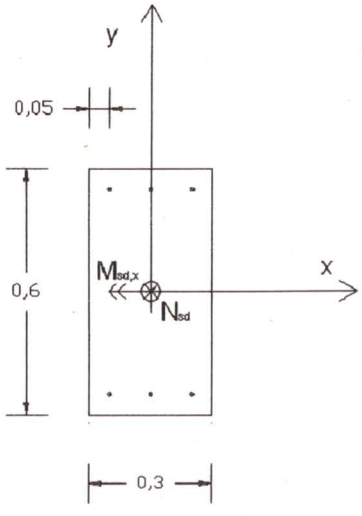


Figura 7 – Modelo TXT.

5 – EXEMPLOS

5.1 – Exemplo 1

Secção rectangular



Materiais

Betão – C20/25

Aço – A400 (75% na face inferior e 25% na superior)

Esforços actuantes

N_{sd} = -500 *KN*

$M_{sd,x}$ = -250 *KNm*

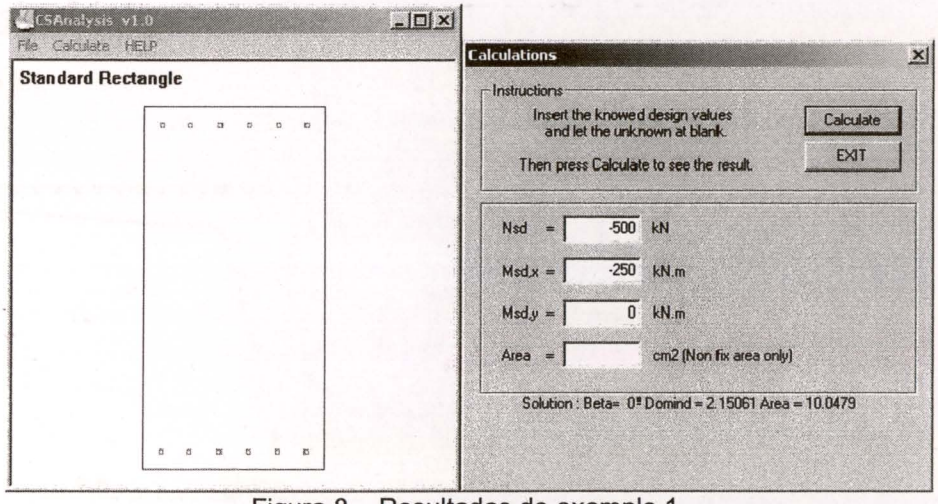
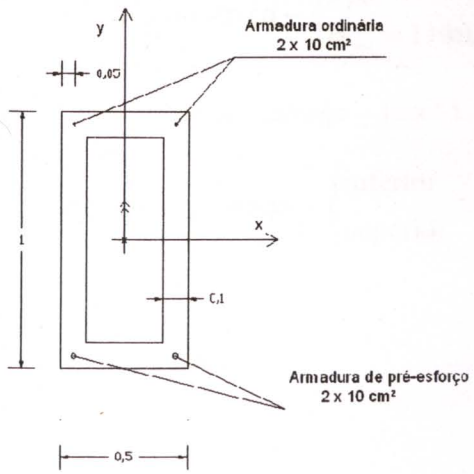


Figura 8 – Resultados do exemplo 1.

5.2 – Exemplo 2

Viga oca com pré-esforço [6].



Materiais

Betão – C25/30

Aço – A400

Aço de pré-esforço – $\begin{cases} f_{pud} = 1423MPa \\ \sigma_{p\infty} = 1067MPa \end{cases}$

Esforços Actuantes

$M_{sd,y}$ = 50 *KNm*

N_{sd} = -50 *KN*

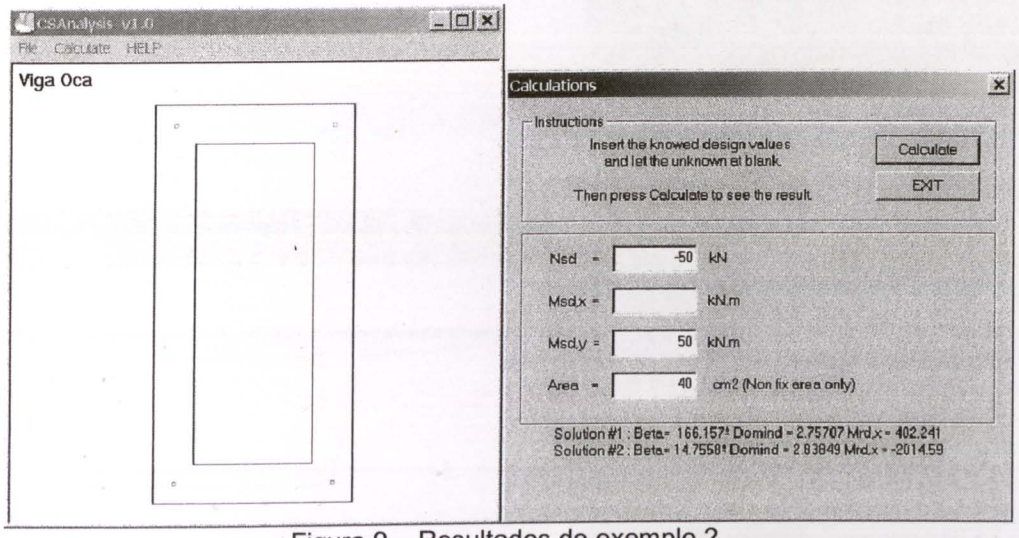
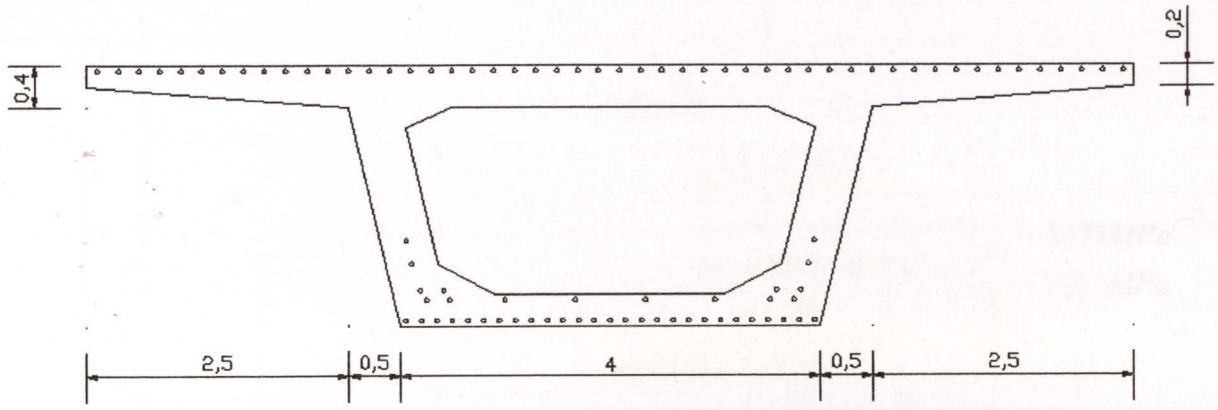


Figura 9 – Resultados do exemplo 2.

5.3 – Exemplo 3

Viga em caixão [6].



Materiais

Betão – C25/30

Aço – A400

Aço de pré-esforço – $\begin{cases} f_{pud} = 1452.2MPa \\ \sigma_{p\infty} = 1100MPa \end{cases}$

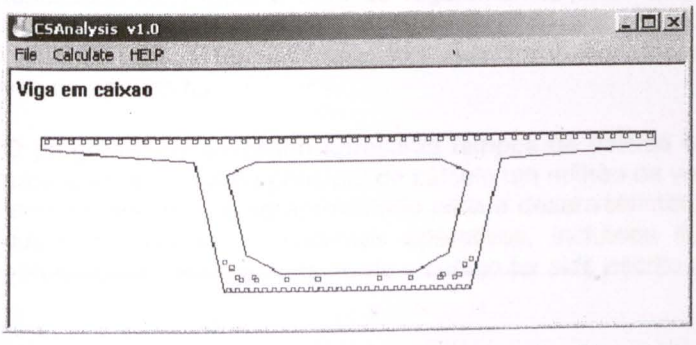
Armadura de pré-esforço – 16 x 11.16cm^2

Armaduras passivas – $\begin{cases} \text{inferior} & - & 27\phi 16 \\ \text{superior} & - & 50\phi 10 \end{cases}$

Esforços actuantes

$M_{sd,y}$ = 50 *MNm*

N_{sd} = *0 KN*



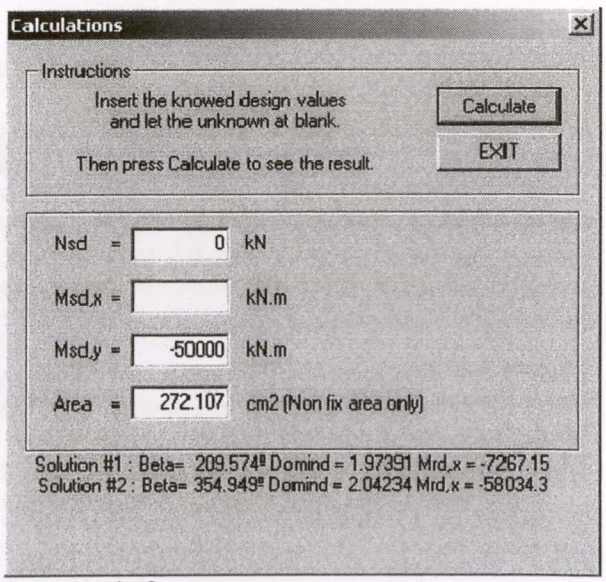
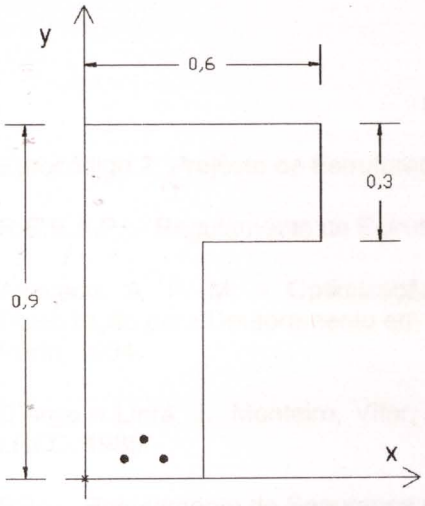


Figura 10 – Resultados do exemplo 3.

5.4 – Exemplo 4

Viga em L invertido com pré-esforço [6].



Materiais

Betão – C25/30

Aço de pré-esforço – $\begin{cases} f_{pud} = 1423MPa \\ \sigma_{p\infty} = 1067MPa \end{cases}$

Esforços actuantes

$M_{sd,x}$ = 1000 *KNm*

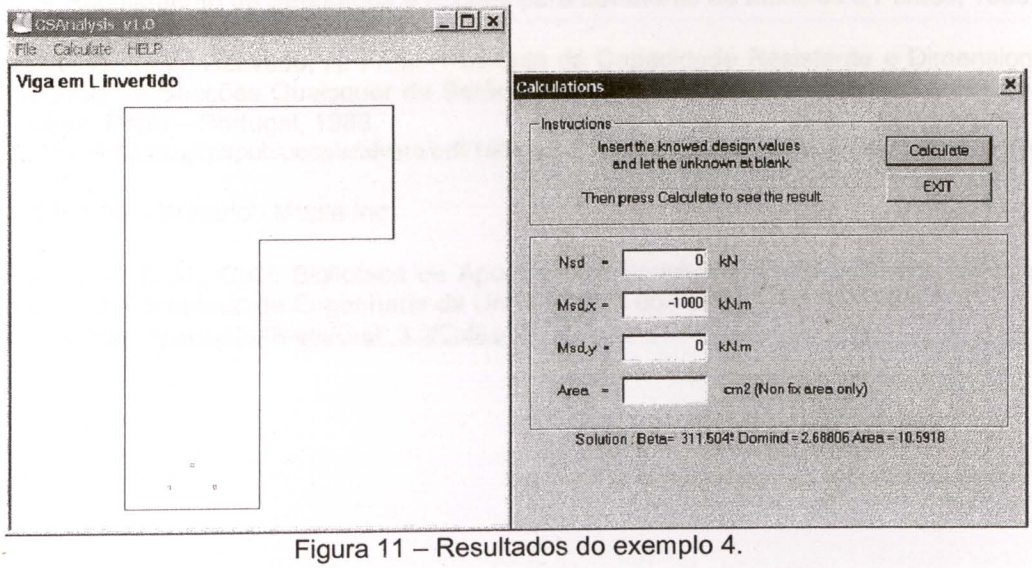


Figura 11 – Resultados do exemplo 4.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após uma análise comparativa entre o REBAP e o EC2, tendo mais uma vez em atenção que apenas é efectuado o estudo em Estado Limite Último de resistência, pode concluir-se que para classes de betão inferiores ou iguais a C50/60 e se for adoptado o parâmetro de redução da capacidade resistente do betão fendilhado (a_{cc}) igual a 0.85 os regulamentos são equivalentes, podendo assim continuar a utilizar-se as tabelas ou ábacos baseadas no REBAP. O mesmo se pode dizer no caso de se utilizar a_{cc} diferente de 0.85, bastando para tal que as expressões que envolvam o parâmetro f_{cd}, sejam avaliadas utilizando f_{cd} a_{cc} */0.85* em vez de apenas f_{cd}.

O programa desenvolvido apresenta tempos de cálculo extremamente baixos (com processador de 1.7GHz para executar a rotina principal de cálculo um milhão de vezes foram necessários apenas 80 segundos). Pode também ser facilmente aproveitado para o desenvolvimento de aplicações mais complexas e ser adaptado a outras plataformas e sistemas operativos, incluindo máquinas de calcular (TI-90 e Voyage200). Esta portabilidade deve-se ao facto de o código ter sido escrito numa linguagem bastante divulgada (ANSI-C).

7 – AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Professor Álvaro Azevedo, não só pela sua disponibilidade e dedicação mas também por todo o entusiasmo e rigor científico que nos soube incutir em todas as fases do projecto.

8 – REFERÊNCIAS

[1] – Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios.

[2] – R.E.B.A.P. – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983.

[3] – Azevedo, A. F. M. – Optimização de Estruturas com Comportamento Linear e Não Linear, Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994.

[4] – D'Arga e Lima, J.; Monteiro, Vítor; Mun, Mary – Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão, LNEC, 1985.

[5] – RSA – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983.

[6] – Ferreira, A. E. V.; Azevedo, A. F. M. – Cálculo da Capacidade Resistente e Dimensionamento de Armaduras de Secções Quaisquer de Betão Armado e Pré-esforçado Sujeitas a Flexão Composta Desviada, Porto – Portugal, 1988.
URL: http://civil.fe.up.pt/pub/people/alvaro/pdf/1988_ENEPE_Calc_Armad_Sec_Quaisquer_Flex_Desv.pdf

[7] – MAPLE 7.00 – Waterloo Maple Inc.

[8] – Azevedo, A. F. M., Cutil: Biblioteca de Apoio ao Desenvolvimento de Software em Linguagem C, Versão 3.0, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Julho de 1996.
URL: http://civil.fe.up.pt/Software/Cutil_3.0/Cutil.pdf

ESTUDO COMPARATIVO DA ACÇÃO DO VENTO NO RSA E NO EC1

Ana Isabel Carvalho Fernandes

Mara Fábia Farinha de Andrade

Raquel Gabi Oliveira Freitas

1 - SUMÁRIO

O presente trabalho estuda a acção do vento em edifícios, comparando os procedimentos e os esforços gerados do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) com os do Eurocódigo 1 (EC1). São focados os principais aspectos da quantificação e forma de aplicação da acção do vento em estruturas e confrontados os aspectos que validam tais análises.

2 - INTRODUÇÃO

O movimento da massa de ar, que gera a acção do vento, deriva das diferenças de pressão atmosférica entre duas zonas distintas e é influenciado por efeitos locais como a orografia e a rugosidade do solo. Essas diferenças de pressão têm origem térmica, estando directamente relacionadas com a radiação solar e os processos de aquecimento das massas de ar.
A interacção entre a massa de ar em movimento e as edificações resulta em pressões actuando nas suas superfícies, pelo que é necessário dotar as estruturas de elementos resistentes a esses efeitos e é conveniente assegurar uma solidez global de cada estrutura por via de um aumento da sua hiperestaticidade.

3 – ANÁLISE DO RSA

3.1- Zonamento do território

O parcelamento do território está feito em duas zonas - Zonas A e B – baseando-se na análise de registos meteorológicos existentes que permitiram atribuir cada zona probabilidades semelhantes de ocorrência das distintas intensidades de vento. A zona A remete para a generalidade do território de Portugal, na zona B agrupando-se os territórios dos Açores e Madeira, a faixa costeira numa largura de 5 km, os locais com altitude superior a 600m e ainda os locais situados na zona A que estejam sujeitos a uma exposição ao vento particularmente desfavorável.

3.2- Rugosidade Aerodinâmica do solo

Dado que a existência, dimensões e distribuição dos obstáculos a serem ultrapassados afecta a acção do vento a considerar, o RSA distingue duas rugosidades aerodinâmicas do solo. A rugosidade do tipo I existe no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte. A rugosidade do tipo II é atribuída os restantes locais, nomeadamente às zonas rurais e à periferia de zonas urbanas.

3.3- Quantificação da acção do vento

A acção que o vento exerce sobre as estruturas depende então da velocidade do vento, pelo que é necessário estabelecer os valores característicos e reduzidos dessa velocidade em função da altura acima do solo.

3.3.1- Velocidade média do vento

Referida a intervalos de 10min, a velocidade média do vento é determinada segundo a altura acima do solo.

3.3.2- Valores característicos da velocidade média

O valor característico da velocidade média do vento à altura h acima do solo é dado pela seguinte expressão:

$$v = v_0 \left(\frac{h}{h_0} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \qquad (1)$$

onde v é a velocidade do vento em m/s, h é altura acima do solo em m, h_0 é a altura em que deixa de se fazer sentir a rugosidade do solo, estabelecida como sendo 10 m de altura, v_0 é a velocidade do vento à altura h_0, igual a 18 m/s para solos de rugosidade do tipo I e a 25 m/s para solos do tipo II, e α é um parâmetro função da rugosidade do solo, sendo 1/α igual a 0,28 para solos de rugosidade do tipo I e igual a 0,20 para solos do tipo II.
Observe-se que, dada a imprecisão da definição das velocidades do vento na vizinhança imediata do solo, se deve admitir um valor constante da velocidade do vento de 20 m/s até a uma altura de 15 m em solos de rugosidade tipo I, e de 25 m/s para alturas até 10 m em solos de rugosidade tipo II.

3.3.3- Influência da turbulência

Para ter em consideração as flutuações da velocidade resultantes da turbulência do escoamento, na expressão corresponde à velocidade média do vento, apresentada em (1) e referida a intervalos de tempo de 10 minutos, o RSA prevê a adição de uma parcela de valor constante e igual a 14 m/s independentemente da rugosidade.

3.3.4- Influência da zona

Tendo por base as duas zonas especificadas anteriormente, o RSA estabelece que os valores para a velocidade média do vento na zona B se obtêm aumentando em 10% os correspondentes valores na zona A.

Quadro I - Valor característico da velocidade média do vento (m/s).

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="3"></th><th colspan="2">Zona A</th><th colspan="2">Zona B</th></tr>
<tr><th colspan="2">Rugosidade</th><th colspan="2">Rugosidade</th></tr>
<tr><th>Tipo I</th><th>Tipo II</th><th>Tipo I</th><th>Tipo II</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Altura (m)</td><td>≤10</td><td>$v_a = 20 + 14$</td><td>$v_a = 25 + 14$</td><td rowspan="3">$v_b = 1.1 \cdot v_a$</td><td rowspan="3">$v_b = 1.1 \cdot v_a$</td></tr>
<tr><td>10< h ≤15</td><td>$v_a = 20 + 14$</td><td rowspan="2">$v_a = 25\left(\frac{h}{10}\right)^{0.20} + 14$</td></tr>
<tr><td>>15</td><td>$v_a = 18\left(\frac{h}{10}\right)^{0.28} + 14$</td></tr>
</table>

Há ainda que ter em consideração que estes valores devem ser multiplicados por √1,3 para estruturas com simetria de revolução ou estruturas cuja resistência nas diversas direcções seja proporcionada à acção do vento nessas direcções, traduzindo um acréscimo de 14% em tais situações.

3.4- Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados

A altura a considerar depende da orografia do terreno envolvente. Se o local de implantação do edifico em estudo tiver uma cota constante, a altura a considerar é a altura do próprio edifício, mas no caso de edificações implantadas em terrenos inclinados, ou na sua vizinhança, a altura acima do solo a considerar deve ser determinada a partir da linha a tracejado da figura 1. No caso de ser tg θ ≤ 0,3, o nível de referência coincide com o próprio terreno.

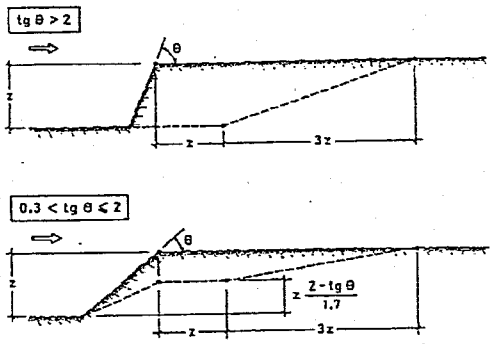


Figura 1 – Altura acima do solo a considerar no caso de terrenos inclinados.

3.5- Determinação dos efeitos da acção do vento

Conhecidas as características do vento, a determinação das suas acções sobre uma dada estrutura pode ser efectuada por meio de métodos analíticos ou experimentais, eventualmente com estudo dos efeitos aeroelásticos na estrutura. Para os casos correntes, pode também ser usado um método simplificado aplicando directamente uma pressão estática na superfície da estrutura. A pressão estática é obtida multiplicando a pressão dinâmica do vento, w_k, função da velocidade do vento, pelos adequados coeficientes de forma, que caracterizam as formas aerodinâmicas da estrutura. A conjugação destes dois factores, através da expressão em (2), fornece o valor da pressão do vento nas fachadas da estrutura e ao longo da altura desta.

$$p = w_k \times \delta \tag{2}$$

onde: p - pressão estática - variável conforme a altura.
w_k - pressão dinâmica - variável conforme a altura.
δ - coeficiente de forma - variável conforme a geometria do edifício.

Esta simplificação adoptada não pode ser aplicada em estruturas de frequências próprias de vibração muito baixas, nomeadamente inferiores a 0,5 Hz, ou em estruturas susceptíveis de instabilidade aerodinâmica ou de vibrações significativas na direcção perpendicular à actividade do vento, por não traduzirem resultados satisfatórios, sendo necessário um estudo específico para estas situações.

3.6- Pressão dinâmica do vento

A quantificação da pressão dinâmica do vento é em geral conseguida por meio de métodos analíticos. A acção do vento sobre a estrutura depende da velocidade deste e é determinada segundo a equação de *Bernoulli*, em (3), admitindo um escoamento em pressão em regime permanente.

$$Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = const. \tag{3}$$

A tradução gráfica desta equação é apresentada na figura 2.

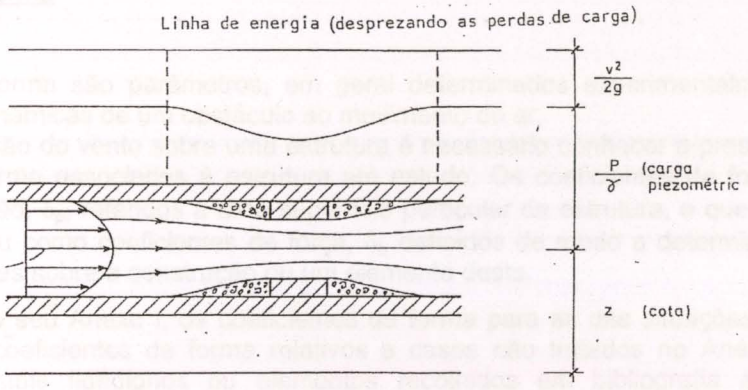


Figura 2 – Escoamento em pressão em regime permanente.

Considerando dois pontos A e B à mesma cota, *z*, e considerando nula a velocidade no ponto junto à superfície, consegue chegar-se à equação da pressão dinâmica do vento:

$$w_k = 0.6125v^2 \quad (4)$$

com a velocidade, *v*, e a pressão dinâmica, w_k, expressas em m/s e em N/m^2, respectivamente.

A figura 3 representa a lei da variação da pressão dinâmica do vento em função da altura acima do solo e do tipo de rugosidade do local na zona A do território nacional.

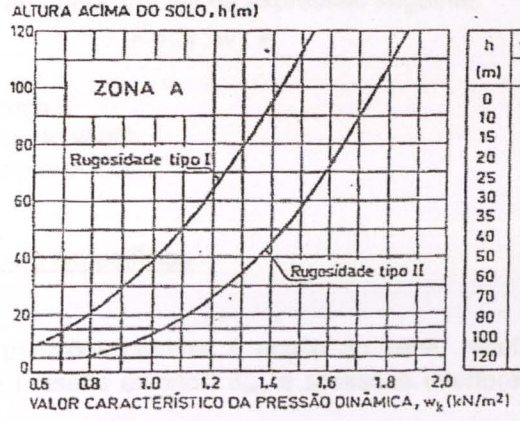
Para os locais situados na zona B, os valores característicos da pressão dinâmica do vento, w_k, são 20% superiores aos graficamente apresentados para a zona A, portanto:

$$w_k \text{ (zona B)} = w_k \text{ (zona A)} \times 1.2 \quad (8)$$

Esta relação explica-se por a velocidade da zona B ser em média superior em 10% à da zona A, e portanto a pressão dinâmica da zona B ser 20% superior à pressão dinâmica da zona A, já que o valor da velocidade surge na expressão com um expoente igual a dois.

Como está traduzido no gráfico da figura 3, a velocidade é constante para alturas inferiores a 15m, em de terrenos de rugosidade do tipo I, e para alturas inferiores a 10m, em terrenos de rugosidade do tipo II, o que se reflecte nos valores da pressão dinâmica do vento, uma vez que são função da mesma.

A tradução da pressão dinâmica encontra-se graficamente e segundo a forma de tabela na Figura 3.



h (m)	w_k (kN/m²) I	II
0	0.70	0.90
10	0.70	0.90
15	0.70	1.04
20	0.79	1.12
25	0.85	1.19
30	0.91	1.25
35	0.96	1.30
40	1.01	1.35
50	1.09	1.44
60	1.17	1.52
70	1.24	1.59
80	1.31	1.65
100	1.43	1.76
120	1.54	1.86

Figura 3 – Valor característico da pressão dinâmica, w_k (kN/m^2) para a zona A.

Quando utilizados para estruturas com simetria de revolução e de resistência proporcionada à acção do vento nas direcções a considerar, os valores tabelados devem ser multiplicados por $\sqrt{1,3}$.

3.7- Coeficientes de forma

Os coeficientes de forma são parâmetros, em geral determinados experimentalmente, que traduzem as características aerodinâmicas de um obstáculo ao movimento do ar.
Para quantificar a acção do vento sobre uma estrutura é necessário conhecer a pressão dinâmica do vento e os coeficientes de forma associados à estrutura em estudo. Os coeficientes de forma são divididos como coeficientes de pressão, δ_p, referidos a uma superfície particular da estrutura, e que permitem determinar as pressões do vento, ou como coeficientes de força, δ_f, definidos de modo a determinar directamente a força resultante das pressões sobre a construção ou um elemento desta.

O RSA apresenta, no seu Anexo I, os coeficientes de forma para as das situações mais correntes. Para o estabelecimento de coeficientes de forma relativos a casos não tratados no Anexo I, poderão utilizar-se resultados experimentais fidedignos ou elementos recolhidos em bibliografia adequada. No caso de edificações de grande importância ou de forma não usual recomenda-se a utilização de resultados obtidos directamente de ensaios em túnel aerodinâmico.

Nos casos em que sejam simultaneamente consideradas a acção da neve e a acção do vento, poderá admitir-se, por simplificação, que a presença da neve não altera as características aerodinâmicas da construção traduzidas pelos coeficientes de forma anteriormente referidos.

3.7.1- Coeficientes de pressão

Os coeficientes de pressão, δ_p, permitem determinar a pressão exercida perpendicularmente pelo vento sobre uma determinada superfície dum edifício, por via da expressão seguinte:

$$p = \delta_p \cdot w \qquad (9)$$

onde: p - pressão exercida.
δ_p - coeficiente de pressão.
w - pressão dinâmica do vento.

3.7.2- Coeficientes de força

Os coeficientes de força, δ_f, permitem determinar a força resultante das pressões do vento sobre uma determinada estrutura ou parte dela, por via da expressão seguinte:

$$F = \delta_f \cdot w \cdot A \qquad (10)$$

onde: F - força resultante.
δ_f - coeficiente de força.
w - pressão dinâmica do vento.
A - área da superfície exposta.

3.7.3- Coeficientes de pressão em edifícios

No caso de edifícios, as pressões devidas à acção do vento resultam em pressões exteriores definidas através de coeficientes de pressão exterior, δ_{pe}, e pressões interiores definidas através de coeficientes de pressão interiores, δ_{pi}.

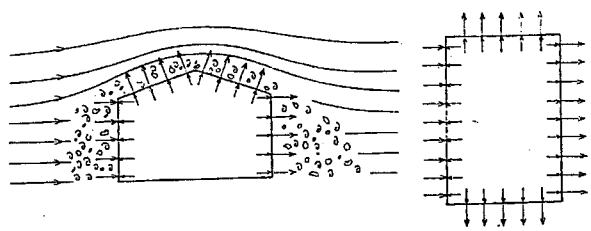


Figura 4 – Pressões devidas ao vento.

Tais coeficientes são afectados de sinal positivo ou negativo conforme equivalem a pressões ou sucções praticadas nas superfícies do elemento em estudo, equivalendo a resultante das pressões à soma vectorial de todas as pressões exercidas nestas.
De um modo geral as pressões exercidas nas superfícies da envolvente do edifício são consideradas uniformes, podendo, para as pressões exteriores, ser subdivididas em zonas de exposição distinta em eventuais situações particulares de coeficiente de pressão adequado. Também em certas zonas cingidas, designadamente junto às arestas das paredes e das coberturas, desenvolvem-se acções importantes de pressões localizadas que, no entanto, serão apenas consideradas para o dimensionamento de elementos secundários aí situados, como chapas, madres e suas ligações, no caso de tratar de coberturas, e janelas, no caso de se tratar de paredes. Estas acções devem ser consideradas no cálculo apenas se forem desfavoráveis.

3.7.3.1- Coeficientes de pressão exterior

Os coeficientes de pressão exterior, δ_{pe}, dependem da forma geométrica da construção e da direcção e sentido do vento. Estes encontram-se tabelados nos Quadros I-I a I-VI, do Anexo I do RSA, para as situações mais correntes de edifícios de planta rectangular.

3.7.3.2- Coeficientes de pressão interior

Os coeficientes de pressão interior dependem da existência de aberturas no contorno da construção e da sua distribuição.

No caso de edifícios com compartimentação interior que dificulte a livre circulação do ar, devem adoptar-se coeficientes de pressão interior ajustados a cada situação em concreto, devendo estes ser devidamente justificados, uma vez que a pressão interior variará gradualmente entre a face de barlavento e a de sotavento por escalões que dependerão do grau de permeabilidade das diferentes divisórias.

Existem ainda referenciados no RSA coeficientes de pressão associados a coberturas isoladas e a construções de forma cilíndrica e coeficientes de força em estruturas reticuladas planas isoladas, estruturas planas dispostas paralelamente, estruturas reticuladas em forma de torre, construções fechadas de forma cilíndrica ou prismática, em pontes e em perfis, fios e cabos que não serão expostos neste artigo.

4 – ANÁLISE DO EC1

4.1- Classificação do terreno por categorias

O EC1 define 5 categorias de terreno, para as quais a intensidade do vento varia: categoria 0 – mar, área costeira exposta ao mar aberto; categoria I – lagos ou áreas com vegetação desprezável e sem obstáculos; categoria II – áreas com vegetação rasteira como relva e obstáculos isolados (ex: árvores, edifícios) separados de pelo menos vinte vezes as alturas dos respectivos obstáculos; categoria III – áreas cobertas regularmente por vegetação ou edifícios ou com obstáculos isolados separados no máximo de vinte vezes as alturas dos respectivos obstáculos (ex: aldeias, terreno suburbano, florestas perseverantes); categoria IV – áreas nas quais pelo menos 15% da superfície é coberta por edifícios cuja altura média ultrapassa os 15m.

4.2- Classificação das acções do vento

A acção do vento é variável no tempo e actua directamente sobre as superfícies sob a forma de uma pressão externa, a qual, dada a porosidade da superfície externa, acaba por gerar indirectamente pressões internas. O vento pode ainda actuar directamente nas superfícies internas de estruturas com aberturas. Estas pressões actuantes em determinada área resultam em forças normais à superfície da estrutura ou às suas

componentes individuais de fachada e, eventualmente, quando as áreas de fachada varridas pelo vento são significativas, em forças de fricção actuando tangencialmente à superfície.

O efeito do vento na estrutura depende do tamanho, forma e propriedades dinâmicas da mesma. A resposta da estrutura deve ser calculada a partir da pressão de velocidade extrema (q_p), a uma altura de referência e num campo de vento constante, bem como dos coeficientes de pressão e de velocidade e do factor estrutural C_sC_d. q_p é equivalente à pressão de velocidade média acrescida da contribuição de curtas flutuações de pressão.

4.3- Velocidade do vento e pressão do vento

Tanto a velocidade do vento como a pressão associada a essa velocidade têm uma componente permanente (ou fundamental, associada ao movimento de transporte) e uma componente variável (associada a eventuais flutuações). A velocidade média v_m (componente permanente) deve ser determinada a partir da velocidade base que depende, por seu turno, do clima e da variação em altura do vento decorrente de efeitos de rugosidade e orografia. A componente flutuante do vento é representada pela intensidade de turbulência.

O valor da velocidade base do vento é obtido a partir da expressão:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \tag{11}$$

em que $v_{b,0}$ é a velocidade fundamental base do vento, correspondente ao valor característico da média das leituras em 10 minutos, realizadas 10 metros acima do nível do solo em situação de terreno plano e aberto, com vegetação rasteira como relva e obstáculos isolados separados de pelo menos vinte vezes as alturas dos respectivos obstáculos (o que corresponde a um terreno com rugosidade da categoria II) e tendo em conta efeitos de altitude se necessário, com uma probabilidade de excedência anual de 2%; é independente da direcção considerada para o vento e da época do ano; C_{dir} é o factor de direcção do vento e C_{season} é o factor de época, factores cujos valores são fornecidos no Anexo Nacional, com um valor recomendado de 1.

O valor da velocidade média a uma altura z acima do terreno é determinado usando a expressão:

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot v_b \tag{12}$$

em que: $C_r(z)$ é o factor de rugosidade do terreno que toma em consideração a variação da velocidade média do vento no local onde está implantada a estrutura de acordo com: a altura da estrutura acima do nível do solo; a rugosidade do terreno a montante da estrutura para a direcção do vento considerada; $C_0(z)$ é o factor orográfico (este factor deve ser usado quando a orografia provocar um aumento da velocidade do vento em mais de 5%). A influência de estruturas vizinhas na velocidade do vento deve ser considerada.

A intensidade de turbulência $I_v(z)$ gerada pelo vento a uma dada altura de referência z acima do terreno é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média $v_m(z)$:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{\dfrac{v_m(z)}{\ln\left(\dfrac{z}{z_0}\right) \cdot C_0(z)} \cdot k_l}{v_m(z)} = \frac{k_l}{\ln\left(\dfrac{z}{z_0}\right) \cdot C_0(z)} \quad \text{para } z_{\min} \le z \le z_{\max} \tag{13}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \text{ para } z \le z_{\min} \tag{14}$$

K_l é o factor de turbulência, tomado igual à unidade, a menos de outra especificação no Anexo Nacional.

A pressão de velocidade extrema a uma altura z, $q_p(z)$, inclui um termo fundamental e um variável e é dada pela expressão:

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = C_e(z) \cdot q_b \tag{15}$$

em que $C_e(z)$ é um factor de exposição ao vento e q_p é a pressão associada à velocidade base.

$$C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \tag{16}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \tag{17}$$

onde ρ é a densidade do ar a uma dada altitude, temperatura e pressão que se supõe na região em causa durante tempestades de vento; o seu valor exacto pode ser fornecido pelo Anexo Nacional, sendo normalmente tomado o valor 1,25 kg/m^3.

4.4- Acção do vento

A pressão externa produzida pelo vento pode ser obtida por:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (18)$$

em que z_e é a altura de referência em função do tipo de elemento estrutural. C_{pe} é o coeficiente de pressão externa e depende igualmente do tipo de elemento estrutural, bem como da área carregada.

A altura de referência, z_e, para paredes de edifícios planos e rectangulares depende da razão h/b, em que h é a altura total do edifício e b é a largura da fachada em que o vento incide directamente (fachada em estudo); é sempre o valor mais elevado dos obtidos para as diferentes partes das paredes. A altura de referência é definida de forma diferente para os três casos seguintes:

- para um edifício em que a altura h é menor que b, o edifício é considerado como um todo e z_e=h;
- um edifício em que a altura h é maior que a largura b, mas menor que 2b, deve ser considerado dividido em duas partes: uma parte inferior desde a base do edifício até uma altura igual a b em que z_e=b; e uma parte superior abrangendo a restante altura na qual z_e=h;
- um edifício em que a altura h é maior que 2b deve ser considerado dividido em três partes, incluindo: uma zona inferior compreendida entre a base do edifício e uma altura igual a b, em que z_e=b; uma zona superior que se estende, dirigida para baixo, desde o topo do edifício com uma altura igual a b, com um z_e=h; uma zona intermédia, entre as zonas superior e inferior, que pode ser dividida em faixas horizontais, com uma altura h_{strip}, com um z_e diferente para cada uma dessas faixas e a variar entre b e h.

A pressão interna produzida pelo vento pode ser obtida por:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi} \quad (19)$$

em que z_i é a altura de referência em função do tipo de elemento estrutural. z_i deve tomar o valor de z_e; em caso de haver várias aberturas numa face, o valor de z_e considerado deve ser o maior dos valores em causa. C_{pi} é o coeficiente de pressão interna e depende do tamanho e distribuição das aberturas na estrutura.

A pressão resultante numa dada superfície é a diferença entre as pressões existentes nas superfícies opostas, tendo em conta o seu sinal. A pressão que actua em direcção à superfície é considerada positiva; situações de sucção originam pressões com sinal negativo.

As forças do vento a actuar em toda a estrutura ou num elemento estrutural devem ser determinadas através:

- dos coeficientes de força.

$$F_w = C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (20)$$

em que C_f é o coeficiente de força na estrutura ou elemento estrutural e A_{ref} é a área de referência do mesmo.

- das pressões nas superfícies.

Este método corresponde à soma das forças $F_{w,e}$ (externa), $F_{w,i}$ (interna) e F_{fr} (friccional), calculadas pelas expressões:

$$F_{w,e} = C_s \cdot C_d \cdot \sum_{superfícies} w_e \cdot A_{ref} \quad (21)$$

$$F_{w,i} = \sum_{superfícies} w_i \cdot A_{ref} \quad (22)$$

$$F_{fr} = C_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr} \quad (23)$$

em que C_{fr} é o coeficiente de fricção e A_{fr} é a área da superfície externa paralela à acção do vento. Os efeitos de fricção na superfície podem ser negligenciados quando a área total das superfícies paralelas à actuação do vento é igual ou menor a quatro vezes a área total das superfícies externas perpendiculares à actuação do vento (barlavento e sotavento).

O factor estrutural C_sC_d introduz na acção do vento o efeito da ocorrência não simultânea da máxima pressão do vento na superfície e do efeito mais desfavorável das vibrações na estrutura devido à turbulência do vento.

A pressão resultante numa dada superfície é a diferença entre as pressões existentes nas superfícies opostas, tendo em conta o seu sinal. A pressão que actua em direcção à superfície é considerada positiva; situações de sucção originam pressões com sinal negativo.

4.5- Coeficientes de pressão e de força

Ainda que não tenha imposições quanto à escolha do coeficiente aerodinâmico a utilizar, o EC1 sugere a seguinte distribuição, que deve ser seguida para obtenção de resultados mais adequados.

- Os coeficientes de pressão devem ser determinados para: edifícios; cilindros circulares.
- Os coeficientes de pressão bruta devem ser determinados para: coberturas em alpendre; paredes isoladas, parapeitos e muros.
- Os coeficientes de fricção devem ser determinados para paredes, parapeitos e coberturas são tabelados. As forças de fricção devem ser aplicadas nas partes das superfícies externas das estruturas que são paralelas ao vento, localizadas a uma distância das esquinas ou cantos a montante dessa superfície igual ao menor dos seguintes valores 2b ou 4h. A altura de referência é considerada igual à altura total do edifício, h. Caso se trate de coberturas ou paredes isoladas, as forças de fricção actuam em todo o elemento, isto é, a força actua numa área (área de fricção, A_{fr}) igual ao dobro do produto da sua altura pela sua profundidade.
- Os coeficientes de força devem ser determinados para: sinalética; elementos estruturais com secção rectangular; elementos estruturais com secção em perfis angulosos; elementos estruturais com secção de polígono regular; cilindros circulares; esferas; estruturas em grade e andaimes; bandeiras.

Se as flutuações instantâneas do vento aumentarem significativamente a assimetria de cargas, e se a forma da estrutura for particularmente sensível a esse tipo de carregamento, então o seu efeito deve ser ponderado. Deve também ser tido em consideração a existência de gelo ou neve que possam conduzir à modificação da geometria da estrutura, de tal forma que isso altere a área de referência ou a sua forma.

O coeficiente de pressão externa C_{pe} para edifícios e partes de edifícios depende do tamanho da área da carregada A (área da estrutura) onde é aplicada a acção do vento. Os valores do coeficiente de pressão externa para áreas carregadas A menores de 1 m^2 ($C_{pe,1}$) e maiores de 10 m^2 ($C_{pe,10}$) são fornecidos em tabelas para as configurações dos edifícios apropriadas, em que $C_{pe,1}$ são coeficientes locais e $C_{pe,10}$ são coeficientes globais. A variação do coeficiente de pressão externa em função da área carregada pode ser obtida da figura 7.2 do EC1.

Os elementos da estrutura são divididos por zonas (designadas por letras maiúsculas na secção 7 do EC1) relacionadas com diferentes intensidades de actuação do vento, às quais são aplicados os coeficientes de pressão respectivos.

4.6- Acção do vento em pontes

O disposto no EC1 relativamente a pontes apenas se aplica a pontes com secção transversal de altura constante (desde que a geometria da secção verifique as imposições do regulamento), constando de um tabuleiro único com um ou mais vãos.

As forças do vento são calculadas de forma diferente quando são exercidas nos tabuleiros ou nos pilares das pontes. As forças exercidas nas várias partes de uma ponte devido ao vento, quando actuam na mesma direcção, devem ser consideradas em simultâneo, caso sejam desfavoráveis.

O efeito da acção do vento em pilares de ponte deverá ser calculado conforme o que já foi descrito anteriormente. O efeito de assimetria de carregamento deverá ser tido em conta removendo por completo a carga devido à acção do vento das partes da estrutura onde o seu efeito é benéfico.

A acção do vento em pontes produz forças em três direcções: direcção da secção transversal (direcção x); ao longo do tabuleiro, direcção longitudinal (direcção y); e na direcção perpendicular ao tabuleiro (direcção z) (figura 8.2 do EC1). As forças produzidas na direcção x e y são devidas ao vento a soprar em diferentes direcções e normalmente não actuam em simultâneo. As forças produzidas na direcção z podem resultar do vento a actuar numa vasta amplitude de direcções; se estas forem desfavoráveis e significantes devem ser tidas em conta em simultâneo com as forças produzidas em qualquer outra direcção. Para o efeito teremos: L

como o comprimento na direcção y; b a largura na direcção x; e d a profundidade na direcção z. Portanto, todas as fórmulas vistas anteriormente têm de ser ajustadas para estas designações.

A acção do vento em tabuleiros de pontes é traduzida por coeficientes de força.

Quando o tráfico automóvel for considerado em simultâneo com a acção do vento, o valor da combinação $\Psi_0 F_{w,k}$ para a acção do vento actuando na ponte e nos veículos deve ser limitado ao valor F_w^* determinado substituindo $v_{b,0}^*$ pelo valor fundamental da velocidade $v_{b,0}$. O valor recomendado para $v_{b,0}^*$ é de 23m/s. O mesmo procedimento deve ser tido em conta quando se considera em simultâneo tráfico ferroviário sobre a ponte, substituindo $v_{b,0}^{**}$ (valor dado no Anexo Nacional) por $v_{b,0}$.

5 – APLICAÇÃO PRÁTICA

Como exemplo de aplicação, foi estudado um edifício direccionando este trabalho para a quantificação das acções do vento na estrutura e posterior quantificação dos esforços provocados por essas acções.

O edifício em estudo é o Estoril Sol, que é um complexo imobiliário que iniciou agora a sua construção está situado em Cascais, a escassos metros do mar. É constituído por 2 torres com 14 pisos elevados, com um piso ao nível da Av. Marginal e 2 pisos em cave. Existe ainda uma ponte de 38m de vão que une as 2 torres entre o 6º e 10º piso e um desenvolvimento em consola entre os pisos 10 e 14 das duas torres (ver Figura 5-a).

Para quantificação de esforços utilizou-se o programa de cálculo ROBOT, na Figura 5-b apresentando-se o modelo de barras do edifício apenas com as caixas de escadas e de elevadores (que são em betão armado) das duas torres como elementos resistentes à acção horizontal, uma vez que os pilares existentes são de pequena secção, logo pequena inércia, quando comparada com a da caixa de elevadores e de escadas (Figura 6). O betão utilizado é C25/30 e os elementos estruturais são considerados totalmente encastrados na fundação.

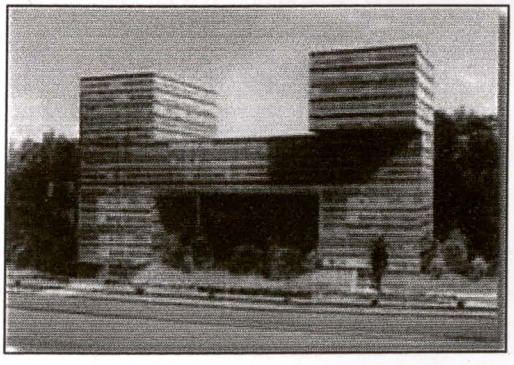


Figura 5-a – Edifício Estoril Sol.

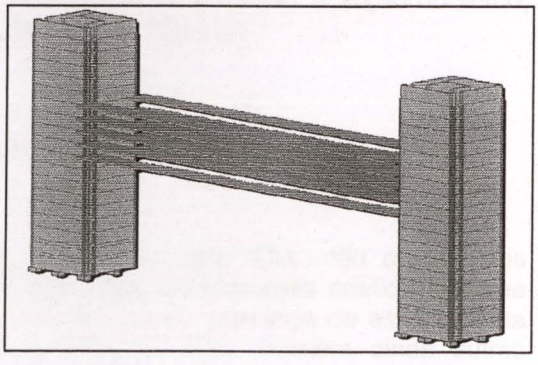


Figura 5-b – Modelação em ROBOT.

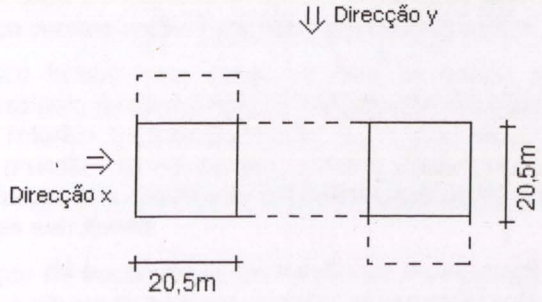


Figura 6 – Esquema do edifício e direcções de actuação do vento

5.1- Quantificação de acções pelo RSA

Na quantificação da acção do vento, segundo o RSA, os edifícios foram considerados independentes e possuindo as mesmas características.

O edifício situa-se na zona B com uma rugosidade do tipo I. Sendo as forças aplicadas ao nível de cada piso, consideram-se as alturas destes para calcular os valores característicos das velocidades, que por sua vez, permitem calcular os valores da pressão dinâmica do vento. Note-se que no edifício em questão, na zona B com uma rugosidade do tipo I, até à altura de 15m consideram-se constantes os valores da pressão dinâmicas devido às imprecisões da velocidade de rajada na proximidade do solo, sendo estes valores para a zona B superiores em 10% em relação aos determinados relativamente à zona A.

5.2- Quantificação de acções pelo EC1

O edifício em causa situa-se perto do mar e por isso o terreno é de categoria 0.

Para quantificação da acção do vento segundo o EC1 seguiu-se o procedimento anteriormente descrito. A determinação da velocidade fundamental base do vento, constituiu uma dificuldade, uma vez que os seus valores devem constar do Anexo Nacional que ainda não existe no país. A alternativa de os obter a partir de de bibliografia especializada só é possível ser feita por especialistas dessa área de conhecimento. Assim, recorreu-se a um valor plausível para $v_{b,0}$, retirado da versão anterior do EC1 correspondente à velocidade fundamental base, então denominada velocidade de referência, que para a região litoral do país tinha um valor de 27m/s. Usando-se coeficientes de pressão externa calculou-se a força externa produzida pelo vento no edifício.

Não foram consideradas quaisquer pressões internas já que se admitiu que, na ocorrência de situações de elevada turbulência, todas as aberturas do edifício se encontram fechadas. Tratou-se, portanto, o edifício como se este fosse desprovido de aberturas.

Não foi necessário considerar uma força friccional, F_{fr}, a actuar nas superfícies paralelas à acção do vento, uma vez que estas têm sempre uma extensão inferior a qualquer dos valores 2b ou 4h.

6 – COMPARAÇÃO DAS ANÁLISES

O EC1 apresenta diferenças relativamente ao método de cálculo sugerido pelo RSA, não obstante os princípios subjacentes ao cálculo sejam muito coincidentes. No EC1, são considerados coeficientes que entram em linha de conta com a direcção do vento, estação do ano em causa, presença de estruturas na vizinhança do edifício, factores estes não devidamente contemplados no RSA. Existem ainda outras correcções que, embora consideradas nos dois regulamentos, são traduzidas por coeficientes com aplicação muito distinta, como é o caso do coeficiente orográfico.

No EC1, são considerados cinco tipos de rugosidade do solo, enquanto que no RSA se consideram apenas dois. Neste sentido, o EC1 fornece valores muito mais rigorosos do que o RSA.

O EC1 parte de uma velocidade fundamental base, da qual se obtém a velocidade média do vento, calculando-se de seguida a intensidade de turbulência. A pressão de velocidade extrema é obtida através da intensidade de turbulência e da referida velocidade média. A pressão do vento exercida nas superfícies é então calculada multiplicando a pressão de velocidade extrema pelos respectivos coeficientes de pressão, específicos para cada zona. As forças são finalmente obtidas multiplicando a pressão do vento pela área de referência, introduzindo correcções estruturais.

No RSA, a quantificação das forças da acção do vento resulta da multiplicação da pressão dinâmica, função da velocidade de rajada segundo a altura do piso em questão, pelo coeficiente de pressão exterior, função da direcção do vento e das dimensões do edifício, e pela área de influência de aplicação da força em cada piso.

Segundo o EC1, define-se a velocidade média como uma velocidade 10 m acima do solo, enquanto no RSA a velocidade considerada é calculada em função da altura acima do solo, que se considera variável.

Os métodos de cálculo de forças partem de coeficientes de pressão e de pressões dinâmicas nos dois regulamentos. O método de obtenção dos coeficientes é similar. No entanto, a forma de cálculo dessas pressões é distinta.

É de ter em consideração que o regulamento europeu é mais criterioso permitindo portanto resultados mais correctos.

Para compreender melhor as divergências a que os dois métodos conduzem, é essencial a aplicação prática dos conceitos.

As forças retiradas pelos dois regulamentos são de ordens de grandeza semelhantes, o que era de esperar. Não obstante, os esforços gerados por essas forças acabam por ser mais divergentes, dado que as forças obtidas por cada um dos regulamentos têm pontos de aplicação distintos. Os valores do EC1 são conservativos relativamente à acção do vento calculada pelo RSA para o presente edifício, quando o vento actua na direcção y, verificando-se o inverso para a direcção x. Os resultados encontram-se, em termos comparativos, apresentados no Quadro II.

Quadro II – Síntese de resultados.

Direcção da acção do vento	Direcção do momento	Regulamento	Momento máximo positivo (kN.m)	Momento máximo negativo (kN.m)
Direcção y	Direcção x	RSA	4882,99	-19275,20
		EC1	7862,58	-18745,99
	Direcção y	RSA	4184,41	-5060,16
		EC1	7984,71	-9581,19
Direcção x	Direcção y	RSA	1459,55	-1847,52
		EC1	574,34	-780,26
	Direcção x	RSA	1112,23	-19213,18
		EC1	589,84	-10160,20

7 – AGRADECIMENTOS

Ao finalizar este trabalho não se pode deixar de agradecer a disponibilidade, apoio técnico e humano do nosso orientador, António Adão da Fonseca. O seu auxílio e encorajamento foram inexcedíveis.
Agradecemos ainda a atenção e tempo disponibilizado pelos Professores Paula Milheiro, Álvaro Cunha e em especial ao Professor Miguel Azenha.

8 – REFERÊNCIAS

[1] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de de Edíficios e Pontes, Porto Editora, 2005
[2] Eurocode 1 : Actions on Strutures – Part 1-4 : General actions, Wind actions, 1991

ANÁLISE DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO E DE SERVIÇO, SUBMETIDAS A FLEXÃO SIMPLES, COMPOSTA E DESVIADA

Bruno José Sousa Mota
Cristina Maria Vieira Frazão
Pedro Miguel Pereira de Oliveira

SUMÁRIO

Na presente comunicação apresenta-se uma metodologia para o estudo de secções genéricas de betão armado e pré-esforçado, sujeitas à flexão simples, composta e desviada, em Estado Limite Último e em Estado Limite de Serviço, de acordo com a versão de 2004 do EC2. Em Estado Limite Último pretende-se avaliar a capacidade resistente da secção de betão armado e em Estado Limite de Serviço a definição das tensões no betão e no aço. O algoritmo proposto, desenvolvido com o software *MATLAB*, permite definir qualquer secção de betão e recorre ao método das bissecções, para determinar a posição do eixo neutro, tendo em conta o equilíbrio segundo uma distribuição não linear (ELU) ou elástica (ELS) de tensões na secção. Apresenta-se ainda um conjunto de exemplos de aplicação que visam ilustrar as potencialidades do programa de cálculo.

1 – INTRODUÇÃO

A necessidade de criar uma ferramenta de cálculo automático de secções de betão armado e pré-esforçado surgiu essencialmente devido às novas alterações evidenciadas na versão de 2004 do Eurocódigo 2 [1], e também devido à inexistência de meios que permitam auxiliar o projectista a verificar dos limites de tensões em secções de betão em Estado Limite de Serviço (ELS). Por estes motivos, foi desenvolvida uma ferramenta informática que permite analisar secções de betão armado e pré-esforçado, em Estado Limite Último de Resistência (ELU) e em Estado Limite de Serviço, utilizando o *MATLAB* como linguagem de programação [5].
Nesta ferramenta, foram desenvolvidos procedimentos que permitem a utilização do programa para a análise de secções de betão de qualquer configuração, incluindo, secções rectangulares, em T, elipsoidais, com e sem zonas ocas. O estudo de uma secção genérica de betão armado e pré-esforçado assume-se como um problema complexo devido à solução não poder ser, nos casos mais gerais, traduzida por expressões analíticas. Deste modo é necessário recorrer a um processo iterativo analisando múltiplas tentativas da localização do eixo neutro, e para cada uma estudar o equilíbrio dos esforços exteriores e interiores. De modo a proceder à análise da secção, é considerada uma discretização que consiste em subdividi-la em pequenos rectângulos de área elementar.
O programa de cálculo efectua a leitura de um ficheiro de definição de dados, e inclui dois sub programas que efectuam o tratamento dos dados e o cálculo da secção.
Para programar a determinação de esforços correspondentes ao Estado Limite Último de Resistência é necessário definir previamente as propriedades dos materiais intervenientes, de acordo com o EC2 [1]. No caso do betão, as propriedades a considerar são as classes de resistência f_{ck} e as correspondentes características mecânicas necessárias para o cálculo, que estão indicadas no Quadro 3.1. da versão de 2004 do EC2. Com base nestas, é idealizado o diagrama σ-ε parábola-rectângulo utilizado para a determinação da capacidade resistente. Uma das vantagens desta ferramenta é que permite confrontar resultados obtidos com os diagramas de cálculo definidos na versão de 1991 do EC2 [2], que multiplica f_{ck} por 0.85, e os resultados obtidos com base na versão de 2004 do EC2 [1], em que aquele coeficiente pode ser tomado igual a 1. Em relação ao aço utilizado para as armaduras, as propriedades que interessam para a determinação da capacidade resistente são a tensão de cedência (f_{syk}), a tensão de rotura (f_{stk}), a extensão na tensão máxima (ε_{uk}) e o módulo de elasticidade (E_s). O programa desenvolvido tem a particularidade de que com estas características permite idealizar o diagrama tensões - extensões utilizado para o cálculo, admitindo qualquer uma das hipóteses evidenciadas na versão de 2004 do EC2. Uma destas hipóteses consiste em considerar um ramo pós-cedência inclinado, com uma extensão limite de ε_{ud} e uma tensão máxima de kf_{syk}/γ_s para ε_{uk}. A outra hipótese consiste em admitir um ramo pós-cedência horizontal, sem necessidade de verificação do limite da extensão na armadura. Deste modo, os limites das extensões no betão e no aço utilizados na elaboração desta ferramenta são, ε_{cu2}, para a extensão de compressão no betão, de acordo com a secção 6.1 do EC2 [1], e no caso do aço, se for utilizado o ramo pós-cedência inclinado, ε_{ud}, cujo valor recomendado é 0.9 ε_{uk}. Se for considerado um ramo pós-cedência horizontal do diagrama σ - ε do aço, nesse caso não existe extensão limite, como já referido.

Para que a ferramenta informática desenvolvida determine os esforços resistentes no Estado Limite Último de Resistência, foi utilizada a teoria do comportamento que relaciona os esforços nas secções de betão armado com as relações tensões - extensões do betão e do aço, considerando equações de equilíbrio de forças e de momentos. É de referir que foram admitidas as hipóteses de que durante a deformação, as secções se mantêm planas (Teoria de Bernoulli) e o betão não resiste à tracção.
Uma das particularidades desta ferramenta é que permite, em Estado Limite Último, analisar uma secção genérica sujeita a qualquer um dos tipos de flexão possíveis: simples, composta e desviada. A determinação da posição do eixo neutro no caso da flexão simples é efectuada para um domínio de análise em que aquele está dentro da secção, enquanto que na flexão composta este domínio se expande para incluir eixos neutros exteriores à secção. A localização precisa do eixo neutro é determinada por tentativas, arbitrando uma linha neutra inicial para a qual se estuda o equilíbrio entre as forças internas e externas, e em caso de desequilíbrio, prosseguindo essa análise através do método das bissecções. Para a flexão desviada este cálculo é efectuado por sucessivas translações e rotações do eixo neutro até se estabelecer um equilíbrio entre esforços axiais e momentos segundo a direcção do eixo do x. Depois de definida a secção de betão armado, para a flexão simples e para a flexão composta, os resultados que se obtêm são o momento resistente $M_{Rd,x}$ e a posição do eixo neutro x. Caso a secção esteja submetida a flexão desviada, o resultado obtido é o valor do momento resistente, $M_{Rd,y}$. Deste modo, os restantes esforços a que está sujeita a secção constituem dados a introduzir no programa.
Para efectuar a validação deste programa relativamente ao cálculo de esforços resistentes em Estado Limite Último, foram utilizados os ábacos e tabelas elaborados pelo LNEC. Como estas tabelas e ábacos apresentam inúmeras limitações, em relação à definição das secções de betão armado, para além de conterem valores desactualizados face às alterações ocorridas no EC2 [1], os resultados obtidos com o programa desenvolvido poderão abordar uma maior diversidade de secções de betão armado e de propriedades dos materiais.
Um outro aspecto que esta ferramenta permite realizar é a verificação de secções de betão armado e pré-esforçado em Estado Limite de Serviço. Para esta situação também é possível realizar a análise de secções submetidas a flexão simples, composta e desviada, o que permite calcular as tensões máximas no betão, na armadura ordinária e na armadura de pré-esforço. Esta ferramenta efectua o cálculo destas tensões com base nos esforços pré-definidos e na determinação dos momentos de inércia e da posição do eixo neutro. Os momentos de inércia e os momentos devidos às cargas exteriores e de pré-esforço são calculados em relação ao baricentro da secção activa, para onde são igualmente transferidos os esforços axiais aplicados. O baricentro da secção activa é determinado atendendo à existência de dois tipos de armadura adequadamente homogeneizada: ordinária e de pré-esforço (aderente). A posição do eixo neutro é determinada conforme realizado para o Estado Limite Último, iterativamente recorrendo ao método das bissecções, sendo que o estudo do equilíbrio é feito com base em distribuições de tensões elásticas. Posteriormente, com este programa, será possível elaborar tabelas de cálculo actualizadas, que poderão ser utilizadas para análise de secções de betão armado e pré-esforçado, em Estado Limite Último e em Estado Limite de Serviço.
Apresenta-se nesta comunicação, uma descrição pormenorizada da metodologia e da ferramenta de cálculo desenvolvida, dedicando-se o Capítulo 2 à definição da secção, o Capítulo 3 ao ELU e o Capítulo 4 ao ELS. No Capítulo 5 é apresentado um conjunto de exemplos de aplicação que visam ilustrar o funcionamento e as potencialidades do programa.

2 – DEFINIÇÃO DA SECÇÃO

2.1 - Definição da secção por parte do utilizador

A introdução dos dados de modo a caracterizar a secção pode ser feita de duas formas. O utilizador pode optar por efectuar a introdução dos dados de uma forma interactiva, sendo interpelado e conduzido através de caixas de diálogo, ou de um modo mais prático e possibilitando armazenar a informação inserida, através de um ficheiro em formato de texto, "Dados.m". Em ambas as situações é facilitada a inserção dos dados relativos a secções mais usuais, secções rectangulares, em T e elipsoidais, sendo possível ainda uma definição de secções livres através da indicação das coordenadas dos seus vértices, podendo inclusivé possuir zonas ocas em todas as situações referidas.
A disposição da armadura a utilizar é estabelecida indicando as coordenadas do centro de cada varão. Este processo em situações de secções elipsoidais tornar-se-ia demasiado moroso e fastidioso, pelo que nestas condições o programa, com base na informação da quantidade e recobrimento a dar à armadura, dispõe com um espaçamento regular, os varões ao longo da periferia da secção.
Sem acréscimo de complexidade é possível realizar a análise de secções compostas por qualquer classe de betão ou de aço, sendo este de pré-esforço ou armadura ordinária.

2.2 - Reconhecimento da secção pelo programa

O estudo de uma secção genérica envolve maiores dificuldades de programação, nomeadamente se esta apresentar zonas ocas. Se a definição do contorno pode ser feita através de um número de rectas com número dependente da complexidade da geometria da secção, o problema da distinção entre o que é betão e onde não existe material, não é trivial. Este problema resolveu-se, e já a pensar em questões subsequentes, discretizando em pequenos rectângulos de área elementar, uma secção auxiliar rectangular que envolve a real secção pretendida. É necessário nesta fase avaliar se cada rectângulo elementar é composto ou não por betão. Considerando que o centro de cada rectângulo elementar caracteriza a posição correspondente, fazendo passar rectas verticais por cada um desses pontos é possível conhecer se estas áreas correspondem ou não a betão, da seguinte forma:

- Cada recta vertical assim definida vai intersectar num ponto as rectas que definem o contorno da secção. Contabilizando o número de intersecções realizadas acima do ponto definidor da área elementar em estudo e se o resultado desse somatório der origem a um valor impar, isso significa que o rectângulo em questão corresponde a um elemento da secção real. O contrário também resulta numa dedução essencial ao reconhecimento da secção, ou seja, se o resultado da contabilização do número de intersecções da recta vertical com as rectas que definem a envolvente da secção originar um valor par, quer dizer que a área elementar em estudo não apresenta material (Figura 1). Para que esta informação esteja disponível para os cálculos subsequentes é criada uma matriz em que cada célula representa um rectângulo elementar, sendo assim atribuído o valor "1" para as áreas correspondentes a betão e o valor "0" para as áreas correspondentes a zonas sem material associado (Figura 2).

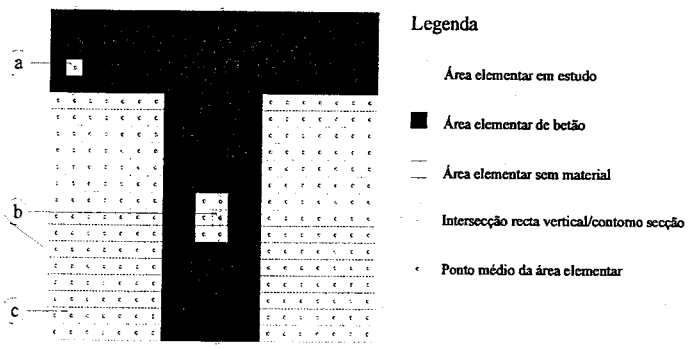


Figura 1 - Reconhecimento da secção

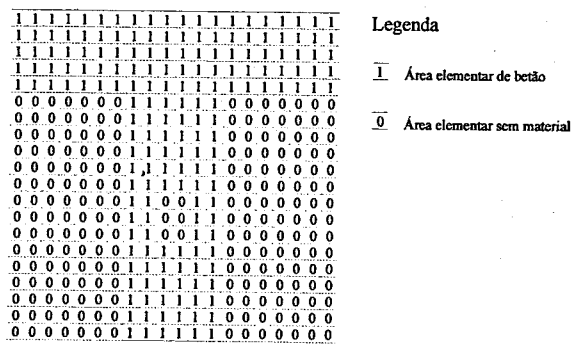


Figura 2 - Matriz de armazenamento

No exemplo das Figuras 1 e 2, está representada uma secção em T com uma zona oca no seu interior. Se na Figura 1 analisar o rectângulo representado com a letra "a", verifica-se que este está situado dentro da secção e que é composto por betão. Fazendo passar pelo seu centro uma recta vertical, esta vai intersectar o contorno da secção em 2 pontos. Contabilizando o número de intersecções ocorridas acima do ponto médio elementar, resulta num valor impar o que significa que aquela área elementar é composta por betão. Na matriz de armazenamento, (Figura 2), a correspondente célula apresenta devidamente no seu interior o valor "1". Analisando agora o rectângulo representado na Figura 1 com a letra "b", situado na zona oca da secção, verifica-se que a recta vertical que passa no seu ponto médio intersecta o contorno da secção em 4 pontos, sendo que 2 deles estão situados acima da área elementar em estudo. Em situação análoga está o rectângulo representado com a letra "c", com um valor par de intersecções acima do seu ponto médio. Dessa forma o programa reconhece que ambas as áreas elementares, "b" e "c", não apresentam material associado, e as correspondentes células da matriz de armazenamento contêm "0", (Figura 2).

3 – ANÁLISE EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO

3.1 - Considerações teóricas

Em estado limite último utiliza-se para o cálculo das secções transversais as relações tensões-extensões apresentadas na versão de 2004 do EC2 [1] para os materiais betão e aço ordinário. De modo a avaliar o comportamento do betão em compressão é utilizado o diagrama parábola-rectângulo (Figura 3), sendo a resistência à tracção desprezada.

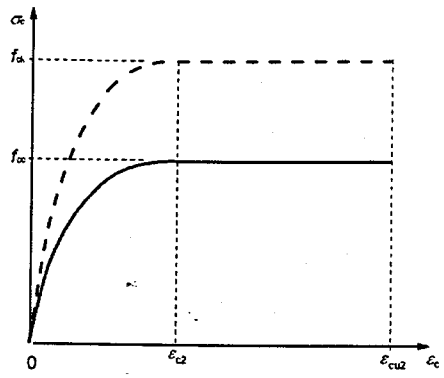


Figura 3 - Diagrama tensões extensões do betão

O diagrama parábola-rectângulo é definido por uma parábola de grau "n":

$$\sigma_c = f_{cd}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right] \quad \text{para} \quad 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2} \qquad (1)$$

e um segmento recto:

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para} \quad \varepsilon_{c2} \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2} \qquad (2)$$

em que:

ε_c - Extensão do betão
ε_{c2} - Extensão ao ser atingida a tensão máxima
ε_{cu2} - Extensão última
σ_c - Tensão de compressão no betão
f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão
γ_c - Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
α_{cc} - Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão
f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão definido por $f_{cd}=\alpha_{cc}.f_{ck}/\gamma_c$

Os valores de "n", ε_{c2} e ε_{cu2}, são definidos no Quadro 3.1 na versão de 2004 do EC2 [1], e são função da classe de resistência do betão.
Para traduzir o comportamento do aço em tracção e compressão é utilizado o diagrama de cálculo tensões-extensões indicado na Figura 4.

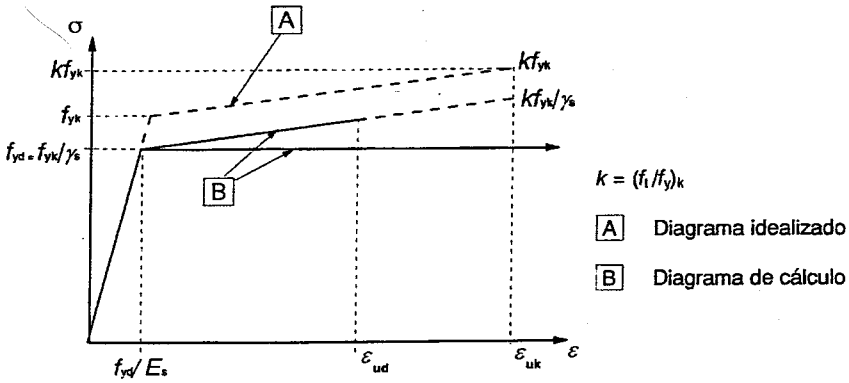


Figura 4 - Diagrama tensões extensões da armadura ordinária

Sendo f_{tk} e f_{yk} respectivamente os valores característicos da tensão de rotura e de cedência à tracção do aço, o utilizador tem a possibilidade de ao introduzir estas duas propriedades definir se o programa vai utilizar um ramo pós-cedência inclinado ou horizontal.

A caracterização do diagrama é completamente definida pelas seguintes propriedades:

ε_{uk} - Valor característico da extensão do aço na tensão máxima
ε_{ud} - Valor de cálculo da extensão do aço, cujo valor recomendado é $0.9\varepsilon_{uk}$
E_s - Valor do módulo de elasticidade
γ_s - Coeficiente parcial de segurança relativo ao aço
f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do aço definido por f_{yk}/γ_s

Caracterizado o comportamento dos materiais, quando se efectua a determinação da resistência última de secções de betão armado admite-se que as secções se mantêm planas e a extensão nas armaduras aderentes, em tracção ou em compressão, é a mesma da do betão que as envolve. Deste modo as extensões limite para esforços normais e de flexão estabelecem 3 modos de rotura (Figura 5).

A - É atingido o limite para a extensão de tracção do aço. Utilizando o ramo pós cedência inclinado a extensão é ε_{ud}. Considerando um ramo horizontal, o EC2 [1] não impõe uma extensão limite, pelo que na elaboração do programa estabeleceu-se o valor de ε_{uk}.

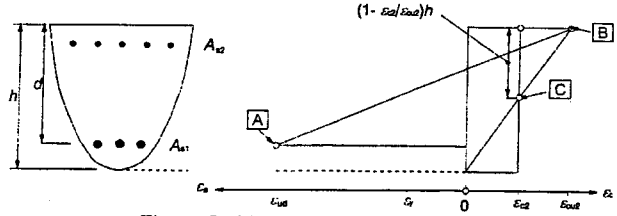


Figura 5 - Modos de rotura da secção

B - É atingido o limite para a extensão de compressão do betão, (secção parcialmente comprimida). A extensão de compressão no betão deve ser limitada a ε_{cu2}.

C - É atingido o limite para a extensão de compressão do betão, (secção totalmente comprimida). A extensão de compressão no betão deve ser limitada a ε_{c2}, a uma distância relativa à fibra superior correspondente a $(1-\varepsilon_{c2}/\varepsilon_{cu2})h$.

3.2 - Funcionamento do Programa

Depois de se seleccionar o Estado Limite Último, para avaliar a capacidade resistente da secção é necessário identificar o tipo de flexão a que está sujeita: simples, composta ou desviada. Pretendendo o estudo da capacidade resistente da secção à flexão simples ou composta, o programa tem a capacidade de determinar o momento flector segundo a direcção do eixo dos x, e fornece a localização do eixo neutro relativamente à fibra superior da secção, sendo o valor deste positivo se estiver situado abaixo da fibra superior e negativo se suceder o oposto. Em flexão composta o utilizador terá de introduzir o valor do esforço axial de cálculo aplicado à secção. Para cálculo à flexão desviada o programa determina o momento flector resistente segundo a direcção do eixo dos y, necessitando o utilizador de definir o esforço axial actuante e momento flector actuante na direcção x, (ambos valores de cálculo).

Em todas as situações em que é pedido ao utilizador a introdução de esforços de cálculo, o programa, em primeiro lugar, determina o valor limite que os esforços introduzidos devem respeitar e avalia se a capacidade resistente da secção foi ou não ultrapassada. Desta forma o utilizador tem a oportunidade imediata de redefinir os esforços introduzidos com base nos valores limite determinados (Figura 6).

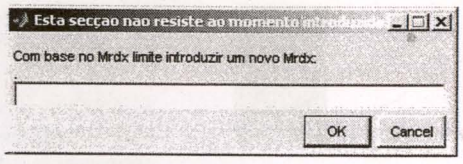
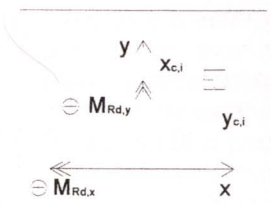


Figura 6 - Caixa de diálogo para redefinir $M_{Rd,x}$

A análise da capacidade resistente é realizada estabelecendo o equilíbrio entre as acções externas que solicitam a secção e as forças internas no betão e nas armaduras. Esse equilíbrio é descrito pelas seguintes equações, de acordo com a convenção estabelecida na Figura 7:



$$\begin{cases} N_{Rd} = \sum_{i=1}^{n} F_{c,i} + \sum_{j=1}^{m} F_{s,j} & (3a) \\ M_{Rd,x} = \sum_{i=1}^{n} F_{c,i} \cdot y_{c,i} + \sum_{j=1}^{m} F_{s,j} \cdot y_{s,j} & (3b) \\ M_{Rd,y} = \sum_{i=1}^{n} F_{c,i} \cdot x_{c,i} + \sum_{j=1}^{m} F_{s,j} \cdot x_{s,j} & (3c) \end{cases}$$

Figura 7 - Convenção de sinais

Em flexão simples ou composta, para definir a localização do eixo neutro que satisfaz o equilíbrio é essencial respeitar a igualdade entre o esforço axial e as forças internas correspondentes ao betão e armaduras. A força interna no betão, Fc, é calculada fazendo o somatório de todas as forças correspondentes às áreas elementares resultantes da discretização da secção. Em primeiro lugar é arbitrada uma localização do eixo neutro (no topo da secção e posteriormente na base), que é sucessivamente corrigida. Para cada localização do eixo neutro o programa verifica se o rectângulo elementar em estudo tem como material associado o betão, recorrendo à matriz de armazenamento (Figura 2). Confirmada a presença de betão, relativamente ao ponto médio de cada rectângulo elementar calcula-se a correspondente distância "D" ao eixo neutro (Figuras 8 e 10). Função da posição arbitrada para o eixo neutro o programa avalia qual o modo de rotura que está associado à secção. Com a informação das extensões limite para os materiais, e por semelhança de triângulos são determinadas as extensões das áreas elementares em função das respectivas distâncias ao eixo neutro, e armazenadas numa matriz. Automaticamente para todas as áreas elementares que

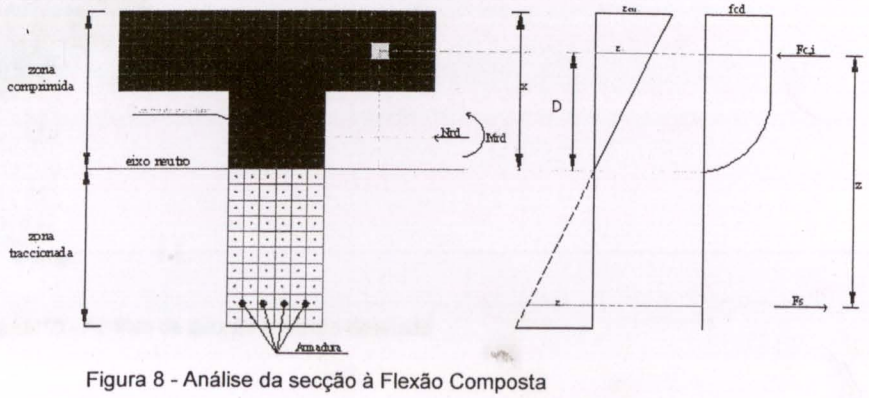


Figura 8 - Análise da secção à Flexão Composta

estejam traccionadas ou que não possuam material associado é atribuída uma extensão nula, já que não produzem forças internas. Utilizando o diagrama parábola-rectângulo relaciona-se as extensões com as tensões no betão. A passagem das tensões em cada área elementar para as correspondentes forças é trivial, bastando multiplicar a matriz de tensões pela área elementar.

As forças respeitantes à armadura calculam-se de modo semelhante: conhecendo as coordenadas de cada varão de aço determina-se a extensão correspondente, de forma análoga ao betão. Contudo existe apenas uma diferença, relacionada com a necessidade de conhecer se a armadura se encontra em compressão ou em tracção, sendo atribuído, respectivamente, um valor negativo ou positivo à extensão. A relação tensão-extensões depende do diagrama de cálculo que o utilizador escolheu para representar o comportamento do aço.

Arbitrando posições do eixo neutro no topo e na base da secção, recorre-se ao método das bissecções para definir a sua localização precisa, por forma a satisfazer o equilíbrio. Estando em flexão simples o eixo neutro estará algures entre a fibra superior e a armadura de tracção. Em flexão composta a análise com o eixo neutro no topo e na base aponta imediatamente se o eixo neutro está no interior ou no exterior, em cima ou abaixo da secção. Tomando como exemplo a situação do eixo neutro estar no exterior e abaixo da secção, o método das bissecções funciona da seguinte forma:

- O domínio de busca do eixo neutro estende-se desde o infinito até à base da secção. Entendendo como infinito a posição do eixo neutro para a qual as extensões na secção são uniformes, estabeleceu-se um valor sensato para a sua posição, 50 vezes a altura da secção, que evidentemente não sendo o infinito apresenta valores aproximadamente uniformes para as extensões numa secção. O próximo eixo neutro arbitrado corresponderá, portanto, à posição intermédia entre a base da secção e a posição considerada infinita (50h). Para este novo eixo neutro é novamente verificado se há equilíbrio, pelo mesmo método realizado nos anteriores. Determina-se o somatório das forças internas correspondentes ao aço e ao betão, e comparando com o valor do esforço axial introduzido passa a ser conhecido o intervalo que deve ser subdividido (Figura 9). Aplica-se este método enquanto a diferença entre o somatório das forças internas e o esforço axial introduzido for superior à precisão estabelecida para a posição do eixo neutro. Ou seja, a zona anteriormente definida como provável para a localização do eixo neutro vai sendo dividida sucessivamente em metades até estar definida a posição do eixo neutro final.

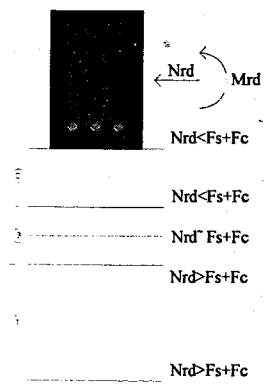


Figura 9 - Método das bissecções (translações)

Determinada a posição do eixo neutro, o cálculo do momento flector resistente segundo a direcção do eixo dos x é efectuado através da equação de equilíbrio, (3b).

Em flexão desviada (Figura 10), a procura do eixo neutro que estabelece o equilíbrio entre as forças internas e as acções externas revela-se mais complexa. Para além da translação efectuada ao arbitrar sucessivos eixos neutros de modo a encontrar o equilíbrio com o esforço axial, é necessário realizar também sucessivas rotações por forma a equilibrar o momento solicitante segundo a direcção do eixo dos x. O processo envolve maior quantidade de operações por parte do computador, pois sempre que for arbitrada uma rotação para o eixo neutro terá de se encontrar novo equilíbrio com o esforço axial.

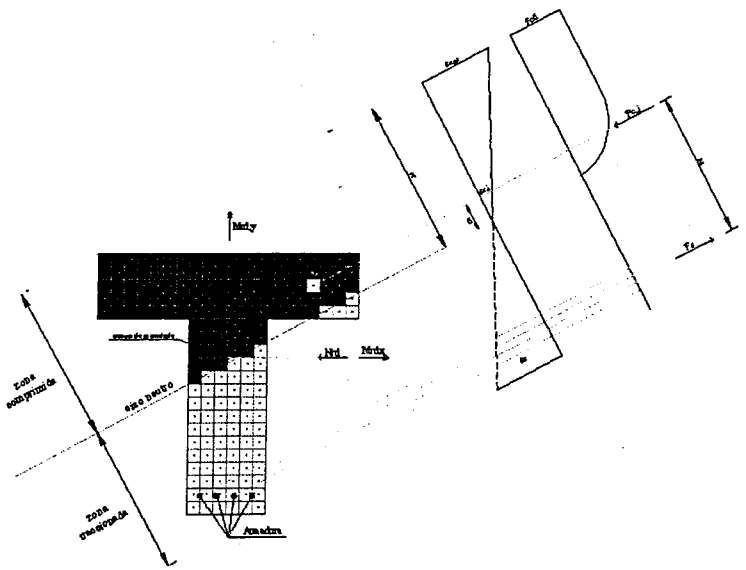


Figura 10 - Análise da secção à Flexão desviada

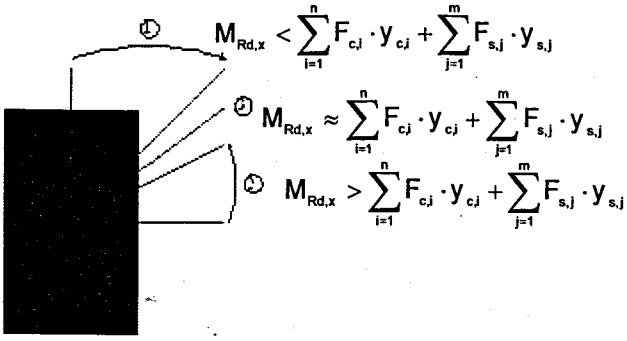


Figura 11 - Método das Bissecções (rotações)

O método das bissecções é também utilizado para subdividir sucessivamente o domínio angular, até estar definida a posição do eixo neutro (Figura 11). Entre cada divisão angular é transladado o eixo neutro de modo a equilibrar os esforços internos com o N_{Sd}, como para a flexão simples e composta. O processo termina quando é estabelecido o equilíbrio com o esforço axial, e o momento flector introduzido pelo utilizador, M_{rdx}, for igual, a menos da tolerância, ao momento calculado pelo programa. Estabelecida a posição do eixo neutro, o cálculo do momento flector determinado através da equação de equilíbrio (3c).

4 – ANÁLISE EM ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

4.1 - Considerações teóricas

Em estado limite de serviço admite-se que os materiais se encontram em regime elástico, podendo ser aplicada a proporcionalidade entre tensões e deformações para qualquer fibra da secção transversal, mas considerando que o betão não resiste à tracção. A distribuição das tensões normais na secção é dada por:

$$\sigma_c = -\frac{N}{Ac_i} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \qquad (4)$$

em que:

σ_c - Tensão de compressão no betão

N - Esforço axial

Ac_i - Área homogeneizada em betão (secção activa)

I_x e I_y - Inércias da secção activa, em relação ao baricentro da secção activa.

M_x e M_y - Momento flector relativamente ao baricentro, respectivamente segundo x e y.

x e y - Distância segundo x e y do ponto em que se pretende calcular a tensão em relação ao baricentro da secção activa.

Nota: Sempre que for referido o baricentro, será respeitante à secção activa, (leia-se baricentro do betão em compressão, bem como da armadura ordinária e de pré-esforço devidamente homogeneizadas).

Para passar de tensões no betão para tensões na armadura ordinária utiliza-se o coeficiente de homogeneização α_s:

$$\sigma_s = \alpha_s \times \sigma_c \qquad (5)$$

O acréscimo de tensão na armadura de pré-esforço aderente ao betão, sendo α_p=Ep/Ec, (Ep e Ec correspondendo respectivamente ao módulo de elasticidade do aço de pré-esforço e do betão), será dado por:

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p \times \sigma_c \qquad (6)$$

Sendo P o pré-esforço e A_p a área de armadura correspondente, a tensão no aço de pré-esforço será determinada fazendo:

$$\sigma_p = \frac{P}{A_p} + \Delta\sigma_p \qquad (7)$$

No caso de armadura de pré esforço não aderente o acréscimo de tensão $\Delta\sigma_p$ é considerado nulo.

4.2 - Funcionamento do Programa

Numa análise de secções em estado limite de serviço o objectivo é determinar as tensões no betão e na armadura. Sendo assim, os esforços na secção são dados a introduzir no programa. Primeiramente o utilizador é interpelado para identificar o tipo de flexão a que está sujeita a secção (simples, composta ou desviada). Com a definição dos esforços aplicados à secção é também necessário introduzir o valor de α_s. A

possibilidade de introdução de armadura de pré-esforço para análise em estado limite de serviço é uma mais valia do programa desenvolvido, possibilitando ao utilizador definir se essa armadura é aderente ou não.
A equação (4) não pode ser utilizada simplesmente substituindo em N, Mx e My, os valores dos esforços introduzidos pelo utilizador. Em primeiro lugar é necessário deslocar os esforços para o baricentro, que é determinado depois de homogeneizar a armadura ordinária e de pré-esforço. Inicialmente, por hipótese, supõe-se que a secção de betão armado se apresenta totalmente comprimida. Desta forma toda a secção de betão é contabilizada na determinação do baricentro da secção. Também o cálculo da inércia da secção é realizado relativamente ao baricentro da secção e aproveita o resultado da discretização desta em áreas elementares. A componente da inércia referente ao betão é então determinada pelo somatório das inércias de todos os rectângulos elementares em compressão, sendo as inércias relativas ao baricentro da secção activa determinadas através do Teorema de Steiner, conhecendo as componentes x e y da distância de cada área elementar ao baricentro (Figura 12).

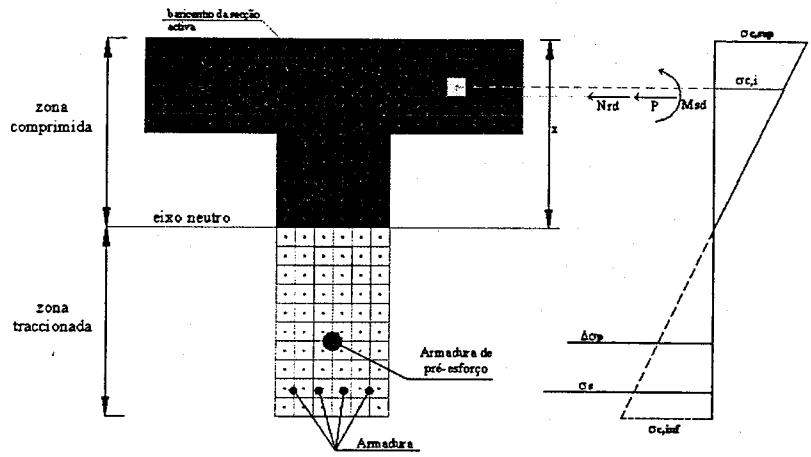


Figura 12 - Análise da secção à Flexão Composta

As componentes da inércia referentes à armadura ordinária e de pré-esforço são determinadas, após homogeneização, da mesma forma que para o betão, utilizando o teorema de Steiner.
Em flexão simples ou composta, aplicando a equação (4) na determinação das tensões s_c nas fibras superiores e inferiores da secção, fica-se a saber se a totalidade da secção de betão é activa caso as tensões resultem negativas (compressão). Por outro lado, se resultarem ambas positivas, isto significa que toda a secção está traccionada. Neste caso há que determinar uma nova posição do baricentro considerando apenas o aço e recalcular os esforços exteriores e a inércia com base nessa nova posição. Por outro lado, se as tensões na fibra superior e inferior tiverem sinais diferentes, significa que a secção está parcialmente comprimida, e o eixo neutro está situado dentro da secção. Recorrendo ao método das bissecções tal como foi feito para o Estado Limite Último, a posição do eixo neutro será encontrada quando o cálculo das tensões nesse eixo, dadas pela expressão (4), resultarem nulas, a menos de uma dada tolerância. Apesar de não parecer um processo muito complexo, em todas as posições arbitradas para o eixo neutro é necessário redefinir o baricentro da secção activa, recalculados os esforços da solicitação exterior e as inércias que correspondam a esta localização.
No caso de existir momento segundo a direcção do eixo y, ou seja se estivermos perante um caso de flexão desviada, para além das translações dadas ao eixo neutro há também que definir a sua inclinação em relação à horizontal. Dessa forma há que proceder à determinação do estado de tensão de cada elemento de betão, para de seguida calcular as forças que os correspondentes elementos estão a resistir. Do mesmo modo são calculadas as tensões e as forças em cada varão de armadura ordinária, e se existir armadura de pré-esforço e esta for aderente, é determinada a correspondente contribuição, ou seja, calculado o acréscimo de tensão na armadura de pré-esforço e posteriormente o acréscimo de força correspondente. Pode-se então proceder à determinação da diferença entre o momento interno segundo a direcção x, calculado ao nível do centro de gravidade da secção bruta de betão, e do momento aplicado, através de expressão análoga à equação (3b), definida para o ELU. A procura do eixo neutro é assim efectuada por forma a que se cumpram as duas seguintes condições: as tensões no eixo neutro sejam nulas e o momento interno segundo o eixo dos x calculado pelo programa iguale, a menos da tolerância, o momento aplicado.
Definida a posição do eixo neutro, o cálculo das tensões em toda a secção efectua-se pela expressão (4), e as tensões na armadura ordinária e de pré-esforço são determinadas pelas expressões (5) e (6).

5 – EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

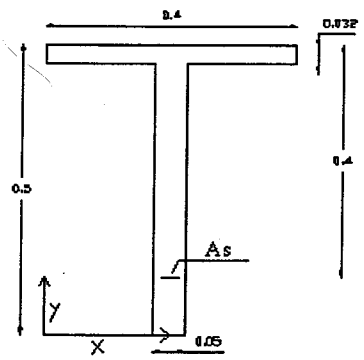
Apresenta-se nesta secção um conjunto de exemplos de aplicação que visam essencialmente ilustrar as potencialidades do programa. De modo a abordar situações diversificadas, foram seleccionadas quatro secções, de geometria em T, circular oca, rectangular oca e rectangular. Três dos exemplos apresentados dizem respeito à avaliação da capacidade resistente de secções de betão armado submetidas a flexão simples, composta e desviada (Estado Limite Último). O outro exemplo refere-se à definição das tensões no betão e no aço de pré-esforço, em Estado Limite de Serviço, para uma secção de betão pré-esforçado. É de referir que os três primeiros exemplos foram retirados das tabelas e ábacos do LNEC [4], sendo possível realizar comparações entre os resultados obtidos com o programa e os valores dados naqueles elementos de cálculo de secções. No caso da secção pré-esforçada, foi consultada uma tabela de definição de tensões em condições de serviço [5], permitindo de igual modo efectuar comparações com os resultados fornecidos pelo programa desenvolvido.
Nos exemplos que vão ser apresentados de seguida, foram utilizados o betão C25/30 e o aço A400, cujas características são as seguintes:

Betão: f_{ck}=0.85x25 MPa

Armadura ordinária: f_{yk} = 400 MPa
f_{tk} = 400 MPa
ε_{uk} = 10 mm
E_s = 200 GPa

Para o aço de pré-esforço adoptou-se: E_p = 195 GPa.

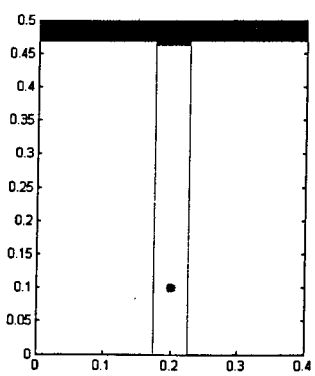
5.1 - Secção em T sujeita a flexão simples em Estado Limite Último



$M_{Rd,x}$ = 32 KN.m
A_s = 2.3766 x 10^{-4} m^2
Posição de A_s: x = 0.2 m; y = 0.1m
Eixo neutro = 0.036 m

Figura 13 - Secção de betão armado em T

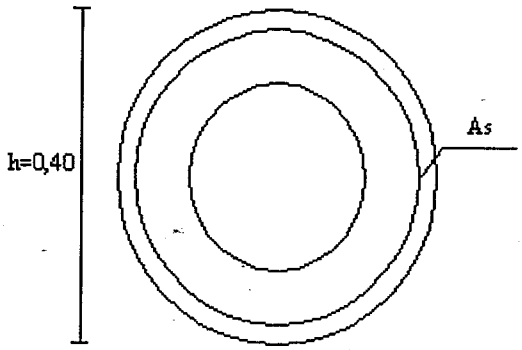
Resultados obtidos com o programa:



$M_{Rd,x}$ = 32 KN.m
Eixo neutro = 0.0381 m

Figura 14 - Secção de betão armado em T

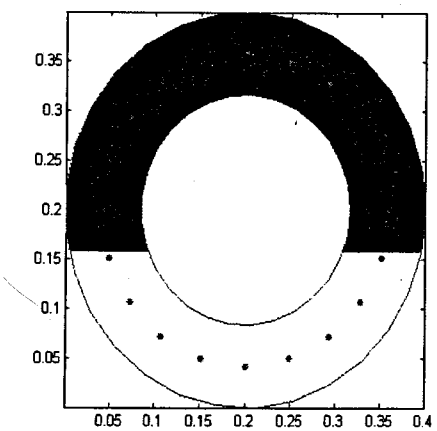
5.2 - Secção circular oca sujeita a flexão composta em Estado Limite Último



N_{Sd} = 694.92 KN
$M_{Rd,x}$ = 111.19 KN.m
$A_s = 17.98 \times 10^{-4}$ m^2
Recobrimento da armadura = 0.042 m
Eixo neutro = 0.24 m

Figura 15 - Secção circular oca de betão armado

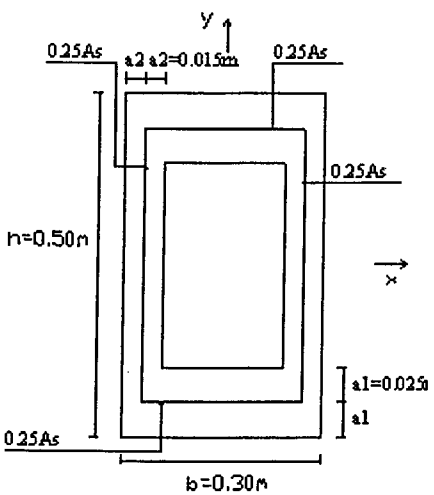
Resultados obtidos com o programa:



$M_{Rd,x}$ = 110 KN.m
Eixo neutro = 0.2417 m

Figura 16 - Secção circular oca de betão armado

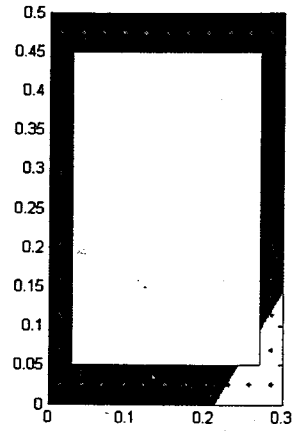
5.3. Secção rectangular oca sujeita a flexão desviada em Estado Limite Último



N_{Sd} = 720 KN
$M_{Sd,x}$ = 45 KN.m
$M_{Rd,y}$ = 27 KN.m
$A_s = 7.7625 \times 10^{-4}$ m^2

Figura 17 - Secção rectangular oca de betão armado

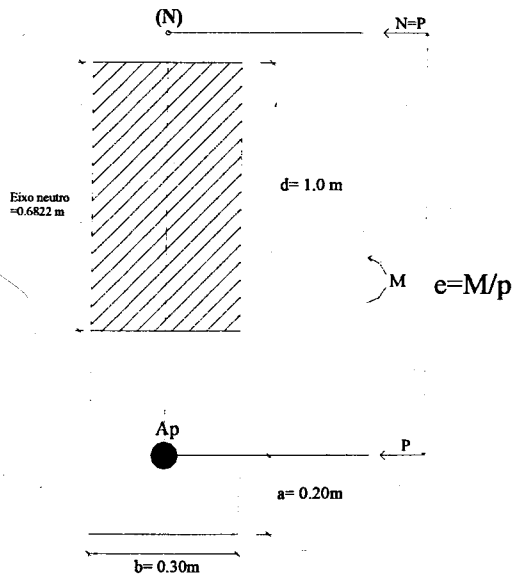
Resultados obtidos com o programa:



$M_{Rd,x}$ = 27 KN.m

Figura 18 - Secção rectangular oca de betão armado

5.4. Secção rectangular pré-esforçada sujeita a flexão composta em Estado Limite de Serviço



P = 1000 KN
M_x = 800 KN.m
A_p = 7.5 cm^2
α_s = 10

σ_c = 10.133 MPa
σ_p = 1380.5 MPa
Eixo Neutro = 0.6822 m

Figura 19 - Secção rectangular de betão pré-esforçado

Resultados obtidos com o programa:

σ_c = 10.134 MPa
σ_p = 1379.6 MPa
Eixo Neutro = 0.6813 m

Figura 20 - Secção rectangular de betão pré-esforçado

6 – CONCLUSÕES

Com o auxílio do software "Matlab", realizou-se um programa que apresenta uma metodologia de cálculo para a verificação de secções genéricas de betão armado e pré-esforçado, permitindo a sua análise sujeita a diversos tipos de flexão, simples, composta e desviada, em Estado Limite Último e em Estado Limite de Serviço, de acordo com a versão de 2004 do EC2 [1]. Esta metodologia consiste em discretizar a secção em rectângulos elementares e determinar por tentativas a posição do eixo neutro na qual se verifica o equilíbrio das acções exteriores com as forças internas.

Em Estado Limite Último já existem tabelas (embora desactualizadas com a futura entrada em vigor da versão de 2004 do EC2 [1] no nosso país) que permitem determinação da análise à resistência última da secção. No entanto, a mais valia deste programa reflecte-se na possibilidade de análise em Estado Limite Último de uma secção de betão armado qualquer, e também pelo facto de efectuar o cálculo para o Estado Limite de Serviço, para qualquer tipo de flexão, qualquer tipo de secção e ainda com a possibilidade de se introduzir armadura de pré-esforço.

Os exemplos apresentados realçam o desempenho desta ferramenta, no cálculo de tensões de serviço para diferentes tipos de secção e com diferentes tipos de armadura. O algoritmo quando testado com resultados obtidos com as tabelas e os ábacos do LNEC [4], forneceu resultados idênticos no caso da flexão simples, sendo que para a flexão composta e desviada, a divergência não ultrapassou os 5%. Pensa-se que estas pequenas diferenças resultaram do facto de não haver tabelas para todos os tipos de secções que foram testadas, e portanto alguns dos testes foram feitos, com valores interpolados de ábacos, e que essas interpolações estarão na origem dos pequenos desvios que foram obtidos. A ferramenta desenvolvida possibilita assim o desenvolvimento de novas tabelas, já actualizadas de acordo com a versão de 2004 do EC2 [1], para o dimensionamento de betão armado, assim como tabelas para a verificação das tensões em Estado Limite de Serviço.

Como demonstração das potencialidades desta ferramenta, foi ainda criada uma tabela para a verificação das tensões em serviço de uma secção rectangular de betão com armadura de pré-esforço, como exemplo de algo que se poderá tornar bastante útil e apelativo num ambiente de projecto.

Fora do âmbito dos objectivos inicialmente propostos, o algoritmo desenvolvido pode ainda ser melhorado. Para além da verificação de segurança ou da verificação das tensões na secção que o algoritmo na versão actual já permite, é possível melhorar o programa por forma a permitir o dimensionamento da armadura estabelecendo o utilizador a respectiva localização na secção, e até desenvolver diagramas de interacção ou ábacos para análise da capacidade resistente de secções de diferentes configurações.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho desejam exprimir o mais sincero agradecimento ao professor Rui Faria pela disponibilidade e dedicação ao tema proposto, demonstrada em todos os debates e sua extraordinária capacidade de motivação e empenho.

Ao professor João Macedo pela cedência da sua atenção em situações de dúvida sobre o funcionamento do programa informático utilizado neste trabalho.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] EUROCÓDIGO 2: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Abril de 2004;

[2] EUROCÓDIGO 2: Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, 1991;

[3] J.D'ALGA E LIMA, VITOR MONTEIRO, MARY MUM, "Betão Armado: Esforços Normais e de Flexão", LNEC, Lisboa, 2004;

[4] FIGUEIRAS, Joaquim A., et al. "Curso de Formação – Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré Esforçado", Junho de 1993;

[5] CHAPMAN, Stephen J., "Programação em MATLAB para Engenheiros", Pioneira Thomson Learning, São Paulo, 2003;

PARQUES DE ESTACIONAMENTO ELEVADOS CONSTITUIDOS POR ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS DE BETÃO PRÉ-ESFORÇADO

PROPOSTA DE AMPLIAÇÃO DO ACTUAL PARQUE DE ESTACIONAMENTO DA FEUP DESTINADO A ALUNOS

Carlos Nuno Tello Sousa

Sílvio Cláudio Rorigues Silva

1 – SUMÁRIO

Neste trabalho realizou-se o estudo dos vários tipos de parques de estacionamento utilizados mais vulgarmente, assim como parques elevados com rampas ou em rampa e parques mecânicos. Estudou-se ainda a utilização de elementos pré-fabricados com particular realce para as lajes alveoladas, vigas e pilares. No âmbito da aplicação dos elementos acima descritos fez-se uma proposta de ampliação do actual parque de estacionamento da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto destinado a alunos.

2 – INTRODUÇÃO

O presente trabalho de Seminário surgiu após um desafio proposto pelo Exmo. Sr. Professor Doutor Engenheiro Mota Freitas no sentido de ser encontrada uma solução, aproveitando as propriedades das estruturas pré-fabricadas, incluindo lajes alveoladas, para a criação de condições à resolução do problema, cada vez maior, de estacionamento automóvel na Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto (FEUP), atentas as limitações do actual parque.

Com efeito, o Porto à semelhança de outras cidades cujas redes de transportes públicos não são suficientemente eficazes e em que o custo do estacionamento não é suficientemente dissuasor da utilização generalizada do transporte individual, tem vindo a assistir ao incremento da utilização do automóvel.

O parque dos alunos da FEUP é um exemplo de um parque congestionado, estando sub-dimensionado face às necessidades.

O elevado número de veículos provoca fortes défices de estacionamento, com os consequentes constrangimentos à circulação nos arruamentos envolventes à própria Faculdade de Engenharia.

O aumento da população estudantil combinado com o aumento da utilização do automóvel como meio de transporte, quer pela distância a percorrer quer pela insuficiência dos transportes públicos, aliados ao sub-dimensionamento das áreas dedicadas ao estacionamento de viaturas de alunos e à insuficiência de lugares disponíveis na via pública, leva a que a resolução do problema do estacionamento na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto seja pertinente.

Neste contexto e considerando as possibilidades e vantagens da utilização de elementos mistos pré-fabricados, mais especificamente lajes mistas alveoladas, pretende-se com este trabalho apresentar uma solução construtiva para a criação de um piso elevado no actual parque de estacionamento dos alunos da FEUP, que poderá colmatar algumas destas necessidades de estacionamento.

Em suma, o objectivo final do trabalho, em consonância com o desafio lançado pelo Prof. Mota Freitas, consiste na estruturação de um piso elevado para o actual parque de estacionamento dos alunos da FEUP, com recurso à utilização de lajes alveoladas tidas em conta as vantagens da sua aplicação.

Efectivamente, é cada vez mais importante a aplicação deste tipo de peças pré-fabricadas na construção, pois apresentam diversas vantagens. Entre outras, temos a redução de mais de 50% no prazo da construção, a redução no pessoal necessário para a execução da obra, a diminuição do tamanho do estaleiro e a grande

redução do risco de acidentes de trabalho. De referir também a muito boa qualidade dos acabamentos das várias peças constituintes das estruturas.

Tendo em vista a concretização daquele objectivo começamos por pesquisar e estudar a aplicação de lajes alveoladas na construção de parques de estacionamento, face às suas características e às soluções presentes no mercado para a resolução das inerentes problemáticas. Tentamos assim ter uma percepção geral, não só das necessidades que os parques têm de satisfazer e dos tipos de solicitações a que estão sujeitos, mas também, das características resistentes das diversas peças pré-fabricadas (lajes mistas alveoladas, pilares, vigas, entre outras), e das suas aplicações bem como das soluções presentes no mercado.

Começou-se então por uma breve descrição dos tipos de parques de estacionamento para posteriormente se passar à descrição mais detalhada do parque dos Alunos da FEUP.

3 – PARQUES DE ESTACIONAMENTO

Essencialmente, os parques de estacionamento, em função das respectivas características, dividem-se em parques convencionais (com rampa ou em rampa) e parques mecânicos.
Apresentam-se, em traços gerais, alguns dados sobre estes parques.

3.1 - Parques mecânicos

Os parques mecânicos são constituídos por mecanismos que substituem o condutor na sua função de procurar lugar de estacionamento e estacionar o seu veículo.
Estes, face aos parques convencionais, optimizam completamente o espaço disponível, dobrando, triplicando ou aumentando ainda mais a capacidade disponível.
Facilitam a criação de estacionamentos subterrâneos ou em edifícios conservando o seu aspecto estético, por exemplo num pátio. Permitem poupanças de escavação conseguindo em 3 níveis padrão de altura de estacionamento colocar 5 níveis de carros.

Com inserção frontal nos lugares de estacionamento

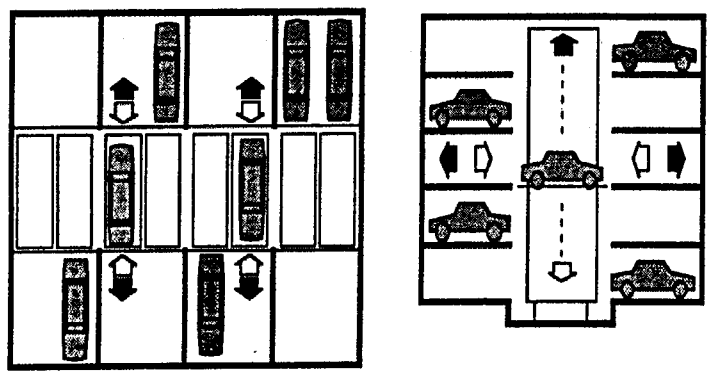


Figura nº1 – Esquema de um parque automático

Evitam a necessidade da rampa de conexão entre vários níveis, o que se transforma em poupança de espaço para mais estacionamento ou para outras utilizações. A grande desvantagem é o elevado investimento inicial necessário e os encargos de manutenção de todo o sistema mecânico.
Os parques automáticos diferenciam-se dos semi-automáticos na importância que os elevadores e transportadores têm. Cada um destes grupos pode ser subdividido em subgrupos consoante as funções que os elevadores desempenham.

Num parque completamente automatizado, o utilizador deixa o seu veículo na estação de recolha/entrega e retira um "ticket". Quando o sistema detectar que os utilizadores abandonaram o veículo, acondiciona sozinho

o veículo na garagem. Quando pretende reaver o veículo, o utilizador apenas tem que se dirigir à estação e inserir o "ticket", o sistema retira o veículo do estacionamento e transporta-o até à estação.
Apesar de parecer um processo demorado, estudos em parques de estacionamento deste tipo levaram à conclusão que o tempo médio de espera, mesmo em períodos de grande movimento, não excedem os necessários para entrar, encontrar lugar, estacionar e abandonar um parque de estacionamento convencional dimensionado para igual número de lugares.

Num parque semi-automático os robots não têm uma função tão preponderante quer na escolha do lugar onde o carro vai ser colocado quer no seu transporte. O utilizador estaciona o veículo, e o sistema regula apenas o nível em que este permanece, subindo ou descendo os elevadores consoante a necessidade de estacionar novo veículo ou retirar um noutro nível.

É ainda possível utilizar um sistema de vários andares em que o acesso é feito por elevador, o utilizador continua a ter controlo sobre o estacionamento do veículo, dependendo do sistema apenas para o deslocar entre os níveis de acesso/saída e estacionamento.

3.2 - Parques com rampas e em rampa

Os estacionamentos com rampa são as soluções mais usadas quando são necessários vários níveis de estacionamento para aproveitar melhor a área disponível.

Podemos dividir este tipo de parques em dois grupos que podem ser subdivididos em subgrupos consoante as características das rampas. Temos então parques de estacionamento com acesso em rampa, e parques de estacionamento com o plano de estacionamento em rampa.

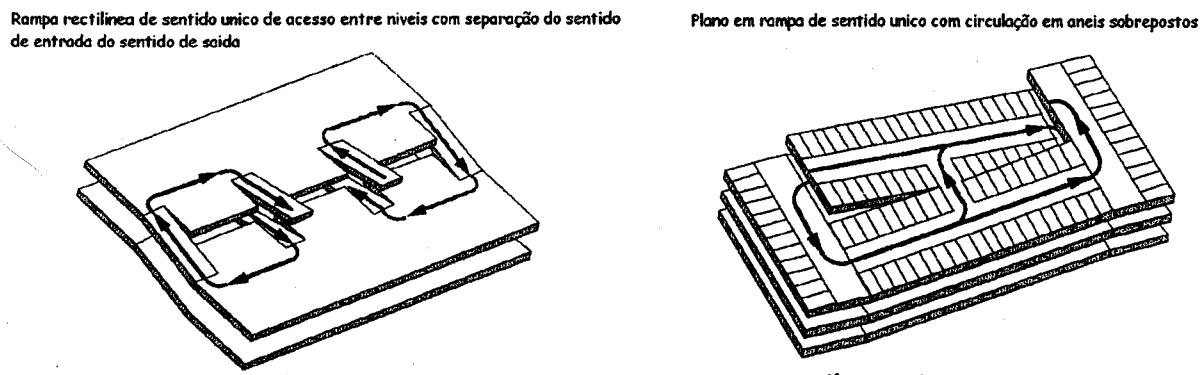


Figura nº2 – Esquemas de um parque com rampas e em rampa respectivamente

A escolha entre cada um destes tipos e seus subgrupos é condicionada pelas características do terreno, número de carros a estacionar, dimensões e características dos veículos, tipo de utilização (longa ou curta duração), pontos de acesso ao estacionamento, características do edifício já existente caso seja o caso.

3.3 - Esquema da utilização do espaço de estacionamento

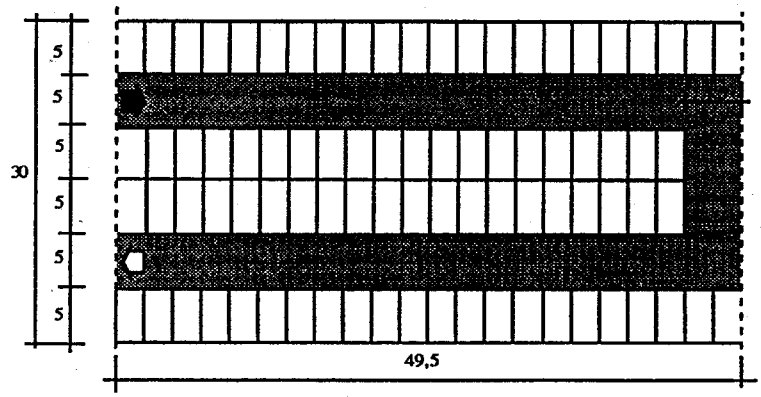
O espaço em planta, e a sua forma, são os principais condicionantes para o número de lugares de estacionamento que podemos obter. É necessário estudar as várias disposições para se chegar ao melhor rácio de metros quadrados utilizados para cada lugar de estacionamento. Só assim se pode garantir o melhor aproveitamento possível do espaço disponível.

Avaliaram-se várias disposições de carros no espaço de estacionamento apresentando-se, para as diferentes soluções, os dados e corresponde rácio de m^2/le (metros quadrados utilizados por lugar de estacionamento)

As dimensões de cada lugar de estacionamento não foram mantidas constantes, variaram consoante a disposição dos lugares e as necessidades para manobrar com essa disposição, também a largura da faixa de rodagem foi adaptada às necessidades de manobra e circulação de cada exemplo. Tendo em consideração que as normas anti-fogo recomendam 4,5 a 5 metros consoante os lugares são perpendiculares ou ortogonais à faixa de rodagem, esses foram estes os valores adoptados nestes esquemas.

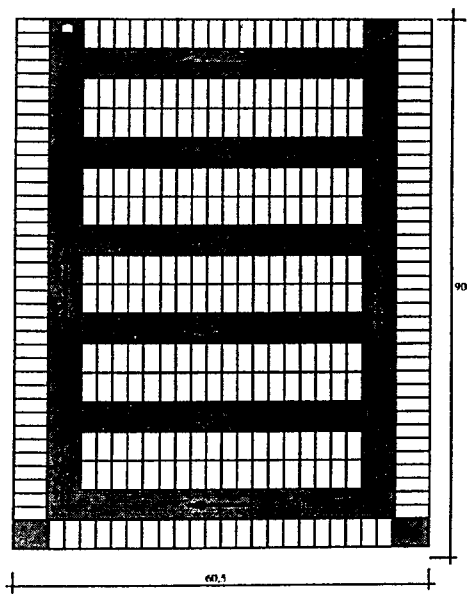
Nos esquemas apresentados, as setas pretas assinalam a direcção de entrada e as setas brancas a direcção de saída.

repetição da dupla fila perpendicular ao eixo da via



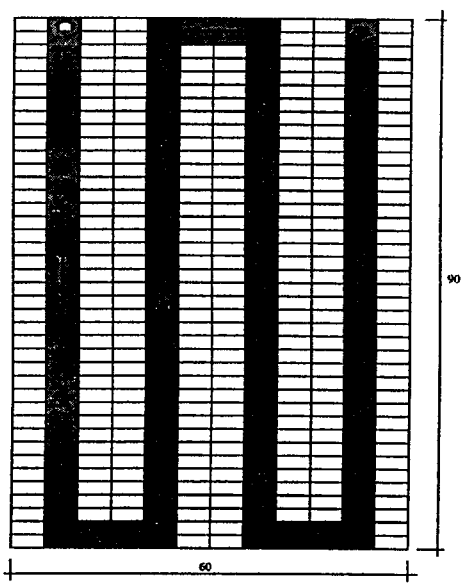
ângulo	=90°
dim. lugar	=2,25x5,00
área/lugar (al)	=84
área (a)	=1485
a/al	=17,67

ocupação de grande área com colocação longitudinal



ângulo	=90°
dim. lugar	=2,25x5,00
área/lugar (al)	=296
área (a)	=5445
a/al	=18,39

ocupação de grande área com colocação transversal



ângulo	=90°
dim. lugar	=2,25x5,00
área/lugar (al)	=308
área (a)	=5400
a/al	=17,53

Figura nº3 – Esquema de circulação dos veículos

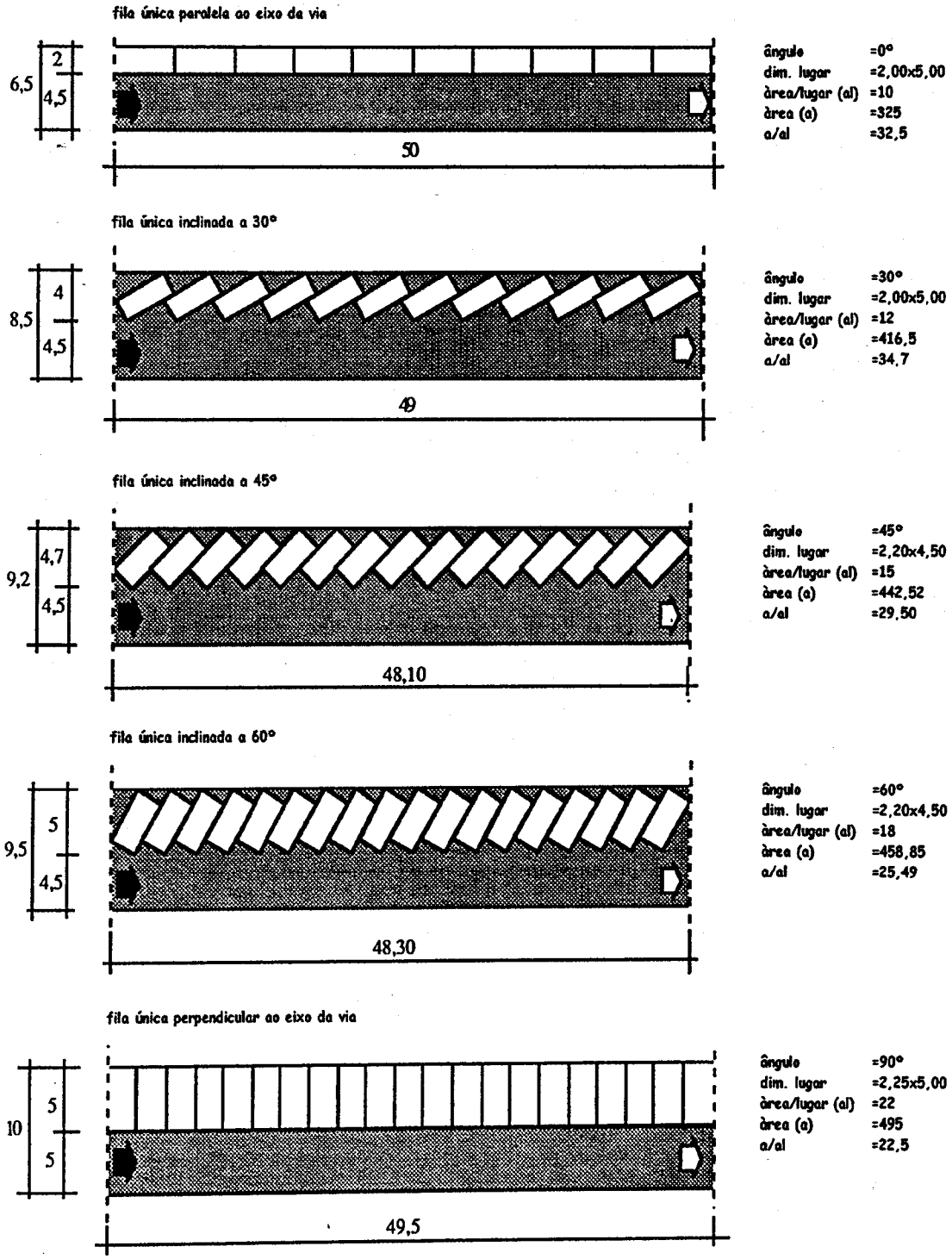


Figura nº4 – Aproveitamento do espaço de estacionamento com fila única

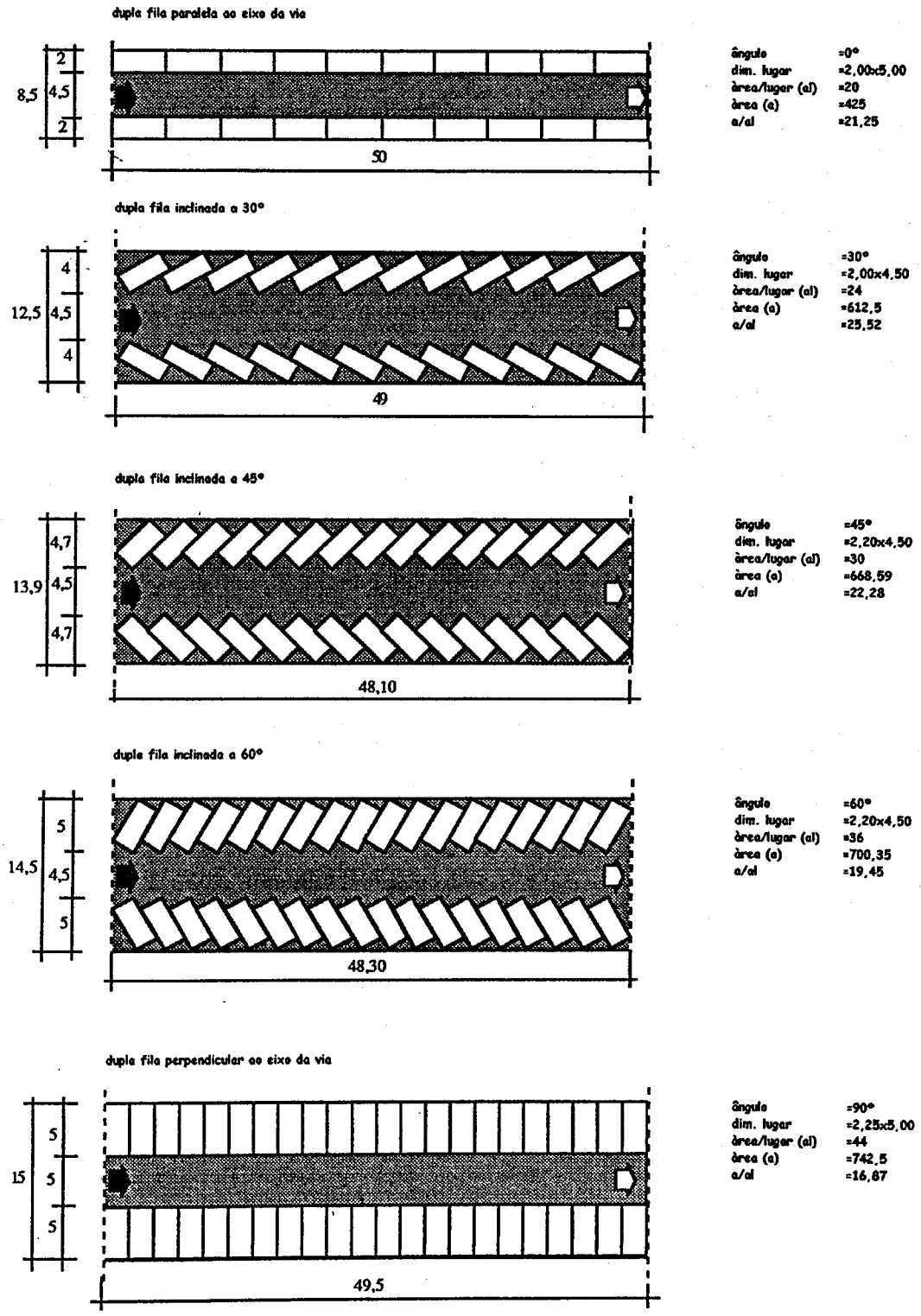


Figura nº5 – Aproveitamento do espaço de estacionamento com dupla fila

4 – PRÉ-FABRICAÇÃO

A pré-fabricação é a forma mais adequada de construção industrializada, que se desenvolvem essencialmente após a 2ª Guerra Mundial. No entanto, já no fim do século XIX, a firma Coighet, a primeira empresa de pré-fabricação de betão, tinha introduzindo as primeiras aplicações da pré-fabricação, no casino de Biarritz, em França, com recurso a vigas prefabricadas de betão armado.

Conhecem-se outras aplicações, no campo de edifícios prefabricados, no período pós 1ª Guerra Mundial, da autoria de Le Corbusier, em 1921, e de Buckminster Fuller, em 1927. Na França, em 1930, Marcel Lods e Beaudouin propuseram as primeiras casas prefabricadas. Por falta de viabilidade económica, essa tentativa industrializada não teve grandes repercussões.

Face à carência habitacional, fruto da destruição das grandes cidades, vilas e aldeias, após a 2ª Guerra Mundial tomou-se imperativo o recurso à construção industrializada. Nessa época, as autoridades competentes, os industriais e os projectistas debatiam-se com problemas de construção: era necessário construir num curto período de tempo e em grande quantidade. A construção voltava-se, assim, para a pré-fabricação. Estava encontrado o caminho para resolver este problema, rapidamente e de forma económica.

A produção em série tornava-se rentável, mecanizando as linhas de produção e contando com a contribuição dos projectistas para a definição de elementos lineares, com grande aplicabilidade em distintas obras. Foi o começo da industrialização da construção, marcado pela quantidade e pela necessidade da massificação da construção, com o objectivo da resolução das grandes carências habitacionais.

Inicialmente, surgiu o designado Sistema de Pré-fabricação Fechada, onde os elementos seguiam uma rigidez formal, verificando-se uma uniformidade dos elementos, que resultava numa construção monótona e monolítica. Este tipo de construção rapidamente deixou de ser aceite, dado ser incapaz de impor as suas soluções estruturais, devido à lentidão dos processos de fabrico e de montagem, bem como à rigidez que transparecia. As exigências ao nível construtivo alteravam-se e o recurso a soluções repetitivas não se coadunava com a nova mentalidade, abandonando por completo a ideia de "padrões utilitários". Este período corresponde a uma fase de grande crescimento económico, com uma forte intervenção do Estado, com o financiamento necessário para o fomentar dos processos de construção industrializada, onde a quantidade se sobrepôs à qualidade.

A partir de meados dos anos 70, verificou-se uma inversão de valores onde a predominância da qualidade prevaleceu à quantidade. Este fenómeno surge associado a exigências de diversificação de elementos e à melhoria na qualidade dos projectos e na construção. Uma vez que a nova concepção é mais exigente, valorizando as estruturas e jogando com os materiais e as formas, a pré-fabricação fechada foi-se extinguindo, sendo substituída pelo Sistema de Pré-fabricação Aberta. Neste, a fabricação em massa passou a estar apta para responder a novos desafios, novos materiais e maiores exigências estéticas, destacando-se como vantagens a possibilidade dos elementos poderem desempenhar diferentes funções, abrangendo novas formas estruturais, e distintas aplicações.

A transformação descrita muito contribuiu para a divulgação da pré-fabricação. Surgiram ainda novas ferramentas de cálculo e de produção, para que os projectistas, construtores e industriais da pré-fabricação tivessem ao seu dispor os meios necessários para a obtenção de peças de maior dimensões, em menor tempo e de melhor qualidade.

Hoje em dia, a sua utilização em construções como moradias, edifícios industriais, silos ou pontes, é cada vez maior.

4.1 - Princípios e principais vantagens da pré-fabricação

A pré-fabricação de peças de betão não é novidade, especialmente nos países do Norte da Europa, nos quais a utilização de peças de betão pré-fabricadas é maior do que a utilização da betonagem *in situ* o mesmo não acontecendo em Portugal. De qualquer das formas a utilização da pré-fabricação tem vindo a crescer. Em Portugal há diversas empresas que já disponibilizam inúmeras peças para variadas aplicações, desde uma simples casa habitacional até obras de arte, como Pontes ou viadutos.

Principais vantagens das construções pré-fabricadas:

- Sistema executivo propiciando simultaneidade de etapas sucessivas;
- Elimina quase totalmente o recurso a cofragens;
- Componentes estruturais produzidas industrialmente com Betão Armado e Pré Esforçado de alta qualidade;
- Optimiza a elaboração e racionalização do projecto;
- Reduz o espaço necessário para o estaleiro nas obras;
- Melhora o controlo de qualidade;
- Reduz serviços de fiscalização, conservação e manutenção;
- Necessita de menos juntas de dilatação que na construção convencional;
- Possibilita a desmontagem das peças estruturais e o seu reaproveitamento;
- Diminui o número de acidentes de trabalho;
- Evita gastos desnecessários, reduzindo desperdícios de materiais;
- Reduz custos e mão-de-obra;
- Menor preço em função do processo executivo;
- Enorme economia de tempo;
- Evita improvisação.

As principais vantagens da aplicação de estruturas pré fabricadas já foram referidas, sendo que no caso do parque da FEUP ainda se tornam mais evidentes, sobretudo no que conceme ao tempo de montagem. Se o problema em causa é falta de estacionamento, uma construção recorrendo aos métodos tradicionais tornaria a situação um caos, visto que o parque de estacionamento iria estar fora de serviço, no mínimo, durante cerca de 6 meses.

Recorrendo à pré fabricação, existem duas fases principais. Uma primeira, que para a situação em causa, durará cerca de seis semanas e se prende com a fabricação propriamente dita de todas as peças e betão e respectivo transporte até ao local de montagem. Uma segunda fase correspondente à montagem, que duraria cerca de outras 6 semanas, tendo a vantagem de, além da rapidez, permitir o faseamento da construção. Admite-se que assim ficariam sempre 2/3 dos lugares disponíveis durante a montagem do parque.

5 – PARQUE DOS ALUNOS DA FEUP

No caso em estudo, parque dos alunos da FEUP, optou-se por um piso superior com acesso em rampa rectilínea, não só porque o piso superior não afectará o aspecto da Faculdade pois será relativamente baixo (cerca de 2 a 2,5metros), como também é suficiente para o número de lugares de estacionamento necessários.

Para este parque com apenas um piso não se justifica a utilização de sistemas automáticos, pois são bastante onerosos e ainda estão pouco divulgados no nosso País.

Este parque será para estacionamento de longa duração e disporá apenas de uma via de acesso, porque pensou-se não existir a necessidade de dispor mais do que uma rampa com duas vias de circulação e duplo sentido. O parque térreo actualmente instalado tem as mesmas características. A opção pela rampa rectilínea foi condicionada pela disposição do parque e pelo espaço existente em planta.

Tendo em conta a topografia do terreno e de forma a minimizar a altura necessária dos pilares de sustentação do piso elevado, optou-se por criar plataformas horizontais em dois níveis de cota. Existirá ainda um painel intermédio em rampa que fará a ligação entre as duas plataformas.
A solução proposta é a de um piso elevado com acesso em rampa rectilínea,

Quanto à utilização do parque disponível, a opção de estacionamento na perpendicular com uma faixa de estacionamento paralelo à faixa de rodagem seria a solução com melhor aproveitamento do espaço, solução essa a originalmente adaptada para o piso térreo do actual parque dos alunos. É a que oferece um maior número de lugares de estacionamento.

No entanto, essa disposição do piso térreo foi posteriormente alterada, por uma opção de estacionamento a 45º com uma faixa de estacionamento paralelo à faixa de rodagem nas faixas centrais. Esta é a solução ideal, já que o aproveitamento excessivo do espaço da solução inicial provocava dificuldade de manobra e em alguns casos com danos para as viaturas estacionadas.

Foi então, adoptada esta última disposição de lugares de estacionamento para o piso elevado.

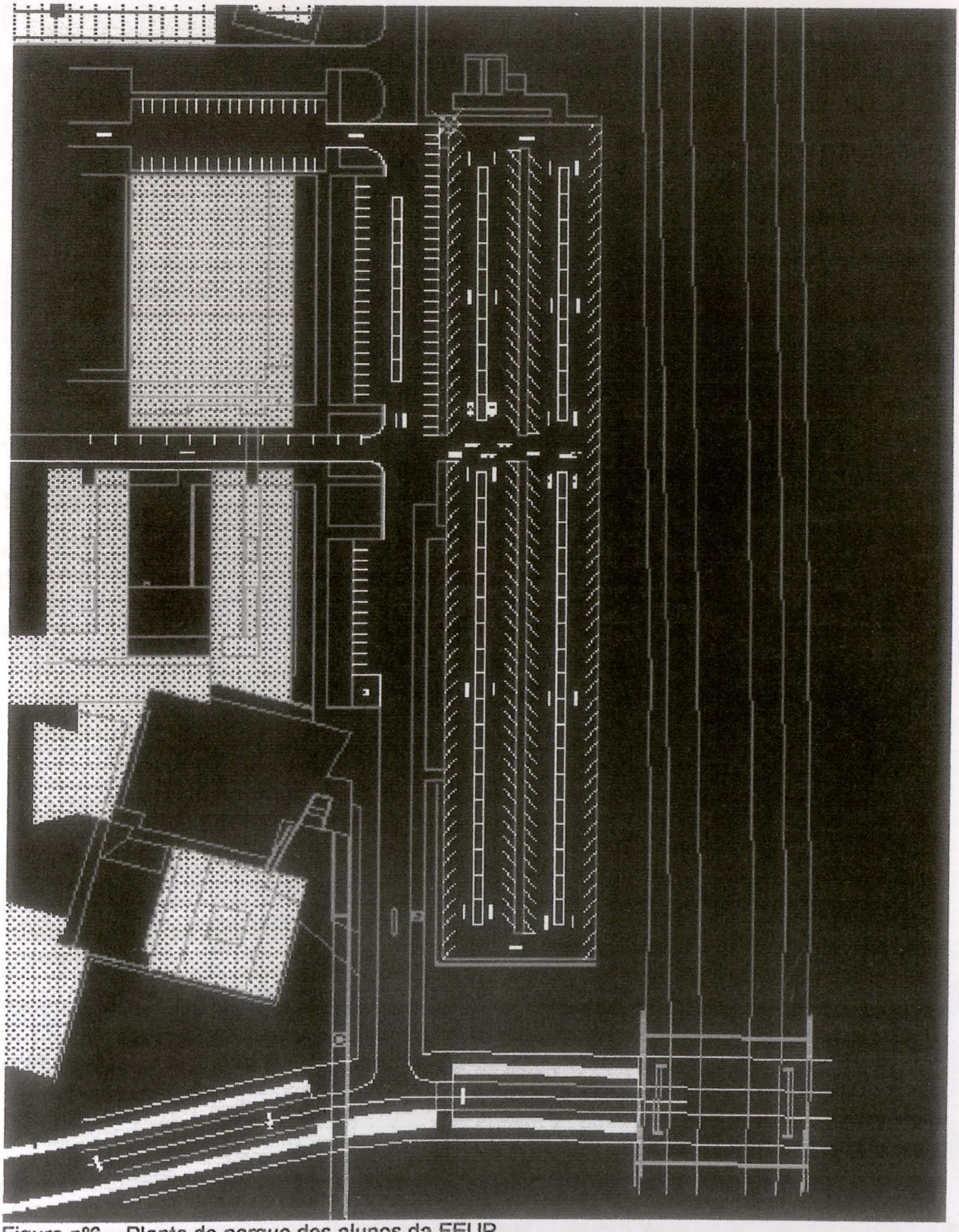


Figura nº6 – Planta do parque dos alunos da FEUP

O acesso pedonal, seria feito através de dois vãos de escadas, colocados um a um terço do comprimento da estrutura e outro a dois terços. Terão uma configuração longitudinal em relação à estrutura principal do

parque e serão exteriores a este. Os vãos de escada serão constituídos por dois painéis sendo que cada um vence cerca de 1,2metros de altura, tendo um patamar intermédio como é estipulado por lei.

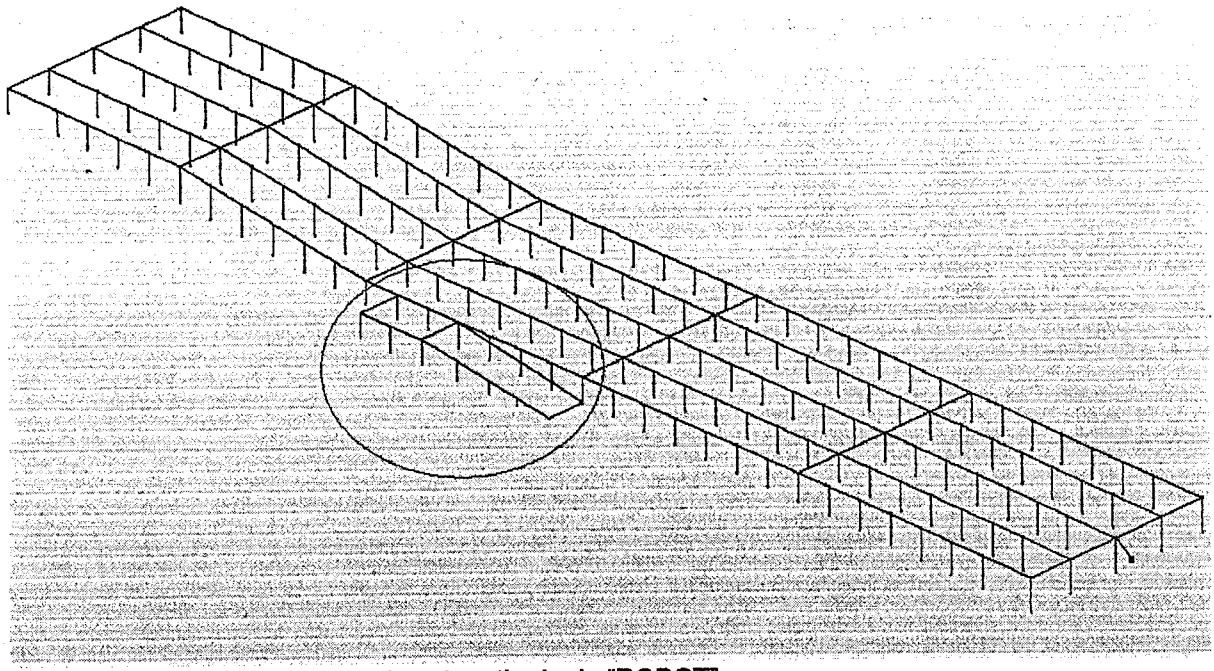


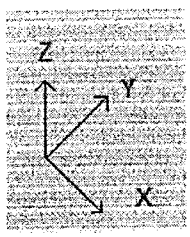
Figura nº7 – Esquema do piso elevado retirado do "ROBOT"

Comprimento total – 200metros
Largura total – 34metros

Cargas usadas

- Peso Próprio (estimado) – 4kN/m^2
- Guardas – 1,5kN/ml (Previsto no RSA)
- Revestimentos (5cm de betão de solidarização + 5cm de tela) – 2,5kN/m^2
- Sobrecarga – 3kN/m^2 (Previsto no RSA)

Valores máximos (Robot)



Estrutura principal:
My$^+$ - 236 kNm
My$^-$ - 83 kNm
Fz (pilares das extremidades) - 670 kN
Fz (pilares internos) - 1767 kN

Na Rampa:
My$^+$ – 88 kNm
My$^-$ – 88 kNm
Fz – 377kN

5.1 - <u>Elementos pré-fabricados</u>

Pilares – 0,20x0,40 (m^2)
Vigas em T invertido – h=0,50m b=0,40m
Elementos alveolados para as lajes da estrutura principal - L25-6+5 (6cm de camada de solidarização + 5cm de tela)
Elementos alveolados para a rampa - L16+4+5 (4cm de camada de solidarização + 5cm de tela)

Escadas

A diferença de cota a vencer em cada vão de escadas será de 2,80m. Apresenta-se em seguida um esquema com um alçado da escada, sendo que os degraus terão 1,20m de largura, sendo por isso, a largura total da escadaria de 2,40m.

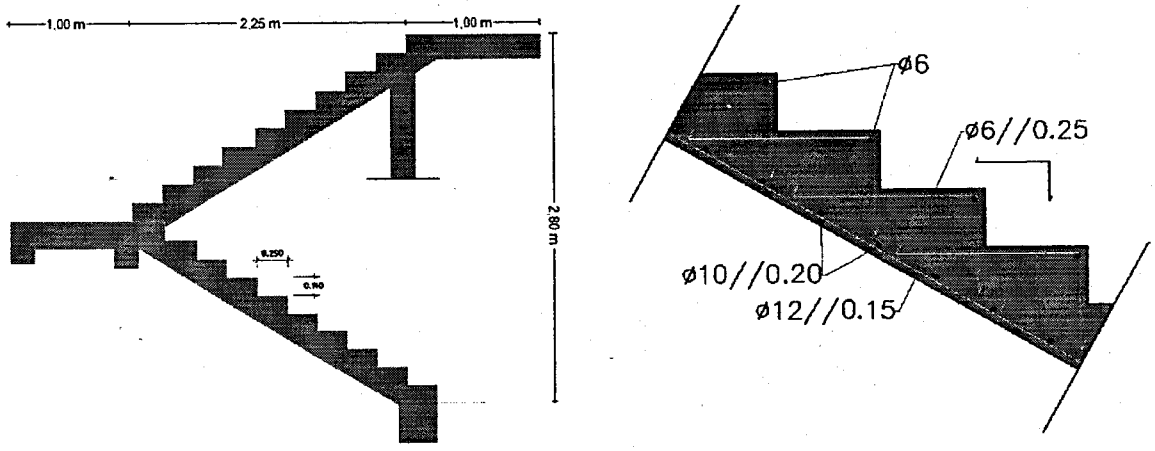


Figura nº8 – Vão de escadas esquemático

6 – PRAZO E ORÇAMENTO

Tendo como base o conhecimento de outras obras similares o valor a considerar para a construção do parque de estacionamento em estudo será de 125euros/m^2.

O parque terá uma área de 34x200=6800m^2 sendo por isso o orçamento total estimado em 850 mil euros.

Importante será dizer que o valor por lugar disponível, tendo em conta que a ampliação do parque originará cerca de 260 lugares, será de 3200euros/lugar. O parque, depois de ampliado, terá uma capacidade de aparcamento de 580 lugares.

Como já referido anteriormente, o prazo total será dividido em duas parcelas, 6 semanas para a fabricação das peças a utilizar na obra e outras 6 semanas para a sua montagem.

7 – CONCLUSÃO

Cada vez mais, com o aumento do número de automóveis que circulam nas estradas, principalmente nos centros urbanos, onde tudo se encontra mais condensado, é necessário um melhor aproveitamento do pouco espaço disponível para estacionamento.

Hoje em dia, já é possível recorrer a parques de estacionamento automáticos que, além de cómodos, permitem uma maximização do espaço disponível para os automóveis. No caso dos parques convencionais, é importante o estudo ao pormenor das várias disposições possíveis para que haja um melhor aproveitamento do espaço disponível e ao mesmo tempo uma maior comodidade por parte dos utilizadores.

O actual parque automóvel da FEUP, é apenas um exemplo de um parque sub-dimensionado face às necessidades dos alunos. Através de uma solução simples de um piso elevado é possível duplicar a quantidade de lugares actualmente existentes. Este aumento teria, entre outras, a vantagem de reduzir o tempo de espera à entrada do parque, que chega a ser superior a uma hora, e ainda a vantagem de reduzir o gasto de combustível inerente a essa espera.

Visto o parque da FEUP ser utilizado praticamente durante o ano todo, seria complicado recorrer a uma construção convencional. A solução mais indicada será então a de se recorrer à pré-fabricação.

Em apenas cinquenta anos a pré-fabricação tomou-se numa indústria essencial para o sector da construção. As primeiras situações em que foi utilizada a pré-fabricação foi após as grandes guerras mundiais, surgiram como solução simples e rápida aos problemas habitacionais presentes na Europa.

8 – AGRADECIMENTOS

Queremos agradecer especialmente ao Senhor Professor Eng. Mota Freitas pelo tempo que nos dedicou e pela ajuda facultada, inclusivé através do empréstimo da maioria da bibliografia necessária à execução do trabalho de seminário.
Agradecemos também ao Senhor Eng. Pedro Paula Pinto (Civibral) e ao Senhor Eng. José Rui Pinto (Departamento de Eng. Civil) pelo empréstimo de elementos bibliográficos e pelos muitos conselhos para a melhor execução do trabalho.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. Elliott, Kim S (1996) – "MULTI-STOREY PRECAST CONCRETE FRAMED STRUCTURES", Blackwell Science
2. American Concrete Institute – "HOW TO DESING, BUILD, AND MAINTAIN CONCRETE PARKING STRUCTURES "
3. Buettner, Donald R.; Becker, Rojer J. – "MANUAL FOR THE DESIGN OF HOLLOW CORE SLABS"; ISBN-0-937040-25-8
4. Hicks, S. J.; Lawson, R.M. (2003) – "DESIGN OF COMPOSITE BEAMS USING PRECAST CONCRETE SLABS"; ISBN 1 85942 139 3
5. Bruggeling, A. S. G.; Huyghe, G. F. (1991) – "PREFABRICATION WITH CONCRETE"
6. Ferrari, Gianluigi; Riccardi, Marco (1989) - "POSTO AUTO – TIPOLOGIE E TECNOLOGIE NELLA REALIZZAZIONE DI PARCHEGGI PUBBLICI E PRIVATI", BE-MA editrice
7. Viest, Ivan M.; Colaco, Joseph P.; Furlong, Richard W.; Griffis, Lawrence G.; Leon, Roberto T.; Wyllie Jr., Loring A. (1997) – "COMPOSITE CONSTRUCTION DESIGN FOR BUILDINGS", asce
8. Taranath, Bungale S. (1998) – " STEEL, CONCRETE, & COMPOSITE DESIGN OF TALL BUILDINGS", Mcgraw Hill
9. PCI JOURNAL – Precast / Prestessed Concrete Institute - "Blue Cross and Blue Shield Parking Facility", Vol. 35 No.1, January-February 1990
10. PCI JOURNAL – Precast / Prestessed Concrete Institute - "Wiltern Center Parking Structure", Vol. 41 No.4, July-august 1996
11. BRIERLEY, John (1962) – "PARKING OF MOTOR VEHICLES", C.R. Books Limited
12. KLOSE, Dietrich (1965) – "PARKHÄUSER UND TIEFGARAGEN", Verlag Gerd Hatje
13. NPA Parking Consultants Council – "GUIDO TO THE DESIGN & OPERATION OF AUTOMATED PARKING FACILITIES" - USA, (2003)
14. Ramalho, Luiz Carlos de Aquino (1980) - "PALETIZAÇÃO DE ESTACIONAMENTOS"
15. Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1
16. Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1
17. Sr. Professor Eng. Mota Freitas: Vigas Mistas - Dimensionamento Elástico
18. Sr. Professor Eng. Mota Freitas: Vigas Mistas - Método de Cálculo Plástico
19. ECCS - Technical Committee 11 Composite Structures: Composite beams and columns to EC4 – Nº 72 (1993)
20. http://www.infolink.com.au (lift – automatic car parks)
21. http://www.answers.com (General parking information)
22. http://www.anepe.pt (Regulamento Estacionamento Lisboa)
23. http://en.wikipedia.org (General parking information)

DUAS METODOLOGIAS PARA A AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE PONTES

Júlio Ferreira da Silva
Márcio Cláudio Fernandes
Rui Jorge Conceição

SUMÁRIO

O artigo presente procura efectuar a avaliação da vulnerabilidade de pontes à acção sísmica, pretendendo-se estimar, de um modo rigoroso e o mais aproximado da realidade possível, o grau de susceptibilidade que este tipo de estruturas apresenta face a este tipo de acções. Para este processo foram aplicadas duas metodologias distintas – uma primeira mais rigorosa com base numa análise não-linear dos materiais e outra enveredando por métodos simplificados – a um conjunto de pontes, e suas variantes, procurando-se tirar conclusões quanto ao seu comportamento. De modo a ser atingido o objectivo proposto, foram seleccionadas 5 passagens superiores típicas em Portugal, distribuídas pelo país, às quais foram ainda adicionadas mais duas variantes a cada uma, resultantes da alteração de algumas das suas características.

1. INTRODUÇÃO

Desde os tempos mais remotos, os sismos têm sido dos fenómenos naturais mais devastadores para a Humanidade, quer em termos de perdas de vidas humanas quer em termos de perdas materiais, como no caso do sismo de Lisboa a 1 de Dezembro de 1755,ou o grande sismo de S. Francisco em 1906, ou o sismo na Ilha Terceira em 1980 (8 na escala de Richter), ou um sismo na Arménia em 1988 que matou mais de 55 mil pessoas e fez com que 500 mil ficassem sem abrigo, entre muitos outros que provocam quase todos os anos centenas de mortes e feridos e milhares de desalojados.

Nas últimas décadas o domínio da engenharia sísmica tem sido alvo de uma rigorosa apreciação para que exista uma maior compreensão da problemática bem como para que exista uma maior prevenção de possíveis danos, quer materiais quer humanos. Por todo o mundo tem-se vindo a desenvolver esforços de ajuda mútua para que seja possível o desenvolvimento neste âmbito.

As pontes fazem parte de um lote de estruturas designadas de especiais. Esta designação baseia-se no pressuposto de elas não serem correntemente concebidas e necessitarem de cuidados especiais quanto à sua execução. Tem-se ainda de introduzir neste conceito o facto de estas serem autênticas obras de arte, do ponto de vista estético, bem como serem elementos que permitem deslocação de pessoas e recursos entre dois pontos separados por um curso de água, de maiores ou menores dimensões. Pode então admitir-se que se uma ponte permitir um elevado movimento de pessoas e recursos entre dois pontos de ligação, caso ocorra um sismo que leve ao colapso desta estrutura poderá resultar uma grande catástrofe.

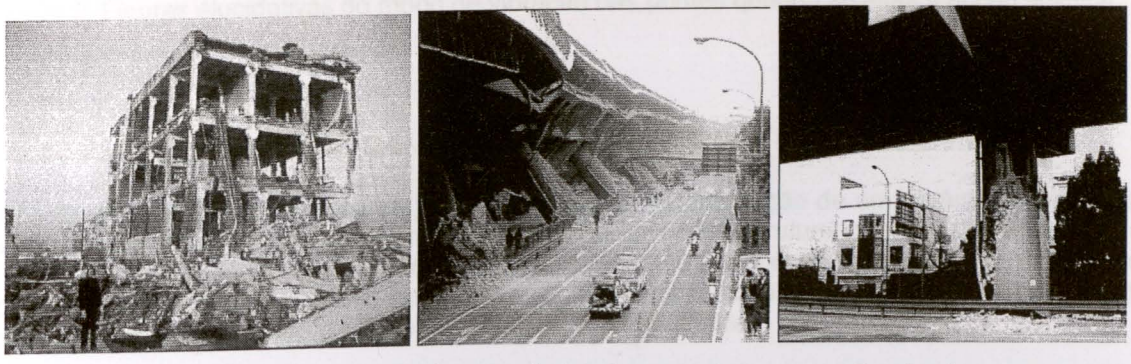


Figura 1: Exemplos de danos estruturais causados pela acção sísmica

Com este trabalho pretende-se analisar a probabilidade de ruína de pontes quando estas são solicitadas transversalmente (figura 2) por uma acção sísmica. Para tal foram utilizados 15 sismos reais resultantes de uma base de dados de 20, sendo 5 descartados por apresentarem características muito diferentes dos restantes. Estes sismos serão aplicados a 5 pontes portuguesas, sendo que três delas estão localizadas no IC28, em Ponte da Barca (PS1, PS3 e PS5), outra na auto-estrada do sul A2, no sublanço de Grândola –

Aljustrel (PS14) e a última localizada na auto-estrada A15, em Rio Maior – Santarém (PS1 A15). Verifica-se que estas pontes se localizam em zonas de intensidade sísmica diferente, optando-se por uniformizar a análise para a intensidade mais gravosa (Zona A). A esta zona, segundo o estipulado no EC8, está associada uma aceleração de pico de 270cm/s^2 (1,5*0,18*g), sendo necessário escalar os 15 sismos para esse valor de aceleração de pico. Também será feita a análise sísmica para outras intensidades múltiplas de 270cm/s^2 para perceber as variações no comportamento das estruturas com o aumento da intensidade. As 5 pontes disponibilizadas são constituídas por betão armado pré-esforçado e apresentam características diferentes no que diz respeito às secções dos pilares, número de alinhamentos de pilares, número de pilares por alinhamento, altura dos pilares, comprimento de vãos, secções dos tabuleiros, resistência dos materiais, entre outras. Para além de serem analisadas as pontes com as suas características reais, serão também analisadas outras duas variantes que consistem em alterar as alturas dos pilares para 15 e 20 metros no caso das pontes PS1, PS3, PS5 e PS14, e para 10 e 15 metros para a ponte PS1 A15 de forma a analisar a influência da altura dos pilares no comportamento das pontes.

Para a análise destas pontes foram utilizadas duas metodologias distintas: a primeira recorrendo a uma análise da estrutura com base no seu comportamento real, ou seja, faz uma avaliação com base na análise não-linear da estrutura; a segunda consistindo numa metodologia simplificada que procura conduzir a resultados próximos dos reais.

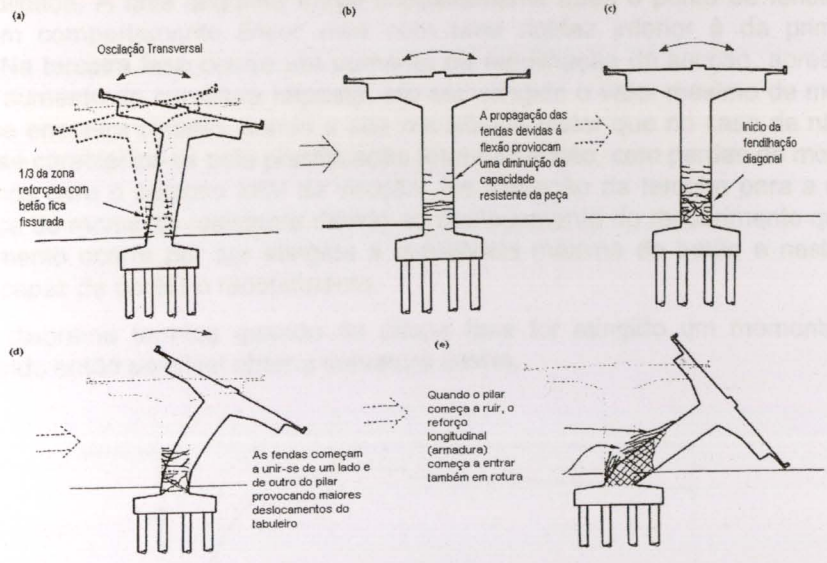


Figura 2: Figuras elucidativas do modo de vibração das pontes quando sujeitas á acção sísmica

2. AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE PONTES

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de pontes consiste na determinação de um parâmetro designado por probabilidade de ruína, que permite aferir quanto à segurança da estrutura quando sujeita a uma acção sísmica. Para este efeito serão apresentadas duas metodologias, uma mais rigorosa em que se considera acções dinâmicas e comportamento não-linear dos materiais e outra através de um procedimento simplificado onde a estrutura é abordada como um sistema de um grau de liberdade.

2.1- Vulnerabilidade sísmica considerando o comportamento dinâmico e não-linearidade do material

Para determinação deste parâmetro será necessário obter a lei de comportamento não-linear (lei trilinear) da capacidade resistente dos pilares, dado estes serem os elementos principais de suporte da estrutura. Após a sua obtenção, e utilizando um modelo plano de cálculo adequado, será possível determinar a ductilidade exigida para um determinado sismo a través de um método de cálculo dinâmico. Utilizando os vários sismos existentes em base e sobrepondo os seus efeitos, será possível obter a curva de vulnerabilidade. Recorrendo

a métodos estatísticos adequados é possível determinar qual a probabilidade de ruína de uma determinada ponte.

2.1.1- Comportamento não linear do material

A resistência dos pilares a uma solicitação sísmica transversal consiste no cálculo da evolução do momento flector na secção do pilar, devido à imposição de curvaturas monotonicamente crescentes, obtendo-se assim o diagrama resistente da secção. Neste estudo considera-se que as únicas cargas verticais aplicadas na ponte são o seu peso próprio, pois durante a ocorrência de um sismo a probabilidade da ponte estar solicitada com outras sobrecargas é reduzida e, quando actuam, são geralmente desprezáveis quando comparadas com o peso próprio da estrutura. Devido ao peso próprio da estrutura, surgem esforços axiais nos pilares fazendo com que a solicitação sísmica actue em flexão composta (actuação de esforço axial e de momento numa direcção).

Para facilitar o cálculo, usou-se um programa de cálculo adequado (*Biax*) que necessita como variáveis iniciais as características da secção (dimensões, armaduras, recobrimento) e as propriedades dos materiais.

Para secções de betão armado, o comportamento obtido apresenta geralmente quatro fases (ver figura 3). A fase inicial surge para curvaturas reduzidas onde a secção apresenta um comportamento linear, pois ainda não se encontra fendilhada. A fase seguinte surge imediatamente após o ponto de fendilhação da secção, apresentando também comportamento linear mas com uma rigidez inferior à da primeira fase (menor inclinação da recta). Na terceira fase ocorre um aumento da fendilhação da secção, apresentando cada vez menor rigidez com o aumento da curvatura imposta, até ser atingido o valor máximo de momento resistente. Note-se que o pilar se encontra cintado, sendo a sua resistência maior que no caso de não se considerar a cintagem. A última fase caracteriza-se pela plastificação total da secção, com perdas de momento resistente à medida que avançamos para o colapso total da secção. Na transição da terceira para a quarta fase ocorre uma diminuição brusca do momento resistente devido ao destacamento do recobrimento que se encontra em rotura. Este destacamento ocorre por ser atingida a resistência máxima do betão e nesta zona não existir cintagem envolvente capaz de conter o recobrimento.

Considera-se que o diagrama termina quando na última fase for atingido um momento igual a 80% do momento máximo, sendo então possível obter a curvatura última.

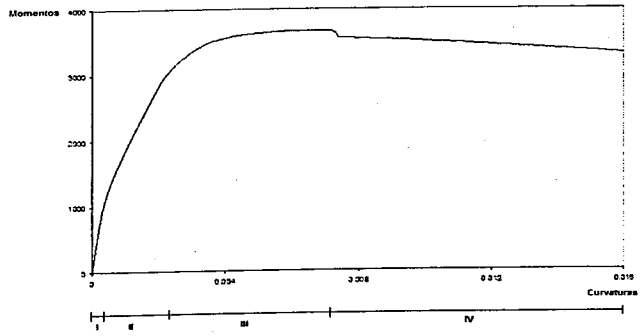


Figura 3: Diagrama resistente da secção do pilar

2.1.2- Modelação estrutural

Com o intuito de se procurar obter os efeitos da acção sísmica mais próximos da realidade, recorre-se a uma modelação estrutural plana. Esta modelação utiliza elementos de barra para a simulação dos pilares e do tabuleiro e bielas axialmente indeformáveis para traduzir os efeitos de ligação pilar/tabuleiro. Neste ponto levanta-se a problemática referente a adequabilidade dos resultados do modelo plano comparativamente com a realidade.

Sabendo que a transmissão de esforços internos entre tabuleiro e pilar é feita ao nível do centro do primeiro, que não coincide com o ponto de ligação entre ambos, foi necessário introduzir um artifício que traduza este efeito. Assim, estabeleceram-se dois modelos estruturais, o primeiro em que o tabuleiro transmite os esforços directamente ao ponto de intersecção com o pilar e o segundo em que é introduzido um elemento de ligação

que faz com que os esforços sejam transmitidos ao nível do centro de gravidade do tabuleiro. Este elemento é simulado através de uma biela de elevada rigidez.

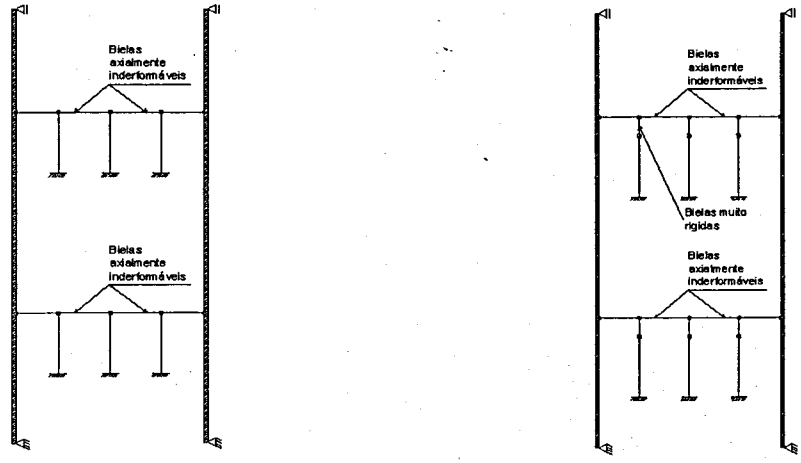


Figura 4:Esquema dos modelos de cálculo

Da aplicação destes modelos a uma das pontes, neste caso a PS1, solicitada por um sismo com intensidades crescentes, foram obtidos as seguintes ductilidades exigidas à estrutura.

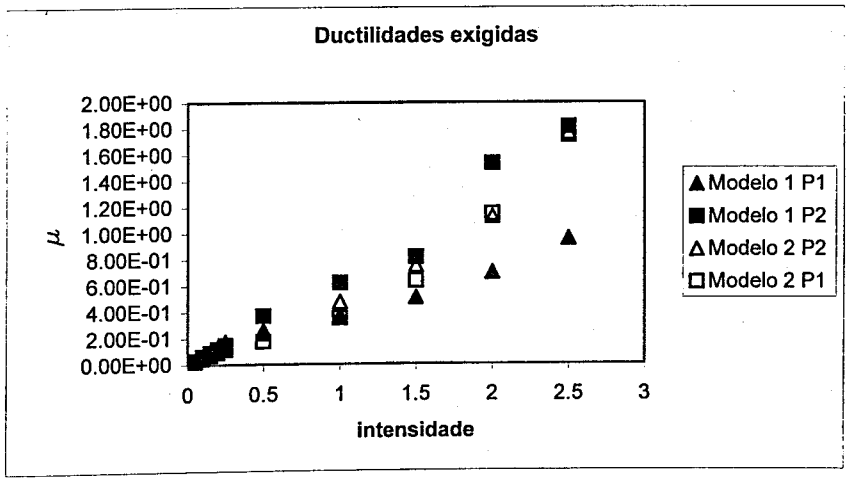


Figura 5: Curva de ductilidade

Observando os resultados obtidos, constata-se que não é possível concluir que uma das modelações conduza sistematicamente, para todas as pontes e intensidades sísmicas, a maiores valores de ductilidade.
De modo a se obter uma melhor interpretação dos resultados realizou-se um cálculo estático de uma estrutura simplificada num outro programa de cálculo (*Robot*), do qual se obteve os seguintes valores de esforços na base e topo dos pilares:

Quadro I: Valores dos momentos obtidos através do *Robot*

	Sem biela	**Biela 0.4m**	**Biela 0.8m**
Momento na base (kN.m)	17778.651	17604.896	17356.439
Momento no topo (kN.m)	-1.569	889.756	1658.07

Sabendo que todas as substruturas foram sujeitas ao mesmo tipo de carregamento (carga uniformemente distribuída ao longo de todo o tabuleiro), os resultados obtidos permitem concluir que, embora com o aumento da altura dos pilares, devido às bielas rígidas, o braço interno das forças aumenta, o que originaria um acréscimo do valor do momento flector na base, isto provoca também um efeito secundário nas suas características, que é a diminuição da rigidez dos elementos verticais com o aumento da altura, levando a que

os momentos absorvidos também diminuíam na mesma proporção. Isto leva a que o valor do momento flector na base dos pilares não possa ser directamente relacionado com a sua altura. Se isto se verifica, quer dizer que a ductilidade de um pilar varia consoante a sua altura, não sendo possível concluir que um modelo é mais gravoso do que o outro.

Assim, considerando-se que o segundo modelo geral se aproxima mais do que acontece na realidade foi o adoptado nos cálculos seguintes.

2.1.3- Curvas de vulnerabilidade

Após determinação do modelo de cálculo a adoptar, determinam-se as curvas de vulnerabilidade das pontes, curvas fundamentais para o cálculo da probabilidade de ruína de cada uma das pontes.

Estas curvas relacionam para cada intensidade sísmica a ductilidade exigida. Para se obter estas curvas será necessário definir para cada elemento o tipo de análise a considerar; pilares análise não-linear, tabuleiros e bielas análise linear. Uma vez determinada a resistência e curvatura de cedência para cada pilar, é necessário aplicar uma gama de sismos escalados para diferentes intensidades às pontes em causa e daí retirar a ductilidade exigida média na base dos pilares, para cada nível de intensidade. Para o efeito, utilizou-se um programa de cálculo para traçar a evolução dos momentos com as curvaturas (curva histerética).

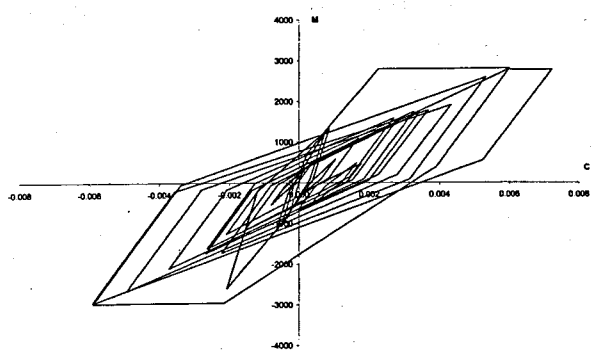


Figura 6: Curva histerética

A partir do gráfico consegue-se determinar as curvaturas para as quais os pilares entram em cedência e a curvatura máxima exigida. Assim calcula-se a ductilidade exigida de acordo com a expressão (1):

$$\mu = \frac{C_U}{C_Y} \tag{1}$$

Para construção da curva é necessário ajustar os n pontos referentes aos n sismos para cada intensidade, por uma equação de segundo grau.

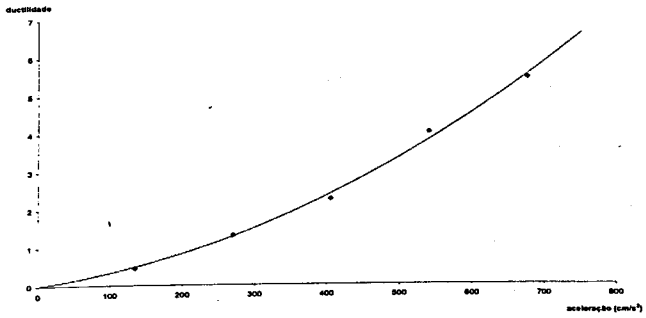


Figura 7: Curva de vulnerabilidade

2.1.4- Probabilidade de ruína

A avaliação da segurança sísmica destas estruturas é feita com base na determinação da probabilidade de ruína. Para tal, é fundamental o cálculo da função vulnerabilidade, bem como ter como suporte alguns modelos estatísticos que relacionam a distribuição probabilística da acção e a distribuição probabilística da resistência.

A distribuição probabilística da acção é definida através duma distribuição de extremos, correntemente utiliza-se a lei de Gumbel.

Para caracterização da resistência dos pilares utiliza-se uma função densidade de probabilidade gausseana definida à custa da ductilidade média (μ), e o seu coeficiente de variação (CV), obtidos a partir de um método de simulação, o Hipercubo Latino. [1]

Com base nestas duas curvas calcula se a função densidade de probabilidade do efeito da acção, expressa em ductilidades exigidas, com auxílio da função de vulnerabilidade.

A probabilidade de colapso é assim determinada pelo integral da função de convolução, definida por intermédio da função de distribuição do efeito da acção – ductilidades exigidas - e da função de densidade de densidade de probabilidade da resistência – ductilidades disponíveis. [2]

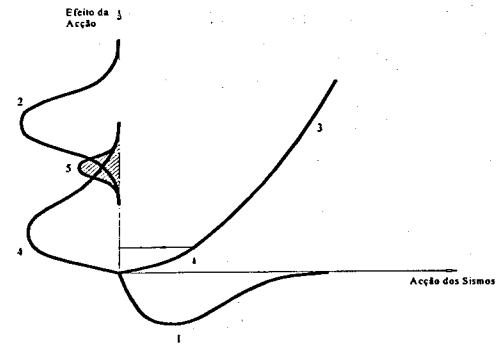


Figura 8:Desterminação graficamente da probabilidade de ruína

1 – Lei de caracterização da acção sísmica

2 – Função de densidade de probabilidade das resistências da secção do pilar

3 – Função de vulnerabilidade do pilar

4 – Função de densidade de probabilidade dos efeitos da acção (" 1+3")

5 – Obtenção da probabilidade de ruína (convolução de 2 e 4)

2.2- Metodologia simplificada de análise

Este método baseia-se em algumas aproximações. A primeira consiste em transformar as estruturas de n graus de liberdade em estruturas de um único grau de liberdade. Esta operação é conseguida pela igualdade de frequências, ou seja, determina-se um sistema de um grau de liberdade com uma massa associada que quando excitada vibre com uma frequência natural igual à estrutura real. De referir ainda que para este cálculo utiliza-se a massa do tabuleiro correspondente à área de influência dos pilares.

Com esta nova estrutura determinam-se os deslocamentos máximos disponibilizados, apoiados pelos trabalhos desenvolvidos por Calvi, Pinho e Glaister. [3] [4]

Nos trabalhos realizados por estes autores pode estimar-se estes deslocamentos através das extensões máximas do betão e do aço da secção. Torna-se assim evidente que quanto menores forem as extensões consideradas, menores serão também os deslocamentos disponíveis. Com este pressuposto, Calvi estabeleceu os seguintes quatro estados limites.

LS1 - não há danos, quer estruturais ou não

- resposta da estrutura essencialmente linear sem se atingir a cedência

LS2 - danos estruturais ligeiros e não estruturais moderados

- a estrutura pode ser utilizada sem reparações ou reforço significativos

LS3 - danos estruturais significativos e não estruturais de elevada extensão

- necessidade de reparação e reforço da estrutura antes da reutilização

LS4 - colapso da estrutura

Deste modo, estabelecendo um estado limite que se pretende analisar, é possível fixar as extensões máximas do aço e do betão que se admite aceitáveis para esse nível de dano.

O deslocamento máximo (Δ_{LSi}) é dado pela soma da parcela de deslocamento verificado até à cedência do aço (Δ_y) com a parcela pós cedência até se atingirem as extensões finais ($\varepsilon_{C(LSi)}$ e $\varepsilon_{S(LSi)}$).

O deslocamento de cedência é estimado a partir da curvatura de cedência (φ_y) de acordo com as expressões:

$$\phi_y = \frac{2.14\varepsilon_y}{D} \qquad \Delta_y = \frac{\phi_y L_{eff}^2}{3} \qquad \Delta_y = \frac{2.14\varepsilon_y L_{eff}^2}{3D} \tag{2}$$

em que D é a profundidade da secção do pilar e L_{eff} é a altura efectiva da estrutura de um grau de liberdade. Neste caso, considera-se a altura do pilar acrescida de metade da altura do tabuleiro.

O deslocamento total para o estado limite considerado é obtido somando Δ_y com a parcela pós cedência, que é obtida usando a curvatura máxima (φ_{LSi}) e o comprimento da rótula plástica (L_p) de acordo com:

$$\phi_{LSi} = \frac{\left(\varepsilon_{C(LSi)} + \varepsilon_{S(LSi)}\right)}{D} \qquad L_p = 0.5D \qquad \Delta_{LSi} = \frac{\phi_y L_{eff}^2}{3} + \left(\phi_{LSi} - \phi_y\right) L_p L_{eff} \tag{3}$$

$$\Delta_{LSi} = \frac{2.14\varepsilon_y L_{eff}^2}{3D} + 0.5\left(\varepsilon_{c(LSi)} - \varepsilon_{s(LSi)} - 2.14\varepsilon_y\right) L_{eff} \tag{4}$$

Observa-se pela expressão que é bastante fácil exprimir o deslocamento máximo no topo do pilar em função da sua altura efectiva.

É ainda possível exprimir a ductilidade disponível pelo quociente entre o deslocamento último e o deslocamento na cedência.

$$\mu_{LSi} = \frac{\Delta_{LSi}}{\Delta_y} = 1 + \frac{1.5\left(\varepsilon_{c(LSi)} - \varepsilon_{s(LSi)} - 2.14\varepsilon_y\right)}{2.14\varepsilon_y} \frac{D}{L_{eff}} \tag{5}$$

A partir da ductilidade μ é possível definir ainda o coeficiente de amortecimento, ξ, para a respectiva altura efectiva bem como o factor de redução dos deslocamentos exigidos para um amortecimento de 5%, η.

Estes coeficientes serão úteis para estimar de forma mais realista os deslocamentos exigidos à estrutura.

$$\xi = 25 \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + 2 \qquad \eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \tag{6}$$

Após determinação dos deslocamentos disponíveis procura-se determinar os deslocamentos exigidos para posterior comparação.

Esta determinação é feita com base nos espectros de resposta sísmica, sendo também aqui necessário realizar uma transformação, uma vez que, os espectros de resposta apresentam os deslocamentos em função do período e para comparação com os deslocamentos disponíveis tem que se passar para deslocamentos em função da altura.

Esta transformação realiza-se através das seguintes expressões estabelecidas no Eurocódigo 8:

$$T_y = 0.1 L_{eff}^{3/4} \qquad T_{LSi} = T_y \sqrt{\mu} \tag{7}$$

Substituindo com as expressões para o caso em análise vem

$$L_{eff}(T_{LTi}) = \left(\frac{C_2}{2.52} - \frac{C_1}{C_2} \right)^2 \tag{8}$$

em que C_1 e C_2 são definidas por

$$C_1 = \frac{1.5\left(\varepsilon_{c(LSi)} - \varepsilon_{s(LSi)} - 2.14\varepsilon_y\right)}{2.14\varepsilon_y} D \qquad C_2 = \left(1350T_{LSi}^2 + 3\sqrt{3C_1^3 + 202500T_{LSi}^4}\right)^{1/3} \tag{9}$$

Aplicando para cada altura efectiva o coeficiente de redução dos deslocamentos, η, para ter em atenção a relação entre o real amortecimento da estrutura e os 5% de base do espectro de resposta e intersectando a curva deslocamentos disponíveis e a curva deslocamentos exigidos é possível determinar a partir de que altura se considera a ponte segura.

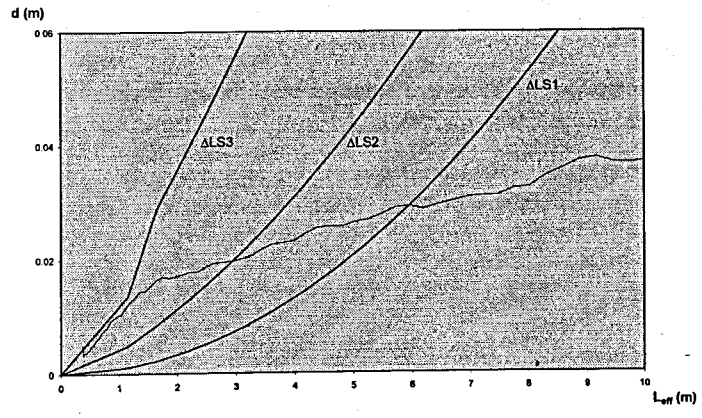


Figura 9: Intersecção das curvas de capacidade e exigência

3. APLICAÇÃO A UM CONJUNTO DE PONTES

Neste ponto procura-se apresentar como se obtêm os resultados só para uma das pontes (PS1), sendo que para as restantes apenas são apresentados os valores finais.

3.1- Descrição das Pontes

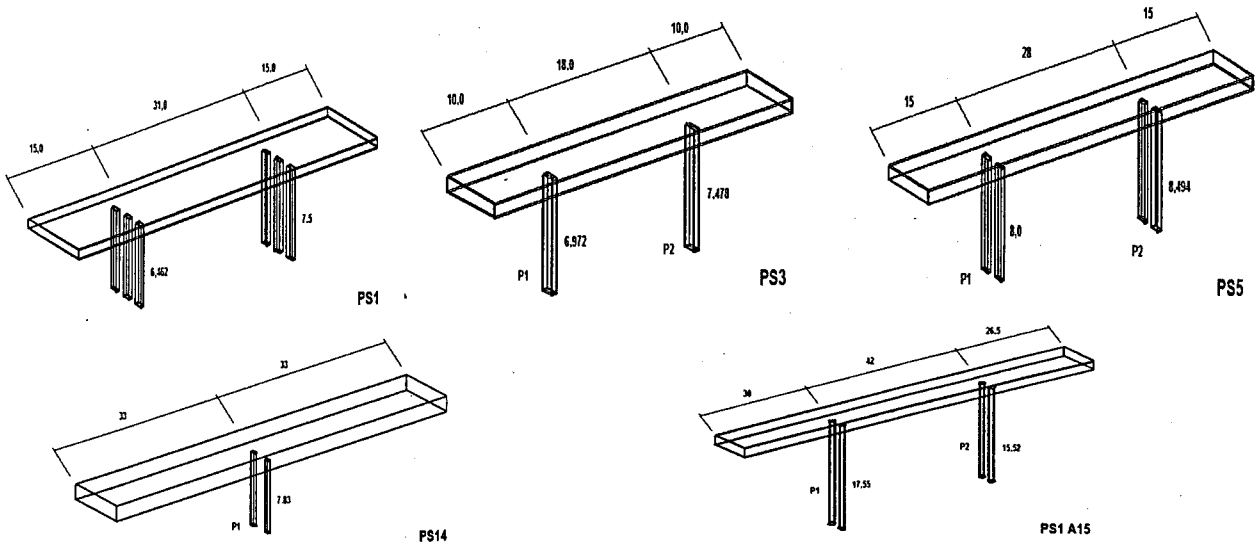


Figura 10: Esquemas das diversas pontes em estudo

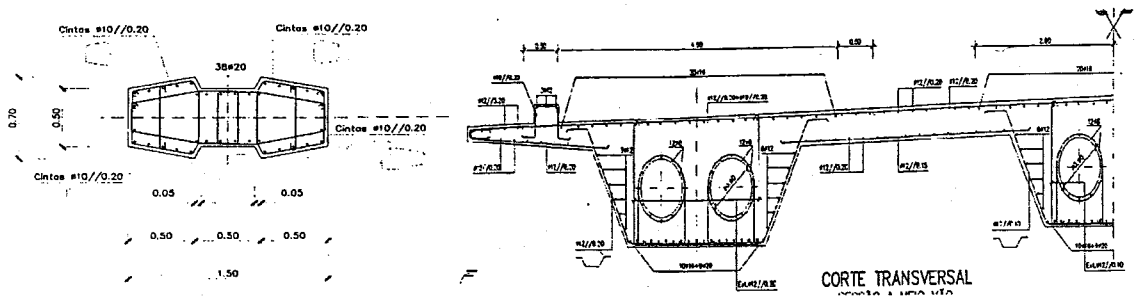


Figura 11 a) e b): Esquema da secção do tabuleiro e da secção do pilar da ponte PS1

3.2- Aplicação para o caso da PS1

3.2.1- Análise não-linear

Recorrendo ao programa de cálculo *BIAX*, obtem-se uma curva de capacidade resistente do pilar, à qual se aproxima uma lei trilinear, que permita retirar os dados necessários à determinação da curva de vulnerabilidade, que de outro modo não seria viável.

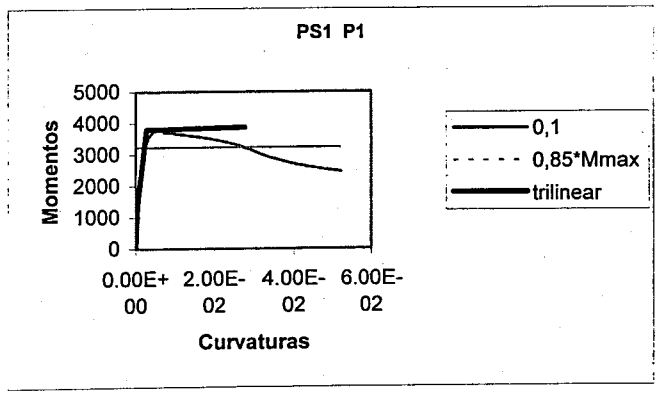


Figura 12: Curva de resistência do pilar 1 da PS1

Aplicando a metodologia referida no ponto 2.1.3 e recorrendo a um programa de cálculo adequado, foi obtida a seguinte curva de vulnerabilidade:

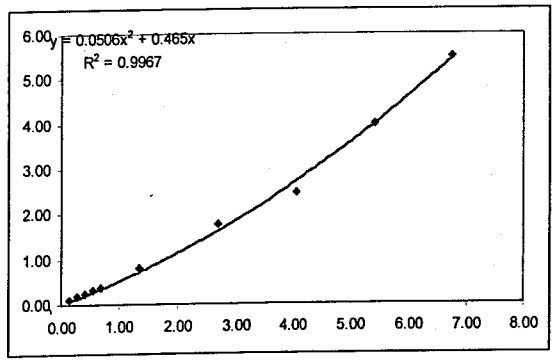


Figura 13: Curva de vulnerabilidade do pilar 1 da PS1

Com isto, é possível atingir o objectivo final, a determinação da probabilidade de ruína. Com base num outro programa de cálculo (*FUN*), que tem em linha de conta os pressupostos descritos no ponto 2.1.4, a seguinte probabilidade de ruína é obtida.

Quadro II: Valores das probabilidades de ruína para a ponte PS1

	C_u	C_y	μ	Função de vulnerabilidade $y = ax^2+bx$		Probabilidade de ruína
				a	*b*	
H=proj	28.56	2.77	10.31	0,00000612	0,004049	1.7911 E-06

3.2.2- Análise simplificada

Utilizando a metodologia especificada no ponto 2.2, e considerando as extensões do aço e do betão especificadas no quadro seguinte, determinam-se as curvas de deslocamentos exigidos para um conjunto de quinze espectros de resposta correspondentes a um igual número de sismos reais. Todos os sismos foram escalados para uma aceleração de pico igual a 270cm/s^2. Determina-se também a envolvente máxima e mínima da resposta, bem como a média e intersecta-se com os deslocamentos disponíveis. Desta forma obtém-se para cada ponte, a altura a partir da qual a ponte se considera em segurança. De forma a validar a envolvente representa-se em simultâneo o gráfico com o espectro de resposta estabelecido pelo RSA para um sismo para a zona em estudo. Segundo o novo EC8 os valores deste espectro devem ser majorados de 1,5.

Quadro III: Extensões máximas para cada limite

	ε_s	ε_c
LS_y	0.00174	-
LS1	0.002	0.0020
LS2	0.010	0.0035
LS3	0.030	0.0060

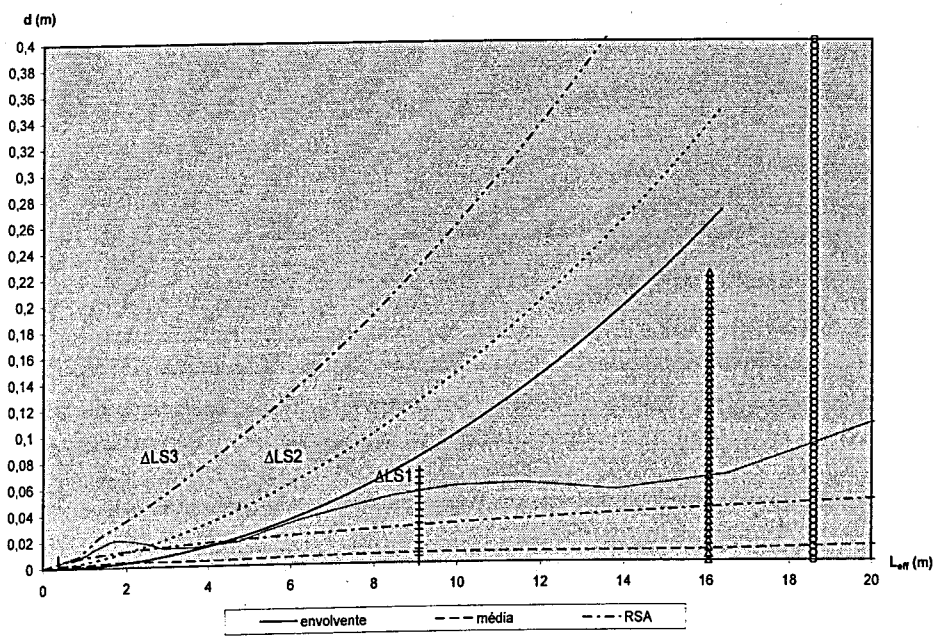


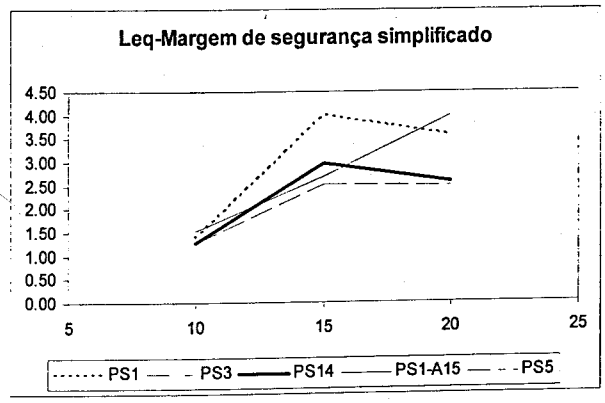
Figura 13: Curva de capacidade e curva de exigência PS1

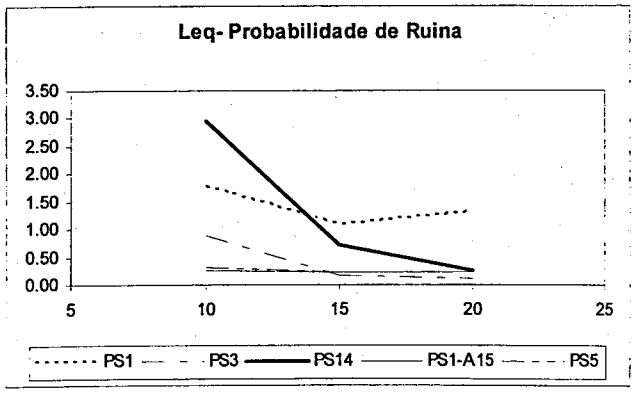
3.3- Discussão de resultados

Quadro IV: Quadro resumo para as pontes e suas variantes

Ponte	Nº tramos	Vão total (m)	Largura do tabuleiro (m)	Altura tabuleiro	Altura média dos pilares+biela (m)	Nº alinhamentos x Nº pilares	f (hz)	EI (kN*m²)	Massa (ton)	L_{eqv}	Margem de segurança simplificado	Margem de segurança RSA simplificado	Probabilidade de ruina (*10⁻⁶)	Margem Segurança para probabilidade de ruina	Margem Segurança para probabilidade de ruina corrigida
Ps1 original	3	46	16.40	0.73	7.77	2 x 3	1.50	5231250	1406.84	9.09	1.40	2.57	1.79	5.58	0.42
Ps1 var 15	3	46	16.40	0.73	15.79	2 x 3	0.64	5231250	1406.84	16.06	3.99	6.49	1.09	9.20	0.69
Ps1 var 20	3	46	16.40	0.73	20.79	2 x 3	0.51	5231250	1406.84	18.58	3.56	7.11	1.33	7.53	0.57
Ps3 original	3	28	6.55	0.81	7.75	2 x 1	2.08	5231250	377.95	7.86	1.27	2.33	0.88	11.37	0.85
Ps3 var 15	3	28	6.55	0.81	15.53	2 x 1	1.12	5231250	377.95	11.88	2.53	5.37	0.18	56.86	4.27
Ps3 var 20	3	28	6.55	0.81	20.53	2 x 1	1.00	5231250	377.95	12.83	2.48	5.78	0.11	94.78	7.12
Ps5 original	3	43	8.84	0.70	8.96	2 x 2	1.62	5231250	682.47	9.62	1.27	2.33	0.33	30.31	2.28
Ps5 var 15	3	43	8.84	0.70	15.71	2 x 2	0.82	5231250	682.47	15.16	2.53	5.37	0.23	43.35	3.26
Ps5 var 20	3	43	8.84	0.70	20.71	2 x 2	0.59	5231250	682.47	18.89	2.48	5.78	0.23	43.99	3.31
Ps1-a15 original	3	69.75	9.99	0.86	17.55	2 x 2	0.60	10935045	1528.03	18.25	4.00	7.56	0.22	46.17	3.47
Ps1-a15 var 10	3	69.75	9.99	0.86	11.02	2 x 2	0.68	10935045	1528.03	16.71	1.54	2.83	0.26	38.83	2.92
Ps1-a15 var 15	3	69.75	9.99	0.86	16.02	2 x 2	1.07	10935045	1528.03	12.41	2.69	5.37	0.24	42.24	3.17
Ps14 original	2	33	10.58	0.73	8.59	1 x 2	1.21	8648173	649.52	11.11	1.27	2.33	2.96	3.38	0.25
Ps14 var 15	2	33	10.58	0.73	15.76	1 x 2	0.54	8648173	649.52	19.07	2.97	5.57	0.72	13.86	1.04
Ps14 var 20	2	33	10.58	0.73	20.76	1 x 2	0.42	8648173	649.52	22.70	2.57	6.00	0.26	38.93	2.93
									Média		2.44			32.43	

De forma a ser possível tirar conclusões quanto à relação entre a margem de segurança obtida pelo método simplificado e a probabilidade de ruína, foi necessário introduzir um novo conceito designado por margem de segurança para a probabilidade de ruína. Esta resulta do quociente entre a probabilidade de ruína limite aceitável (tendo sido considerado para o efeito o valor de $1x10^{-5}$) e a probabilidade de ruína das pontes.





Figuras 14 e 15: Evolução da margem de segurança e da probabilidade de ruína para as diversas pontes

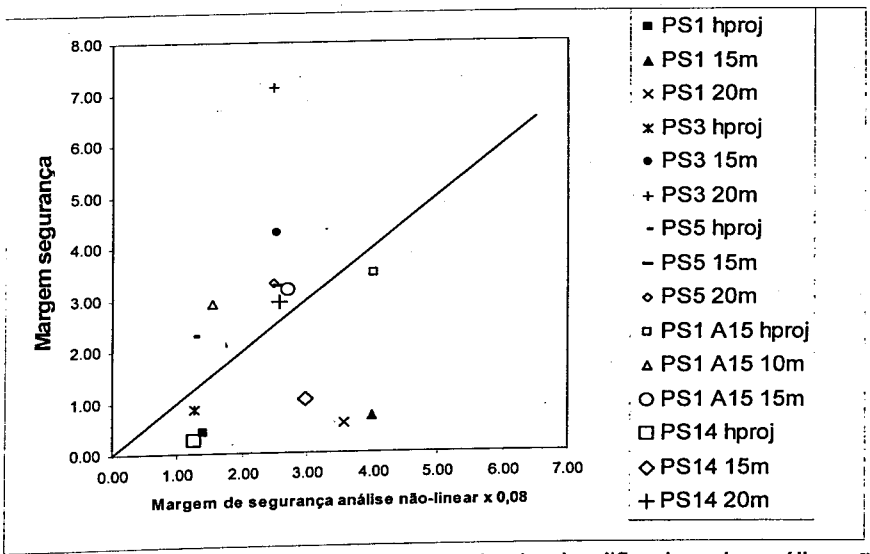


Figura 16: Relação margem de segurança do método simplificado e da análise não-linear

4. CONCLUSÕES

No presente trabalho procura-se proceder à avaliação da vulnerabilidade de pontes à acção sísmica transversal, pretendendo-se estimar o grau de susceptibilidade que este tipo de estruturas apresenta face a este tipo de acções, tendo sido consideradas para o efeito duas metodologias distintas: uma primeira mais rigorosa com base numa análise não-linear dos materiais e outra enveredando por métodos simplificados.

Tendo-se adoptado uma modelação plana, que no entanto permita captar adequadamente o comportamento tridimensional na direcção transversal da ponte, ensaiaram-se dois modelos: um em que se considera o tabuleiro ligado directamente à extremidade do pilar e outro em que introduz uma biela, de modo a permitir considerar o centro de gravidade do tabuleiro na sua verdadeira posição.

Observando os resultados obtidos, constata-se que não é possível concluir que uma das modelações conduza sistematicamente, para todas as pontes e intensidades sísmicas, a maiores valores de ductilidade.
Uma análise estática usando os dois modelos permite concluir que, embora com o aumento da altura dos pilares, devido às bielas rígidas, o braço interno das forças aumenta, o que originaria um acréscimo do valor do momento flector na base, isto provoca também um efeito secundário nas suas características, que é a diminuição da rigidez dos elementos verticais com o aumento da altura, levando a que os momentos absorvidos também diminuíam na mesma proporção. Isto leva a que o valor do momento flector na base dos pilares não possa ser directamente relacionado com a sua altura. Se isto se verifica, quer dizer que a ductilidade de um pilar vai variar consoante a sua altura, não sendo possível concluir que um modelo é mais gravoso do que o outro.
Para aplicação da metodologia anteriormente apresentada, considerou-se um conjunto de pontes e suas variantes.

Da análise da figura 14, verifica-se um significativo aumento da margem de segurança quando as pontes passam de 10m para 15m e um menor aumento, ou até estabilização, quando se passa de 15 para 20m, permitindo concluir que para as pontes com maior altura de pilares a resposta é controlada pela rigidez do tabuleiro.

O inverso é verificado pela observação da figura 15, que retrata a evolução da probabilidade de ruína com a variação da altura dos pilares. Isto permite constatar a probabilidade de ruína varia na razão inversa da margem de segurança, como já era de esperar.

Da observação da figura 16 verifica-se uma razoável correlação entre a margem de segurança do método simplificado e o da análise não-linear, exceptuando as pontes PS14 variante de 20m, PS1 variantes de 15 e 20m. Estas pontes não seguem esta relação pelo facto de o seu comportamento ser controlado pelo tabuleiro, motivo pelo qual o método simplificado conduz a resultados menos adequados.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Raimundo Delgado, o nosso orientador, por nos ter proporcionado a oportunidade de desenvolver este trabalho, por todo o apoio prestado, bem como por todos os esclarecimentos efectuados durante a execução deste trabalho.

Ao Engenheiro Ricardo Monteiro pela sua disponibilidade total para ajudar e pelo seu programa de cálculo desenvolvido no âmbito deste trabalho, que nos permitiu obter resultados muito mais rápida e facilmente.

À Professora Maria do Carmo Coimbra pelo apoio e disponibilidade na geração da animação em MatLab.

A todos os que directa ou indirectamente nos ajudaram na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] Delgado, Pedro; Costa, Aníbal; Delgado, Raimundo, *Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes*; FEUP, Porto.
[2] Delgado, Pedro, *Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*, Tese de Mestrado, FEUP, Porto, 2000.
[3] Glaister, S.; Pinho, R.; *"Development of a simplified deformation-based method for seismic vulnerability assessment"*; ROSE School, Pavia, 2003.
[4] Priestley, M. J. N.; Seible, F.; Calvi, G. M.; *"Seismic Design and Retrofit of Bridges"*; New York, 1996.

ESTUDO PARAMÉTRICO DAS ACÇÕES SÍSMICAS REGULAMENTARES EM TANQUES METÁLICOS ANCORADOS (INCLUINDO EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO)

Joaquim Alberto Mouta Macedo

Pedro Aires Moreira Montenegro e Almeida

Pedro Miguel Lopes Baltazar Micaelo

SUMÁRIO

Neste trabalho foram analisados os principais problemas ocorridos em tanques quando sujeitos a acções sísmicas. Ao longo dos últimos cinquenta anos foram desenvolvidos várias teorias sobre o dimensionamento sísmico de tanques, teorias essas estudadas e apresentadas no presente trabalho. Com base nessas teorias foi possível criar regulamentos que incorporam a análise sísmica de tanques de um modo bastante simplificado. Desta forma foi possível fazer um estudo abrangente de três regulamentos (API Standard 650, Eurocódigo 8 e Regulamento Indiano – IITK-GDSMA), realizando uma análise paramétrica comparativa entre os regulamentos atrás descritos. Os resultados obtidos (corte basal, momento basal, momento derrubador e sobreelevação máxima da onda) permitem uma análise sísmica para tanques comuns com base nos ábacos realizados através de simples extrapolações. Neste trabalho foi ainda realizado o dimensionamento de um tanque real situado na refinaria de Sines.

1 - PRINCIPAIS DANOS OCORRIDOS EM TANQUES

É muito importante ter em conta que os danos ocorridos em tanques podem provocar impactos ambientais e económicos muito significativos. Foram vários os terramotos que provocaram imensos danos em tanques: em 1964 no Alasca, a comunidade científica ficou alertada para a necessidade de dimensionar tanques à solicitação sísmica, que até esta data quase não tinha sido ponderada; em 1977 na Argentina (mais concretamente em S. Juan) foram observados vários tipos de danos em depósitos de vinho, entre os quais, roturas das uniões soldadas entre a parede e a base do reservatório, encurvadura da parte inferior da parede do tanque, cobertura do tecto danificada devido à oscilação do líquido, deslizamento horizontal do tanque e afundamento do tanque por afundamento que muito provavelmente estão associadas a roturas do solo de fundação ou a excessos de pressões hidrodinâmicas [1]. Existiram ainda muitos mais relatos de danos em tanques ao longo das últimas décadas, tais como os terramotos de Niigata 1964, San Fernando 1971 e Izmit 1999.

Desta forma é possível compilar os principais tipos de danos que podem ocorrer em tanques a quando de um terramoto:

- Encurvadura da parte inferior da parede do tanque (*Pata de Elefante*), ocorre quando há a associação de tensões de compressão (devidas ao peso próprio da parede mais esforços de compressão gerados pelo momento basal) elevados conjuntamente com tensões de membrana (geradas pelas pressões estáticas e hidrodinâmicas) que originam a plastificação da parte inferior da parede do tanque [2], como é apresentado na figura 1;
- Encurvadura tipo diamante, que pode ocorrer devido a tensões de compressão que se desenvolvem nas paredes do tanque não ocorrendo a cedência das mesmas (tensões de membrana inferiores a tensões de cedência), ou seja, todos os deslocamentos radiais que possam ocorrer são recuperáveis e por ser assim, este tipo de dano tem uma importância relativamente menor;
- Danos na cobertura e na parte superior da parede do tanque,

Figura 1. Encurvadura da parte inferior da parede do tanque (pata de elefante).

devido à oscilação do liquido; durante a ocorrência de um sismo o fluido entra em oscilação podendo entrar em contacto com o tecto do tanque, exercendo pressões sobre este e possíveis danos (a cobertura dos tanques é muito importante para a protecção do fluido, ou material armazenado, sendo necessário impor uma distância mínima de segurança entre a superfície livre do liquido e o tecto);

- Deslizamento horizontal do tanque e inclinação deste, ocorre quando a força de corte desenvolvida na base do reservatório (*base shear*) consegue vencer o atrito existente entre a base do tanque e a fundação onde está apoiado (este tipo de problema está associado a tanques não ancorados de média dimensão);
- Levantamento de parte do tanque, em tanques não ancorados é muito importante garantir que não ocorra este tipo de problema, porque destrói as ligações entre o tanque e as condutas adjacentes (danos ambientais importantes na caso de tanques de armazenamento de produtos petrolíferos);
- Rotura da fundação, quando a fundação é constituída essencialmente por solos arenosos soltos ou muito soltos e submersos, pode ocorrer a liquefacção do solo de fundação, impondo assentamentos diferenciais que por sua vez impõem uma rotação ao tanque, rotação essa que se traduz numa migração de tensões para um local específico da parede do tanque;
- Roturas das uniões soldadas, dão-se em tanques ancorados quando um sismo provoca elevados esforços nas ligações entre o tanque e os dispositivos de ancoragem;
- Encurvadura torsional da parede, ocorre em condições muitos especiais na presença de um sismo e raramente é contabilizada em métodos de análise sísmica de tanques (o vento também pode criar encurvadura torsional da parede do tanque, quando produz uma acção localizada numa parte da parede do tanque).

2 - FORMULAÇÃO TEÓRICA ELEMENTAR

O estudo da acção sísmica neste tipo de tanques é relativamente recente visto ter evoluído principalmente na segunda metade do século XX após a ocorrência de vários problemas,devido a sismos de grande magnitude, como os já descritos anteriormente. Foram vários os autores que contribuíram para a formulação teórica do problema em questão.

Um dos pioneiros destes estudos foi Housner [3], que na década de 50 formulou o primeiro modelo que traduzia a resposta do tanque a uma dada acção sísmica. Este modelo caracterizava-se pela divisão em duas parcelas da resposta do líquido (ver figura 2), parcelas essas que se descrevem de seguida:

- Componente impulsiva: parte do líquido que actua como um corpo rígido nas zonas inferiores do tanque. Abaixo de uma certa profundidade, o líquido move-se rigidamente com o tanque e com a aceleração de base;
- Componente convectiva: esta componente é criada pela parte do líquido que se movimenta dentro do tanque e que tem liberdade para adquirir acelerações verticais criando assim oscilações.

Esta divisão deve-se sobretudo ao facto do movimento oscilatório (parte superior do líquido) ter um período fundamental muito diferente do período do tanque.

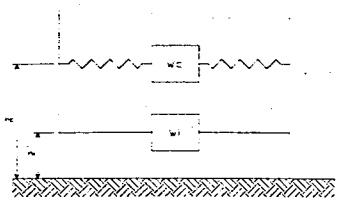


Figura 2. Modelo proposto por Housner.

Com a ocorrência de sismos na década de 60 e consequentes colapsos de estruturas deste tipo, o modelo de Housner foi posto em causa. Epstein [4] concluiu que o problema não estava no modelo de Housner (que funcionava bem para tanques relativamente baixos) mas sim na extrapolação dos seus resultados para tanques de todo o tipo de geometria. Assim, propôs uma divisão de categoria dos tanques diferenciando tanques altos ou esbeltos (em que a relação altura/raio do tanque é superior a 1,5) de tanques baixos (relação já referida inferior a 1,5). Esta divisão traduziu-se num modelo muito semelhante ao de Housner mas com a adição de mais uma parcela, também ela impulsiva, para aumentar a contribuição desta componente, ver figura 3. A componente convectiva não é alterada visto esta não depender da altura do tanque.

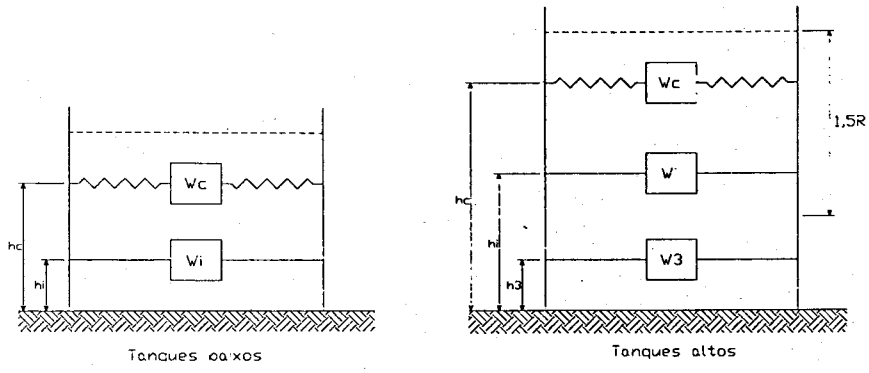


Figura 3. Modelo proposto por Epstein, diferenciado para tanques baixos e altos.

No entanto continuaram a verificar-se danos em tanques deste tipo, o que motivou Veletsos [5] a reformular os modelos até aqui existentes. Veletsos propôs então um modelo melhorado em que surge uma nova componente relativa à interacção do líquido com a estrutura do tanque que traduz a flexibilidade das paredes do tanque (ver figura 4), ao contrário dos modelos anteriores que consideravam o tanque como uma peça rígida. A componente convectiva da resposta não é alterada, podendo continuar a ser calculada com a formulação de Housner, formulação esta mais simples de ser aplicada.

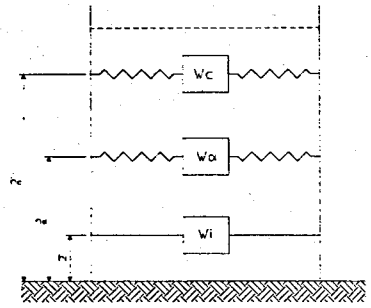


Figura 4. Modelo proposto por Veletsos.

3 - REGULAMENTOS UTILIZADOS NO ESTUDO PARAMÉTRICO

Neste estudo, foram utilizados três regulamentos (API Standard 650, Eurocódigo 8 e Regulamento Indiano – IITK-GDSMA) para a obtenção dos três esforços de dimensionamento: corte basal, momento basal (momento imediatamente acima da base do tanque), momento derrubador (distingue-se do momento basal considerando as pressões hidrodinâmicas no fundo do tanque), ver figura 5. Calculou-se ainda a sobreelevação máxima da onda, importante para determinar a distância mínima entre a superfície livre do fluido e o tecto.
De seguida será exemplificado o procedimento de cálculo dos esforços em cima descritos, com base no EC8 actual. Os outros dois regulamentos não serão apresentados de forma extensiva, visto terem procedimentos semelhantes.

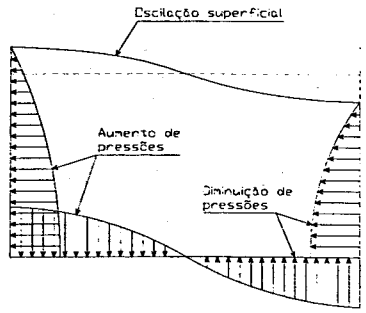


Figura 5. Pressões hidrodinâmicas causadas pela aceleração horizontal.

1. Âmbito do regulamento EC8

O procedimento utilizado no EC8 baseia-se no trabalho de Veletsos, já falado anteriormente, com algumas modificações que tornam o processo mais simples, preciso e de aplicação mais generalizada. Na actual versão do EC8, este não entra directamente com a interacção líquido-estrutura, no entanto o ESDEP, propôs um modelo que entra directamente com esta componente que será estudado no exemplo de dimensionamento e na análise paramétrica. Para aplicações práticas, é razoável contabilizar-se apenas o primeiro modo de vibração de cada uma das componentes visto mobilizar, na maioria dos tanques (relações entre altura e o raio $0,3<H/R<3$), entre 85% a 98% da massa total do líquido. A restante massa do líquido vibra essencialmente em modos impulsivos superiores ao primeiro modo para tanques altos. Para tanques baixos, a restante massa líquida mobiliza os modos de vibração mais altos referentes à componente convectiva, como mostra o quadro I. No entanto a não contabilização desta parte restante da massa líquida mobilizável por modos superiores ao primeiro não traz erros muito significativos [2].

Quadro I. Massas mobilizáveis por cada modo de vibração para diferentes tipos de tanques

Modo de vibração Φ_i	Tipo Tanque	Componente mobilizada	% Massa mobilizada
1º	Todos	Convectiva e impulsiva	85-98
Superiores ao 1º	Altos	Impulsiva	2-15
	Baixos	Convectiva	

2. Procedimento de cálculo

O primeiro passo consistiu em calcular as massas da parede do tanque (m_s), do tecto (m_r) e do liquido (m_l). De seguida o EC8 estima as componentes massa convectiva (m_c) e massa impulsiva (m_i) função da massa total do líquido, com base em coeficientes (m_i/ m_l , m_c/ m_l), representados no quadro II e estas podem ser calculadas com base nas expressões 1 e 2.

$$m_i = (m_i / m_l).m_l \quad (1)$$

$$m_c = (m_c / m_l).m_l \quad (2)$$

De seguida calcularam-se as alturas do centróide impulsivo (h_i) e convectivo (h_c) para o cálculo do momento basal e as alturas dos centróides contabilizando as pressões no fundo do tanque (h'_i) e (h'_c) para o cálculo do momento de derrube. Para o cálculo das alturas atrás descritas procedeu-se da mesma forma que para o cálculo das massas através das expressões 3 a 6.

$$(h_i) = (h_i / h_l).h_l \quad (3)$$

$$(h_c) = (h_c / h_l).h_l \quad (4)$$

$$(h'_i) = (h'_i / h_l).h_l \quad (5)$$

$$(h'_c) = (h'_c / h_l).h_l \quad (6)$$

O passo seguinte consistiu no cálculo dos períodos naturais de cada uma das componentes (T_i e T_c), já referidas, através dos coeficientes descritos no quadro II (C_i e C_c). O cálculo destes coeficientes efectuou-se com base nas expressões 7 e 8 e dependem da altura do líquido (H), da espessura da parede do tanque (t), do raio do tanque (R), da massa específica do líquido armazenado (ρ) e do módulo de elasticidade do material constituinte da parede (E).

$$T_i = C_i.\frac{H.\sqrt{\rho}}{\sqrt{t/R}.\sqrt{E}} \quad (7)$$

$$T_c = C_c.\sqrt{R} \quad (8)$$

Os valores dos coeficientes usados estão apresentados, como já foi dito, no quadro II. Quando foi necessário um valor que não estivesse no quadro cedido pelo EC8 efectuou-se uma interpolação.

Quadro II. Valores de cálculo recomendados para as componentes impulsiva, convectiva e interacção líquido estrutura, função de H/R.

H/R	C_i	C_c [s/m$^{0.5}$]	m_i/m_l	m_c/m_l	h_i/h_l	h_c/h_l	h_i'/h_l	h_c'/h_l
0.3	9.28	2.09	0.176	0.824	0.400	0.521	2.640	3.414
0.5	7.74	1.74	0.300	0.700	0.400	0.543	1.460	1.517
0.7	6.97	1.60	0.414	0.586	0.401	0.571	1.009	1.011
1.0	6.36	1.52	0.548	0.452	0.419	0.616	0.721	0.785
1.5	6.06	1.48	0.686	0.314	0.439	0.690	0.555	0.734
2.0	6.21	1.48	0.763	0.237	0.448	0.751	0.500	0.764
2.5	6.56	1.48	0.810	0.190	0.452	0.794	0.480	0.796
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.453	0.825	0.472	0.825

Para o cálculo final dos esforços de dimensionamento faltava apenas calcular as acelerações espectrais de cada uma das componentes tendo como base os espectros de resposta do Eurocódigo 8. Os espectros de resposta são divididos em quatro tramos com as equações descritas pelas expressões 9, 10, 11 e 12 que a seguir se apresentam.

$$S_e(T) = a_g.S.\left[1+\frac{T}{T_B}.(\eta.2{,}5-1)\right] \qquad \text{Para: } 0 \le T \le T_B \qquad (9)$$

$$S_e(T) = a_g.S.\eta.2{,}5 \qquad \text{Para: } T_B \le T \le T_C \qquad (10)$$

$$S_e(T) = a_g.S.\eta.2{,}5\left[\frac{T_C}{T}\right] \qquad \text{Para: } T_C \le T \le T_D \qquad (11)$$

$$S_e(T) = a_g.S.\eta.2{,}5\left[\frac{T_C.T_D}{T^2}\right] \qquad \text{Para: } T_D \le T \le 4.s \qquad (12)$$

Os valores de T_B,T_C,T_D e S dependem do tipo de solo e da acção sísmica, valores esses descritos no quadro III e na figura 6.

Quadro III. Valores de S, T_B (s), T_C (s) e T_D (s) recomendados pelo EC8

Acção sísmica	**Tipo I**				**Tipo II**			
Tipo de solo	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.00	0.15	0.40	2.00	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.20	0.15	0.50	2.00	1.35	0.05	0.25	1.20
C	1.15	0.20	0.60	2.00	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.35	0.20	0.80	2.00	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.40	0.15	0.50	2.00	1.60	0.05	0.25	1.20

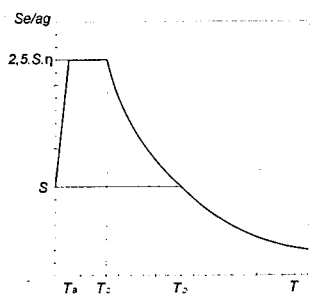


Figura 6. Espectro de resposta tipo

A definição da aceleração espectral depende ainda da aceleração de base (a_g), do período natural (T) que pode ser o impulsivo ou o convectivo conforme a aceleração espectral que se pretende e ainda de um coeficiente que traduz o amortecimento da estrutura (η) calculado através da expressão 13.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \qquad (13)$$

Posto isto, pôde calcular-se os esforços de dimensionamento, isto é, corte basal (V_{basal}), o momento basal

(M_{basal}), o momento de derrube (M_{derrub}) através das expressões 14, 15 e 16 respectivamente:

$$V_{basal} = (m_i + m_t).S_e(T_i). + m_c.S_e(T_c) + m_d.S_e(T_d) \tag{14}$$

$$M_{basal} = (m_i.h_i + m_s.\frac{H}{2} + m_r.H).S_e(T_i). + m_c.h_c.S_e(T_c) + m_d.h_d.S_e(T_d) \tag{15}$$

$$M_{derrub} = (m_i.h'_i + m_s.\frac{H}{2} + m_r.H).S_e(T_i). + m_c.h'_c.S_e(T_c) \tag{16}$$

Como já foi dito, ainda se calculou a sobreelevação máxima da onda (d_{max}) através da expressão 17:

$$d_{\max} = R.\frac{S_e(T_c)}{g} \tag{17}$$

3, API Standard 650

Neste regulamento o procedimento de cálculo de cada uma das características das componentes (massas e alturas dos centróides) é muito similar ao procedimento utilizado no EC8, no entanto, apresenta expressões distintas para tanques baixos (relação H/R < 1,50) e para tanques altos ou esbeltos (relação H/R > 1,50). O API introduz ainda um coeficiente de importância (I) no cálculo dos vários esforços, em que este coeficiente tem em conta o nível de perigosidade do material armazenado e a utilização no pós-sismo. As expressões 18 a 20 indicam a forma que o API utiliza para o cálculo dos esforços referidos anteriormente.

$$V_{basal} = Z.I\left(C_1.W_s + C_1.W_r + C_1.W_i + C_2.W_c\right) \tag{18}$$

$$M_{basal} = Z.I\left(C_1.W_s.h_S + C_1.W_r.h_r + C_1.W_i.h_i + C_2.W_c.h_c\right) \tag{19}$$

$$M_{derrub} = Z.I\left(C_1.W_s.h_S + C_1.W_r.h_r + C_1.W_i.h_i' + C_2.W_c.h_c'\right) \tag{20}$$

Em que Z representa o factor de zona sísmica (o API divide o território dos EUA em cinco zonas sísmicas) e C_1 e C_2 os coeficientes de força de sismo horizontal, que dependem do tipo de terreno. O produto entre os coeficientes Z e C_1 ou C_2 é em tudo semelhante às acelerações espectrais definidas no EC8, visto também estas dependerem do tipo de terreno e do grau de sismicidade.

A expressão 21 mostra como se calculou a sobreelevação da onda por este regulamento.

$$d_{\max} = 1{,}124.Z.I.C_2.T^2.\tanh\left(4{,}77\sqrt{\frac{H}{D}}\right).0{,}3048 \tag{21}$$

4, IITK – GSDMA (regulamento Indiano)

O regulamento Indiano, no que diz respeito à análise sísmica de tanques, apresenta recentes mudanças influenciadas por regulamentos já existentes, tais como o API Standard 650, ACI 350, EC8 e FEMA 368. O cálculo das massas e das alturas dos centróides foi feito de forma análoga ao dos outros regulamentos atrás descritos. As expressões 22 a 24 mostram como se calcularam os esforços por este regulamento.

$$V_{basal} = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} = \sqrt{\left[A_{h,i}\left(m_s + m_r + m_i\right)g\right]^2 + \left[A_{h,c}.m_c.g\right]^2} \quad (22)$$

$$M_{basal} = \sqrt{M_i^2 + M_c^2} = \sqrt{\left[A_{h,i}\left(m_s h_s + m_r h_r + m_i h_i\right)g\right]^2 + \left[A_{h,c}.m_c.h_c.g\right]^2} \quad (23)$$

$$M'_{derrub} = \sqrt{\left(A_{h,i}.\left[m_s\left(h_s + t_b\right) + m_r\left(h_r + t_b\right) + m_i\left(h'_i + t_b\right) + m_b.\frac{t_b}{2}\right]g\right)^2 + \left(A_{h,c}.\left[m_c\left(h'_c + t_b\right)\right]g\right)^2} \quad (24)$$

De notar que este regulamento também entra com a aceleração espectral (neste caso adimensional), denominada por coeficiente sísmico horizontal de projecto (A_h), como mostra a expressão 25, onde Z e I representam o mesmo que no API 650, S_a a aceleração espectral, R^* o factor de redução da resposta (depende se o tanque é ou não ancorado) e g a aceleração da gravidade.

$$A_h = \frac{Z}{2}\frac{I}{R^*}\frac{S_a}{g} \quad (25)$$

De ressalvar ainda que para o cálculo do momento de derrube o regulamento introduz uma parcela correspondente à massa da base do tanque (m_b).

4 - EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

1, Considerações gerais e características do tanque

No dimensionamento de um tanque real existiram vários os aspectos a ter em conta [6], tais como: dimensionamento da espessura da parede do tanque (variável em altura), análise da estabilidade do corpo (dimensionamento de um anel de reforço), análise à acção do vento, no caso do tanque estar vazio e análise sísmica pelos três regulamentos descritos anteriormente.

O tanque está situado em Sines. O tanque vai ter 12 m altura com um raio de 18 m, construído com aço A235 (tensão de cedência de 205 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa) e o fluido a armazenar será produtos derivados do petróleo, tendo uma massa volúmica (ρ_l) de 700 Kg/m^3. A parede do tanque é formada por várias virolas (anéis circulares), que no caso em estudo serão nove, cada uma com 1.50 m, o que dá uma altura total de 13.50 m.

2, Dimensionamento da parede do tanque

Utilizou-se o método do *1 pé* para dimensionar as espessuras de cada virola do tanque. Este método é descrito no API Standard 650 e baseia-se na teoria dos tubos ($N=R.p$), ver figura 7. A expressão 26 permite determinar a espessura mínima de cada virola função da profundidade a que cada virola está (H_i é a distância da superfície livre ao meio de cada virola).

$$t_{\min} = \frac{gDH_i\rho_l}{2f_{syd}} \quad (26)$$

O quadro IV mostra as espessuras de cada virola em que a espessura mínima adoptada foi de 6,0mm.

Quadro IV. Espessuras de cada virola após dimensionamento pelo método 1 pé

Virola	H_i (m)	t_{min} (mm)	t_{real} (mm)
1	0	0,00	6,0
2	1,5	1,29	6,0
3	3	2,58	6,0
4	4,5	3,88	6,0
5	6	5,17	6,0
6	7,5	6,46	6,5
7	9	7,75	7,8
8	10,5	9,04	9,0
9	12	10,34	10,3

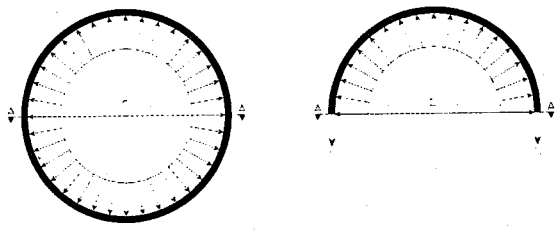


Figura 7. Forças nas paredes do tanque devido a pressões internas.

3. Análise da estabilidade do corpo

Neste tipo de tanques há que verificar a possibilidade de ocorrência de instabilidade. Se o tanque ultrapassar uma certa altura (H_1), calculada pela expressão 27 proposta pelo API 650, precisará de um anel de reforço para evitar fenómenos de instabilidade.

$$H_1 = 9{,}47 t_{topo} \sqrt{\left(\frac{t_{topo}}{D}\right)^3} \tag{27}$$

Em que t_{topo} é a espessura da virola em milímetros e D o diâmetro do tanque em metros.

Assim, para o tanque em estudo H_1 vale 3,87m e a altura transformada (altura do tanque ponderada, função da espessura variável em altura) vale 10,46m, portanto foi necessário dimensionar um anel de reforço (cantoneira LNP) que foi colocado 8.27m de altura (altura total do tanque subtraída de metade da altura transformada). Avaliando o módulo de flexão chegou-se à conclusão que era necessário ter um modulo de flexão mínimo de 398,71cm^3 a que corresponde uma cantoneira tipo LNP 200x200x24.

4. Análise da acção do vento

O tanque está situado na zona B (faixa costeira de 5 km de largura) e a rugosidade aerodinâmica do solo é do tipo II visto a refinaria de Sines se situar na periferia da cidade. O valor característico de pressão dinâmica (w_k) vale aproximadamente 1.365KN/m^2 e com este valor determinou-se o momento actuante na base que vale *4477,88KN.m.* Determinando o momento resistente da secção (com o tanque vazio, pois é com este vazio que o momento resistente é menor, logo, a situação mais desfavorável), com base na expressão 28, este deve ser sempre superior ao actuante (W_t é o peso total do tanque e considerou-se que o peso do tecto vale aproximadamente 25% do peso das restantes componentes da estrutura).

$$M_{res,w} = \frac{2}{3}\left(\frac{W_t . D}{2}\right) \tag{28}$$

Assim, através da expressão 29, pôde-se concluir que o tanque é estável ao vento.

$$\left.\begin{aligned} M_{act,w} &= 4477{,}88 kN.m \\ M_{res,w} &= 13710 kN.m \end{aligned}\right\} M_{act,w} < M_{res,w} \Rightarrow ok \tag{29}$$

5. Análise sísmica

A análise sísmica do tanque em estudo foi realizada para os três regulamentos com base nas expressões atrás descritas. Os esforços obtidos vêm descritos no quadro V.

Quadro V. Quadro resumo dos esforços de dimensionamento por cada regulamento.

Regulamento \ Esforços		V_{basal} (kN)	M_{basal} (kN.m)	M_{derrub} (kN.m)
API 650		10708,4	55144,1	157943
EC8 - ESDEP	Acções tipo I	25410	128642	181613
	Acções tipo II	33659	169232	233850
EC8 - Actual	Acções tipo I	15168,5	75691,6	181613
	Acções tipo II	19540,5	96235,3	233850
IITK-GSDMA		8359	38866	117670

O API permite verificar a compressão longitudinal das virolas e conclui-se que a tensão actuante na base do tanque é inferior à resistente, ver expressão 30.

$$\left.\begin{aligned} F_{a,res} &= 102{,}5MPa \\ F_{a,act} &= 9{,}052MPa \end{aligned}\right\} F_{a,act} < F_{a,res} \rightarrow ok \tag{30}$$

Verificou-se ainda se ocorre o levantamento do tanque segundo os regulamentos API 650 e IITK – GSDMA. Pelo API é considerado estável ao levantamento se se verificar o descrito na expressão 31.

$$\frac{M_{basal}}{D^2\left(w_t + w_l\right)} \leq 0{,}785 \tag{31}$$

A condição descrita na expressão 31 foi verificada para o tanque em estudo, tendo em atenção que w_t e w_l correspondem a pesos por unidade de comprimento.

Pelo IITK – GSDMA considera-se que um tanque é estável ao levantamento desde que se cumpra a expressão 32.

$$\frac{H}{D} < \frac{1}{A_{h,i}} \tag{32}$$

Mais uma vez se conclui que o tanque é considerado estável ao levantamento logo considera-se que tanque não necessita de ser ancorado (naturalmente ancorado).

5 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DOS REGULAMENTOS E ÁBACOS REALIZADOS

1, Organização do estudo paramétrico

De modo a tornar a análise paramétrica o mais universal possível, foram efectuadas adimensionalizações dos esforços obtidos. As expressões 33 e 34 mostram as adimensionalizações efectuadas através de relações com o peso total do tanque (W_{total}) e do raio (R).no caso de momentos:

$$V_{basal}^{adi} = \frac{V_{basal}}{W_{total}} \tag{33}$$

$$M^{adi} = \frac{M}{W_{total} \times R} \tag{34}$$

Os esforços adimensionados constituíram toda a base para a elaboração dos ábacos referentes à análise paramétrica em questão.
Contudo, os resultados apresentados foram obtidos em função de duas relações geométricas fundamentais: a relação entre a altura do tanque e o raio (H/R) e entre o raio e a espessura da casca (R/t). Enquanto a primeira representa uma relação de esbelteza da estrutura, a segunda está directamente ligada à rigidez da parede do tanque.

Foram efectuadas análises variando as relações geométricas definidas anteriormente de modo a abranger uma larga gama de tanques comerciais possibilitando ainda a interpolação de resultados para tanques diferentes dos estudados. O quadro VI apresenta toda a gama de tanques que foram utilizados neste estudo.

Quadro VI. Organização da análise paramétrica

H (m)	H/R	R/t
10, 20 ou 30	1/3, 2/3, 3/3, 4/3 ou 5/3	1920
		1440
		960
		720
		480

2, Ábacos realizados

De seguida serão apresentados alguns dos ábacos realizados durante este estudo de forma a obter-se esforços através de simples interpolações.
Nas figuras 8 a 10, apresentam-se ábacos referentes ao Eurocódigo 8, acção tipo I para dois tanques de diferentes alturas, 10 e 30 metros.

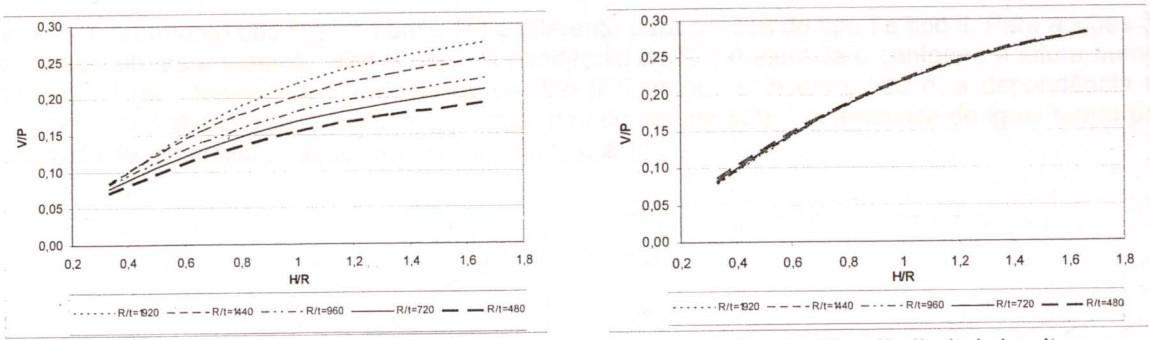


Figura 8. Corte basal para um tanque de 10m (à esquerda) e de 30m (à direita) de altura.

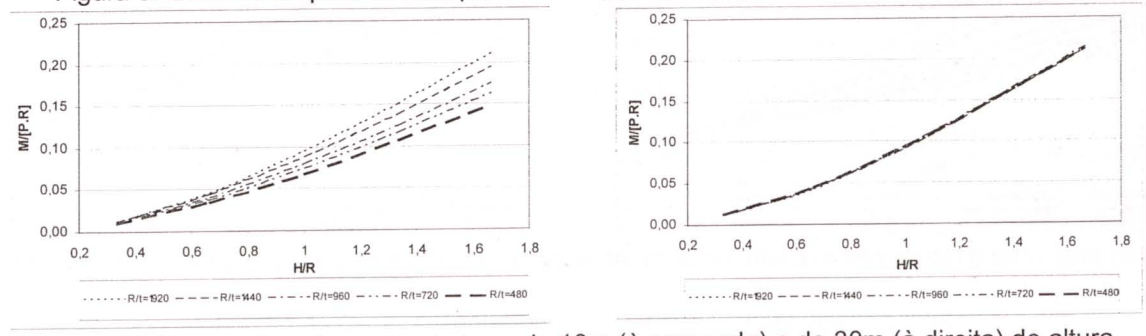


Figura 9.Momento basal para um tanque de 10m (à esquerda) e de 30m (à direita) de altura.

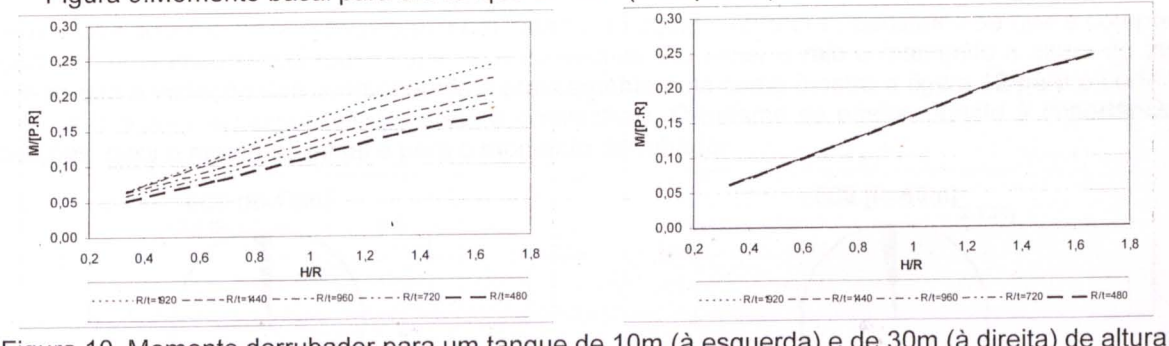


Figura 10. Momento derrubador para um tanque de 10m (à esquerda) e de 30m (à direita) de altura.

O mesmo foi realizado para acções tipo II do EC8 e para os dois restantes regulamentos.

6 - CONCLUSÕES

As conclusões que se puderam tirar deste trabalho podem ser divididas em três categorias diferentes: comparação dos esforços obtidos por cada um dos regulamentos, comparação da contribuição de cada componente para a quantificação dos esforços e comparação do Eurocódigo actual com a proposta do ESDEP.

1. Comparação dos esforços obtidos por cada um dos regulamentos

Constatou-se que os regulamentos API Standard 650 e IITK-GSDMA apresentam resultados muito semelhantes, embora o primeiro seja um pouco mais conservativo que o segundo. Ambos os ábacos elaborados para os regulamentos atrás referidos não dependem da altura do tanque e da relação raio/espessura como se pode constatar pelos gráficos da figura 11.

Quanto ao Eurocódigo 8, em geral é mais conservativo que os outros dois regulamentos, sendo esta diferença de valores mais acentuada quando se considera a interacção líquido-estrutura proposta pelo ESDEP. Ao contrário do API e do IITK, este regulamento apresenta dependência com a altura do tanque e relação raio/espessura, razão que leva à diferenciação das diferentes curvas de R/t para cada esforço de dimensionamento.

No EC8 o comportamento das curvas com o R/t é diferente para acções de tipo I e tipo II. Para acções de tipo I e para baixas alturas a variação das curvas (dependência de R/t) é elevada e conforme a altura aumenta a variação diminui de intensidade. Para acções de tipo II acontece o inverso, isto é, a dependência de R/t aumenta com altura do tanque ("abertura do leque" das curvas de R/t). Tal acontece de igual forma para os vários esforços de dimensionamento, ver gráficos da figura 11.

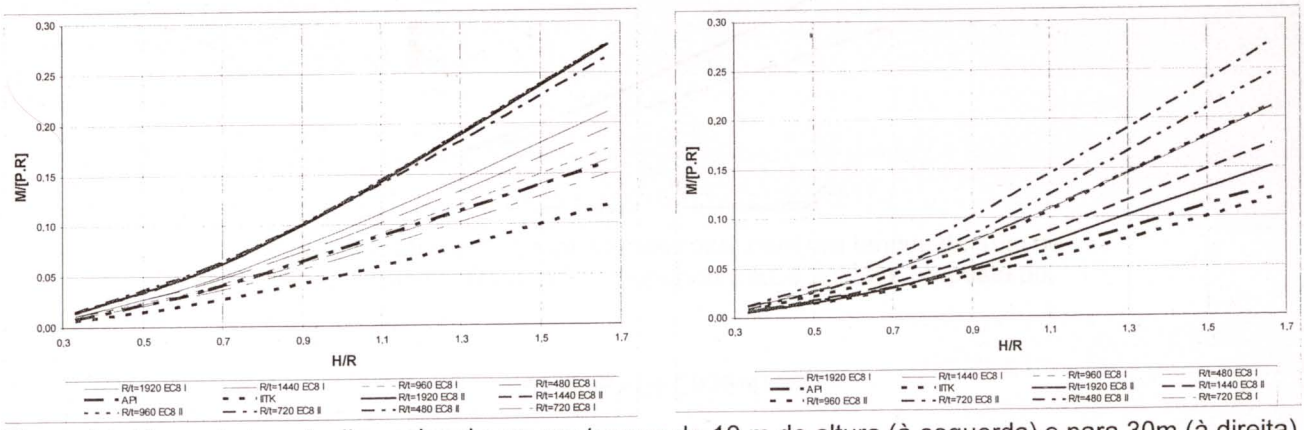


Figura 11. Momento basal adimensional para um tanque de 10 m de altura (à esquerda) e para 30m (à direita).

2, Comparação da contribuição de cada componente para a quantificação dos esforços

No que respeita ao EC8, na versão actual (sem interacção líquido-estrutura), constatou-se que a componente impulsiva tem uma importância muito superior à convectiva. Ao variar o raio e mantendo a altura do tanque, concluiu-se que a variação das componentes é praticamente nula como mostra a figura 12 para o corte basal (a *riscado* a componente impulsiva e a preto a convectiva). O mesmo se passa, quanto à importância das contribuições, para o momento basal e para o momento derrubador.

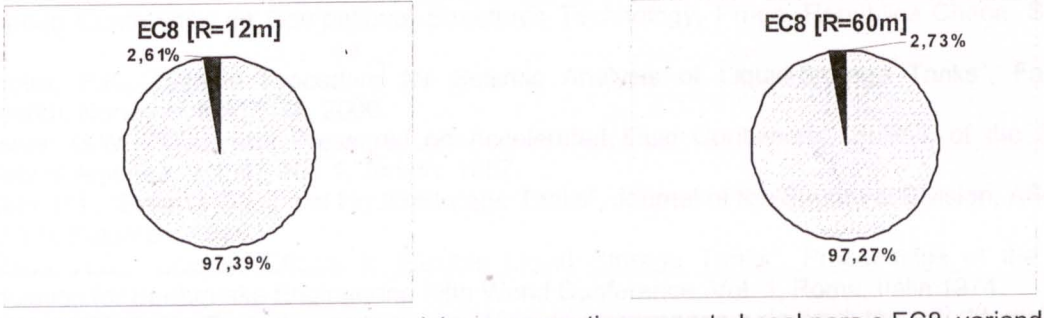


Figura 12. Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o EC8, variando o raio.

Por outro lado, ao variar a altura, mantendo a relação altura/raio, constatou-se que a componente impulsiva aumenta com o aumento da altura do tanque, como mostra a figura 13 (o que à partida era esperado).

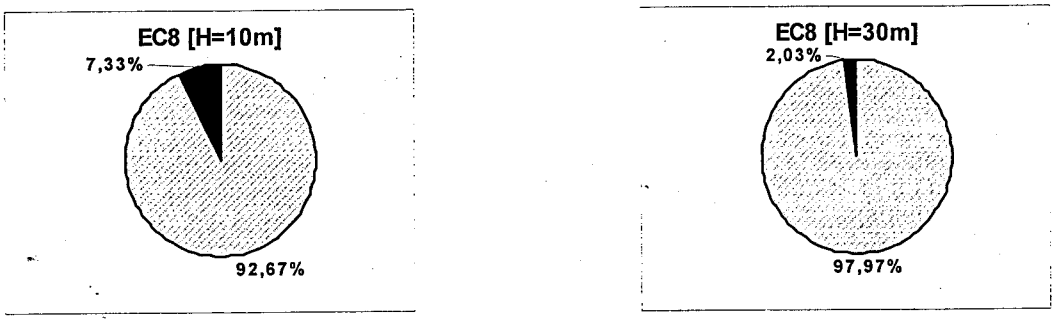


Figura 13. Relações da componente impulsiva e convectiva no corte basal para o EC8, variando a altura

Foi possível constatar que o que se passa no EC8 ocorre de forma semelhante no API, embora neste a componente convectiva aumente ligeiramente a sua contribuição (no API a contribuição da componente convectiva varia entre os 14 e 27%).
É também importante referir que esta comparação não foi efectuada para o regulamento indiano IITK visto este utilizar uma soma quadrática das componentes e por isso não foi possível separa-las.

3. Comparação do Eurocódigo actual com a proposta do ESDEP

É possível afirmar que a proposta do ESDEP, ao considerar a componente interacção líquido-estrutura, é muito conservativa face ao EC8 actual como se pode constatar através da figura 14.

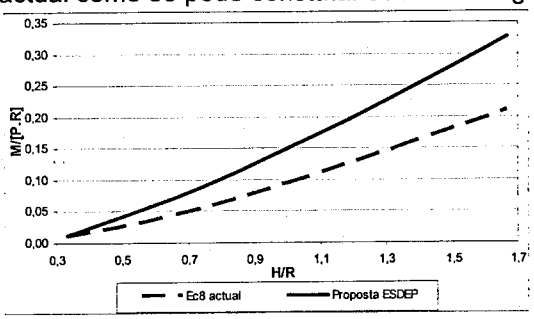


Figura 14. Momento basal adimensional para um tanque de 10m de altura e relação R/t de 1920, segundo o EC8 actual e proposta do.

8 - AGRADECIMENTOS

Ao Professor Rui Carneiro de Barros pela sua fantástica disponibilidade no esclarecimento das muitas dúvidas que surgiram ao longo do semestre e pelo entusiasmo criado no grupo de trabalho sobre o tema proposto.

9 - REFERÊNCIAS

[1] Barros, R.C., "Seismic Response Envelopes of a Tank Supported at the Base", Proceedings of the 6th European Conference on Computional Structures Technology, Praga, República Checa, Setembro 4-6, 2002.
[2] Malhotra, P.K., "Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks", Factory Mutual Research, Norwood, MA, EUA, 2000.
[3] Housner, G.W., "Dynamics Pressures on Accelerated Fluid Containers", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 47, No. 1, Janeiro 1957.
[4] Epstein, H.I., "Seismic Design of Liquid Storage Tanks", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST 9, Setembro 1976.
[5] Veletsos, A.S., "Seismic Effects in Flexible Liquid Storage Tanks", Proceedings of the International Association for Earthquake Engineering Fifth World Conference, Vol. 1, Roma, Itália 1974.
[6] Martins de Sá, A.C., "Projecto de um reservatório de armazenagem de produtos petrolíferos", Projecto de Construções Metálicas, 2005.

MODELO DE DANO APLICADO A ALEVENARIA DE PEDRA

Hugo Filipe Vieira Moura

José Manuel Mendes Beleza

Martinho Alves Carneiro

SUMÁRIO

Com este trabalho pretende-se simular numericamente o comportamento de uma parede de alvenaria de pedra, ensaiada anteriormente no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE). Para esta simulação foi utilizado o programa de cálculo Cast3M, retratando-se o comportamento material com a lei do modelo de dano, aplicada a uma malha de elementos finitos representativa da geometria da parede em questão. O modelo de dano em questão foi desenvolvido por Rui Faria (1994) para ser aplicado a estruturas de betão. Na simulação foram consideradas as condições de apoio e de carregamento experimentais.
Procedeu-se á calibração do modelo com base nos resultados experimentais. Neste sentido fizeram-se análises uni-paramétricas e multi-paramétricas, em que os parâmetros tentam retratar as características do material.
No final do trabalho efectuou-se a simulação numérica do ensaio da parede e comentaram-se os resultados.

INTRODUÇÃO

O presente trabalho incidiu sobre a aplicação de um modelo numérico não linear, que simulasse o comportamento estrutural de uma parede de alvenaria de pedra não reforçada, sujeita a uma acção horizontal cíclica do tipo sísmico, mas aplicado de forma estática ou seja, de forma lenta de modo a não mobilizar as forças de inércia. Para a realização do presente trabalho existe um modelo físico que foi ensaiado no LESE e que se pretende simular através de um modelo numérico. O modelo experimental resultou de uma parede proveniente de uma habitação típica dos Açores, localizada na freguesia de Pedro Miguel, Concelho da Horta na ilha do Faial, que foi transportada para o Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) e aí submetida ao ensaio.
O modelo numérico foi realizado recorrendo a um programa geral de cálculo estrutural, baseado no método dos elementos finitos, designado de Cast3M.De referir que o modelo de comportamento material se baseia no "Modelo de Dano" desenvolvido pelo professor Rui Faria (1994) e implementado em Cast3M pela Engenheira Cristina na sua tese de doutoramento.
Será concluída a aplicabilidade do modelo numérico implementado, a este tipo de estruturas, uma vez que o "Modelo de Dano" foi desenvolvido para ser aplicado em estruturas de betão.

ENSAIO EXPERIMENTAL

O ensaio efectuado à parede de alvenaria teve como objectivo o estudo do comportamento da parede em termos de rigidez, resistência, ductilidade e capacidade de dissipação de energia, quando sujeita a deslocamentos horizontais cíclicos impostos, simulando os efeitos da acção horizontal de um sismo. Os deslocamentos foram impostos na direcção longitudinal da parede e de forma cíclica com valores de pico representados na tabela I.

Tabela I – Ciclo de deslocamentos

Ciclo	Deslocamentos	
1º	2	-2
2º	4	-4
3º	6	-6
4º	8	-8
5º	10	

Sobre a parede foram colocados actuadores verticais e actuadores horizontais (figura 1). Os actuadores verticais impuseram uma carga vertical pretendida constante de 40 kN durante todo o ensaio. Por sua vez, os actuadores horizontais impuseram os deslocamentos horizontais.

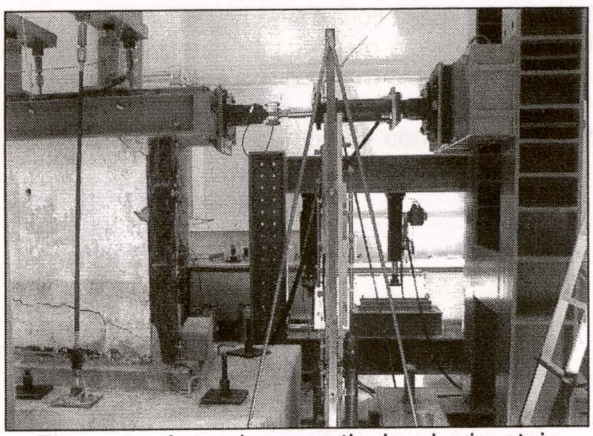


Figura 1 – Actuadores verticais e horizontais

Com a aplicação simultânea da carga vertical introduzida e dos deslocamentos horizontais impostos (de forma cíclica), obteve-se a seguinte figura que traduz a relação Força/Deslocamento na direcção horizontal no topo da parede:

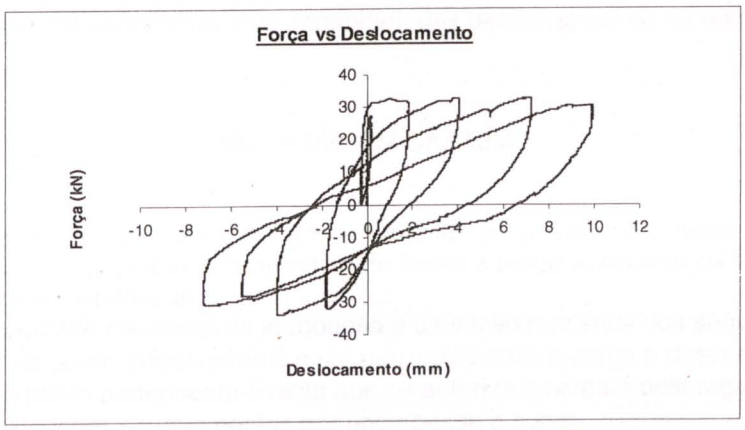


Figura 2 – Resultado experimental

MODELO DE DANO

A metodologia adoptada no nosso trabalho apoia-se num modelo constitutivo baseado na Mecânica do Dano Continuo [1], originalmente desenvolvido para análise de estruturas de betão de grandes dimensões, e que incorpora duas variáveis de dano (uma para tracção e outra para compressão) e um tensor de deformações

plásticas para caracterização dos mecanismos não-lineares de degradação do betão sob condições de tracção ou de compressão.
O modelo constitutivo é capaz de reproduzir as curvas tensão-deformação do betão, incluindo os efeitos de endurecimento e de amaciamento e os mecanismos de recuperação de rigidez [1].
No domínio da Mecânica do Dano Continuo, os efeitos da danificação sobre as propriedades de um material inicialmente elástico reproduzem-se no tensor constitutivo de rigidez. O dano reflecte-se numa redução de várias das componentes de rigidez, podendo o material danificado manter-se isótropo ou tornar-se anisótropo [2].
Para a aplicação deste modelo à alvenaria de pedra em estudo é assumida a hipótese de nas condições iniciais isto é, antes da aplicação de qualquer carga ou ciclo de carga, a alvenaria de pedra ser um material isotrópico e homogéneo.
O conceito de dano pode ser interpretado como uma medida de defeitos, microfissuras e microcavidades, do material associados a um elemento de superfície interno. A não-linearidade do material é interpretada como o resultado da evolução dos mesmos defeitos [2].
A variável de dano "d" assume valores entre 0 e 1 (1), sendo 0 o valor correspondente ao estado elástico do material, crescendo com a evolução da degradação até ao valor 1 que corresponde ao colapso. Esta evolução é caracterizada pela diminuição da área resistente efectiva isto é, sem defeitos. Relacionado com o conceito de dano surge então o conceito de tensão efectiva (2), também ele um conceito fundamental da Mecânica de Dano Contínuo [1].
Relativamente à lei constitutiva propriamente dita, o modelo conduz a um formato bastante intuitivo das tensões, sendo os escalares da variável de dono crescentes ao longo do tempo:

$$0 \le \left(d^{+}, d^{-}\right) \le 1 \qquad (1)$$

$$\sigma = \left(1 - d^{+}\right)\overline{\sigma}^{+} + \left(1 - d^{-}\right)\overline{\sigma}^{-} \qquad (2)$$

Na necessidade de se definir de forma precisa se o elemento se encontra em "carga", "descarga" ou "recarga" é introduzido um conceito de tensão equivalente associado a um escalar positivo, que é o resultado de uma norma dos tensores de tensões efectivas. Os diferentes estados tridimensionais de tensão podem então ser comparados através de uma análise unidimensional. Na sequência da decomposição tensorial adoptada neste modelo são então consideradas as tensões equivalentes de tracção e compressão, a que lhe são associados diferentes critérios de dano [1].
As variáveis de dano apresentam três tipos de leis, dependendo se a análise de dano é em tracção, em compressão ou em condições cíclicas. Estas leis são obtidas por observação experimental, sendo dependentes de variáveis de endurecimento que dependem das deformações do elemento [1].

SIMULAÇÃO EM CAST3M

A análise da parede foi realizada utilizando um programa de análise estrutural denominado Cast3M recorrendo á modelação por meio de elementos finitos, de forma a tentar aproximar os resultados obtidos pelo programa aos obtidos experimentalmente.
O modelo de dano implementado necessita da introdução e definição numérica dos seguintes parâmetros [3]:

- EXTP – extensão do ponto pertencente á recta que caracteriza a carga e descarga
- STRP – tensão do ponto pertencente á recta que caracteriza a carga e descarga
- EXT1 e EXT2 – extensões de dois pontos por onde passa a curva
- STR1 e STR2 – tensões dos dois pontos anteriores por onde passa a curva
- YOUN – módulo de Young
- FTUL – resistência máxima de tracção
- REDC – factor de redução para a tensão máxima de resistência á tracção
- FC01 – resistência até à qual o material apresenta um comportamento linear
- RT45 – factor de compressão biaxial
- EXTU – extensão máxima associada à tensão máxima
- FCU1 – tensão máxima de compressão
- HLEN – comprimento efectivo do elemento finito
- GVAL – energia de fractura

A malha de elementos finitos utilizada pelo Cast3m para o cálculo da estrutura é apresentada na figura 3.

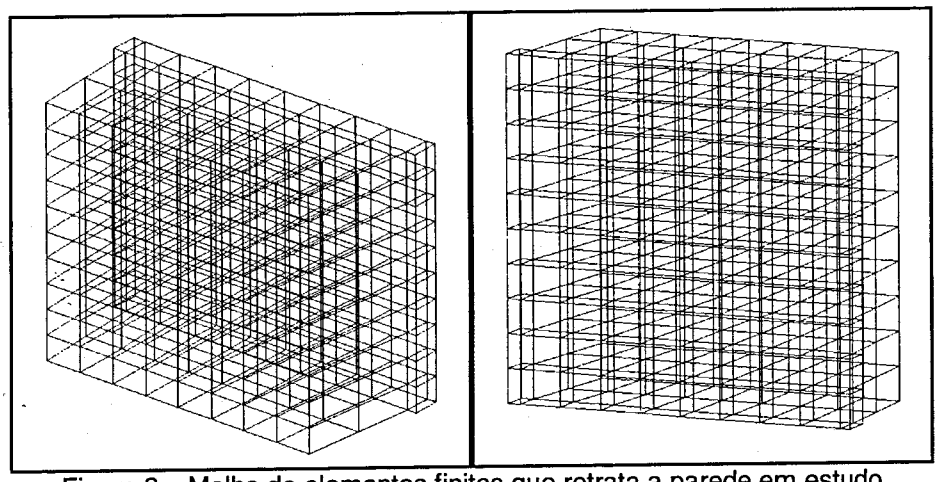


Figura 3 – Malha de elementos finitos que retrata a parede em estudo

Definida a geometria, definiram-se as condições de apoio, considerando a parede encastrada na base. O passo seguinte consistiu em introduzir a lei de deslocamentos horizontais e a carga vertical a aplicar no topo da parede, incluindo o peso próprio.

CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A calibração de um modelo é uma fase importante da análise e verificação dos modelos mecânicos de comportamento de materiais e estruturas. Os modelos constitutivos para materiais anisotrópicos, como a alvenaria, contêm uma série de parâmetros que têm que ser quantificados com base em testes experimentais. De qualquer forma, estes parâmetros são de difícil determinação devido à heterogeneidade do material e porque a estimativa simultânea ou sequencial dos parâmetros tem que ser levada em conta. É sabido que o problema de identificação de um parâmetro consiste na optimização da sua estimativa através de um processo inverso, em que os desvios entre a curva experimental e teórica são minimizados.
A lei material, ou de carregamento monotónico, considera-se suficientemente calibrada quando no caso do presente modelo se assemelha a uma curva típica de betão. Na resposta da estrutura, considera-se uma boa a aproximação aquela que consegue reproduzir as inclinações das curvas de carga e descarga, que respeita os valores máximos de esforço resistente, que respeita os deslocamentos residuais e que representa correctamente a dissipação de energia.
Na tabela II apresentam-se os valores tomados como ponto de partida para os parâmetros.

Tabela II – Valores iniciais

Parâmetros	Valores Iniciais	Unidades
YOUN	1e9	Pa
NU	0,3	-
RHO	2500	Kg/m^3
NORI	1	-
FTUL	100e3	Pa
REDC	50e3	Pa
FC01	-100	Pa
RT45	1,18	-
EXTU	-0,1	-
FCU1	-10e6	Pa
EXTP	-0,012	-
STRP	-2e6	Pa

Tabela II (continuação) – Valores iniciais

Parâmetros	Valores Iniciais	Unidades
EXT1	-0,04	-
STR1	-900e3	Pa
EXT2	-0,046	-
STR2	-900e3	Pa
HLEN	0,2	m
GVAL	200	J

Análise uni-paramétrica

Através da alteração do valor de cada parâmetro é possível verificar qual a sua influência na curva de comportamento do material e na curva de resposta da parede. As alterações induzidas aos parâmetros foram efectuadas segundo intervalos considerados aceitáveis. Contudo, para alguns parâmetros a alteração do valor foi considerável, de forma a visualizar melhor a sua influência na resposta.
Após essa análise foi possível verificar que alguns parâmetros não tinham qualquer influência, quer na curva de comportamento do material, quer na curva do modelo. Os parâmetros em que isso se verificou foram REDC, RT45 e EXTU.
O parâmetro EXTP, apesar de alterar a curva de comportamento do material, não apresenta alterações significativas na curva de resposta da parede.
Por outro lado, existem parâmetros em que se verifica o contrário: uma alteração pouco significativa na curva de comportamento, mas uma alteração considerável na curva do modelo. Esses parâmetros são o HLEN e o GVAL, que impõe pequenas alterações ao nível das tracções nas curvas de comportamento uniaxial, mas uma flutuação significativa ao nível dos valores da força mínimas na parede.
Para os restantes parâmetros (EXT1, EXT2, STR1, STR2, FC01, STRP, FCU1, FTU1 e YOUN) as alterações nos seus valores conduziram a alterações significativas na resposta ao nível de ambas as curvas.
De referir ainda que a alteração da ordem de grandeza de certos parâmetros de forma isolada, nomeadamente dos parâmetros YOUN, FCU1 e STRP, tiveram como resultado uma lei de comportamento do material considerada inapropriada, não estando portanto susceptíveis a grandes variações.
Com base na análise uni-paramétrica obtiveram-se os valores que correspondem a uma melhor aproximação à curva experimental (tabela III).

Tabela III – Resultados obtidos através da análise uni-paramétrica

Parâmetros	Valores	Unidades
YOUN	1e9	Pa
NU	0,3	-
RHO	2500	Kg/m^3
NCRI	1	-
FTUL	100e3	Pa
REDC	50e3	Pa
FC01	-100	Pa
RT45	2,6	-
EXTU	-0,1	-
FCU1	-100e6	Pa
EXTP	-0,003	-
STRP	-1e6	Pa
EXT1	-0,15	-
STR1	-450e3	Pa
EXT2	-0,18	-
STR2	-450e3	Pa
HLEN	0,2	m
GVAL	200	J

Análise multi-paramétrica

Após a análise uni-paramétrica, partiu-se para análise multi-paramétrica, tendo como valores de referência iniciais os atingidos anteriormente (Tabela III).
Nesta análise foi possível verificar que o efeito produzido pela alteração de um único parâmetro, nem sempre se mantinha quando combinado com a alteração de outros. Não se verifica uma soma dos efeitos. Tal foi facilmente verificado, após obtenção dos resultados derivados dos valores indicados na tabela III (Figura 4).

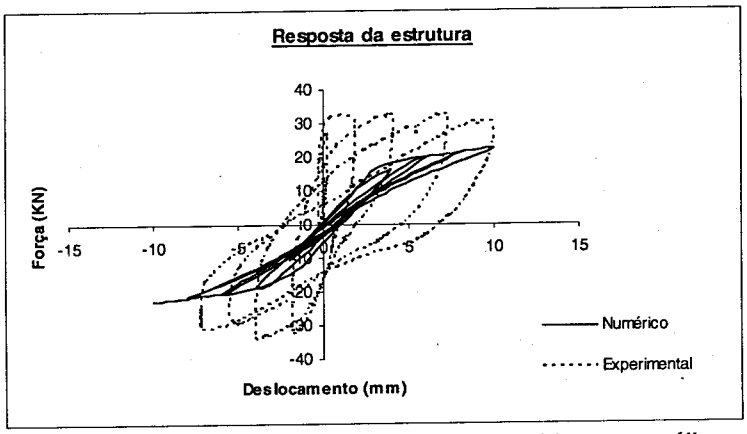


Figura 4-Resposta da estrutura considerando os valores obtidos por análise uni-paramétrica

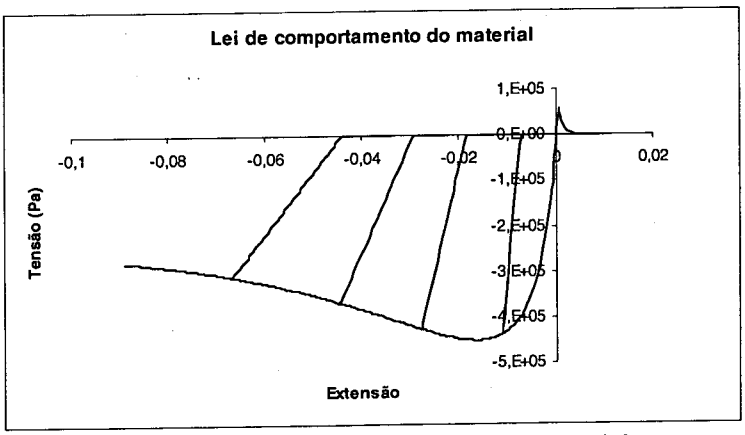


Figura 5-Lei de comportamento do material

Das combinações efectuadas algumas conduziram a curvas de comportamento uniaxial consideradas impróprias para retratar o comportamento do material.
Noutras situações, também resultaram curvas de comportamento do material consideradas aceitáveis, mas que se traduziram em curvas de comportamento da parede que não se aproximavam muito da curva experimental.
Através da escolha criteriosa de determinados parâmetros foi conseguido de forma bastante satisfatória o ajuste das forças de pico. Contudo, ciclo após ciclo, para o mesmo deslocamento, a força resistente mantém-se sensivelmente constante o que não se verifica no modelo experimental. Este resultado não foi possível de ser controlado através da simples variação de parâmetros (Figura 6).
O ajuste das curvas de carga/descarga, e a consequente dissipação de energia, bem como dos deslocamentos residuais, não foi conseguido. As curvas de carga/descarga apresentam percursos bastante distintos do experimental por muito que se alterem os diversos parâmetros (Figura 6).
Entre as várias combinações que se efectuaram, apresenta-se na tabela IV a que conduziu a resultados mais satisfatórios.

Tabela IV – Valores obtidos após análise multi-paramétrica

Parâmetros	Valores	Unidades
YOUN	1e9	Pa
NU	0,3	-
RHO	2500	Kg/m^3
NCRI	1	-
FTUL	100e3	Pa
REDC	50e3	Pa
FC01	-1000	Pa
RT45	2	-
EXTU	-0,1	-
FCU1	-10e6	Pa
EXTP	-0,012	-
STRP	-700e3	Pa
EXT1	-0,04	-
STR1	-500e3	Pa
EXT2	-0,046	-
STR2	-500e3	Pa
HLEN	0,2	m
GVAL	200	J

Com base nestes valores obteve-se a seguinte resposta da estrutura (Figura 6):

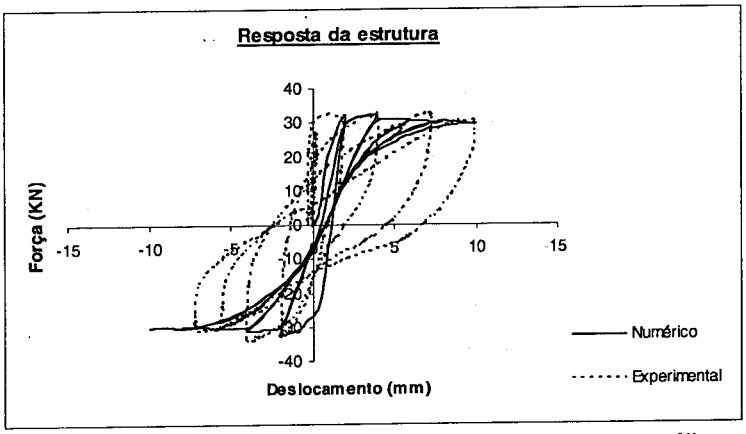


Figura 6 – Resposta da estrutura considerando os valores obtidos por análise multi-paramétrica

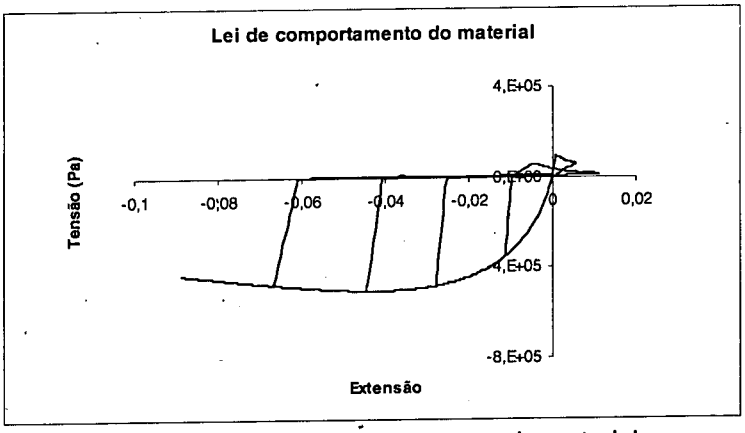


Figura 7 – Lei de comportamento do material

Os valores da dissipação de energia nos diferentes ensaios foram:

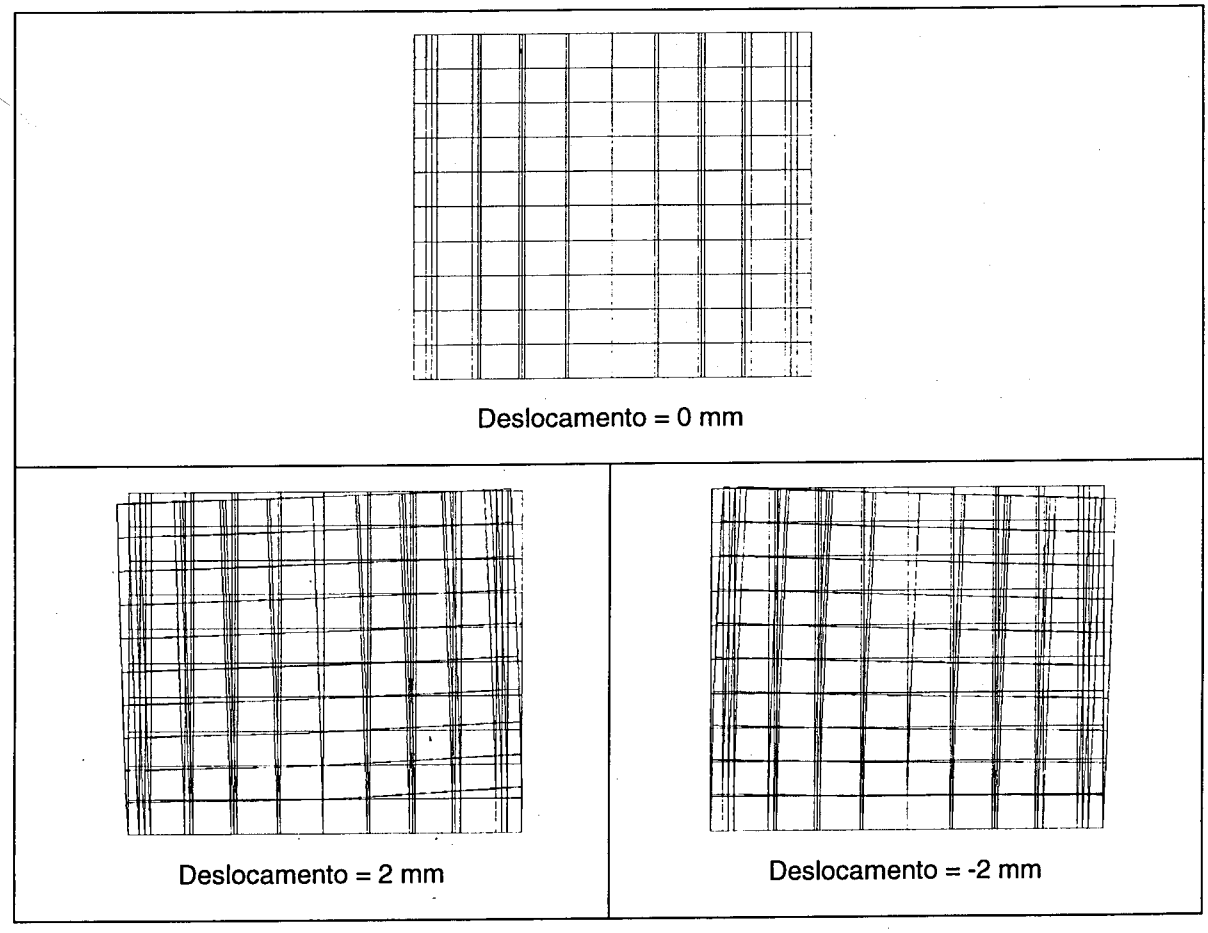
Tabela V – Energia Dissipada

Ensaio	Experimental	Inicial	Final
ΔE (Joules)	984,2	298,4	410,8

Como observado, os valores de dissipação de energia aumentaram quando se compara o ensaio inicial com o final, apesar de este ainda apresentar valores inferiores aos valores experimentais (menos de metade). A dissipação de energia é assim mal representada pelo modelo quando comparada com a dos resultados experimentais.
A dissipação de energia foi um dos problemas decorrentes ao longo do ajuste da lei "deslocamento – força", não se conseguindo boas aproximações para as curvas de descarga. Foram tentadas várias combinações entre parâmetros e concluiu-se que era impossível conseguir um bom ajuste através deste modelo que se mostra pouco dissipativo.

ANÁLISE DE RESULTADOS

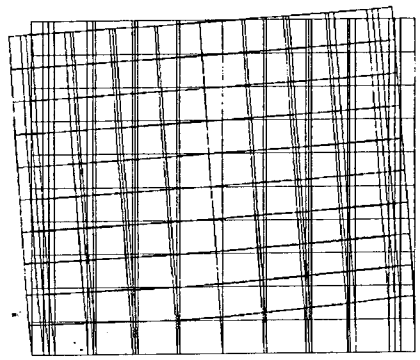
Com base nos valores anteriormente obtidos apresenta-se de seguida a deformada da estrutura para os deslocamentos impostos (Figura 8), o mapa das tensões verticais (σ_{zz}) (Figura 9), das tensões principais (σ_{11}) (Figura 10), do dano máximo de tracção (d^+) (Figura 11), do dano máximo de compressão (d^-) (Figura 12) e da evolução da variável de dano (Figuras 13 e 14).



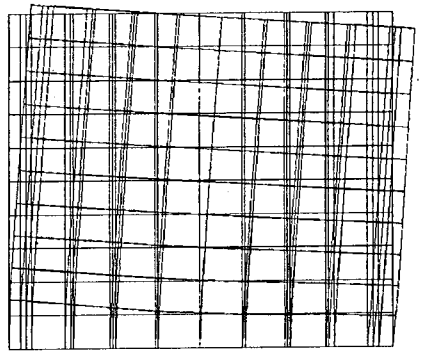
Deslocamento = 0 mm

Deslocamento = 2 mm

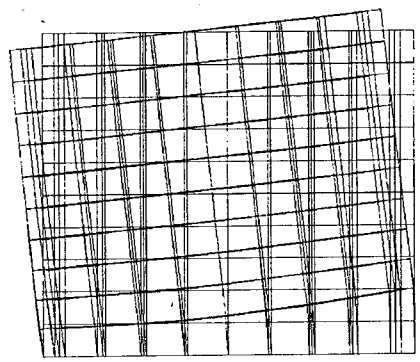
Deslocamento = -2 mm



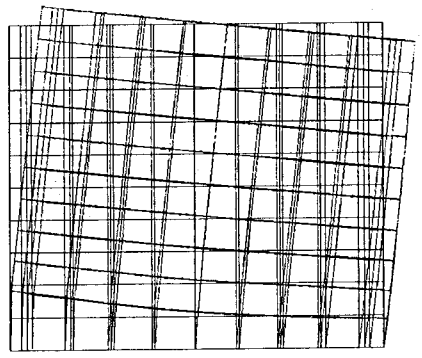
Deslocamento = 4 mm



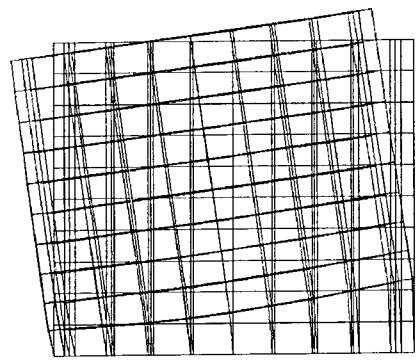
Deslocamento = -4 mm



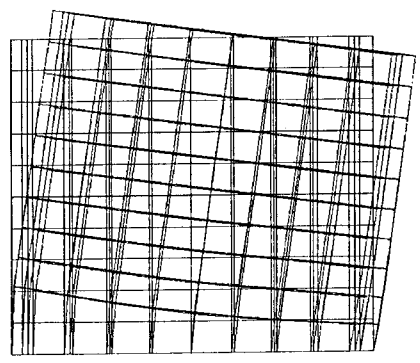
Deslocamento = 6 mm



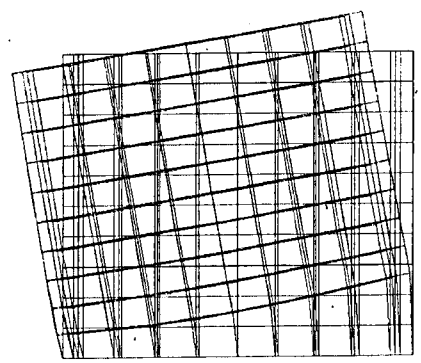
Deslocamento = -6 mm



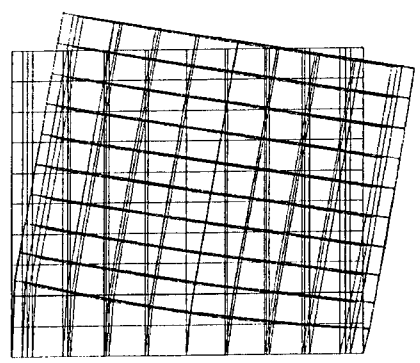
Deslocamento = 8 mm



Deslocamento = -8 mm



Deslocamento = 10 mm



Deslocamento = -10 mm

Figura 8 – Deformada da estrutura

Como é possível constatar das diferentes figuras, a parede comporta-se de forma semelhante nos dois sentidos do deslocamento imposto, comportando-se de forma aproximadamente simétrica no que concerne à deformada.
Apresenta-se de seguida as tensões σ_{zz} (verticais) para os deslocamentos correspondentes a 10 e -10 mm:

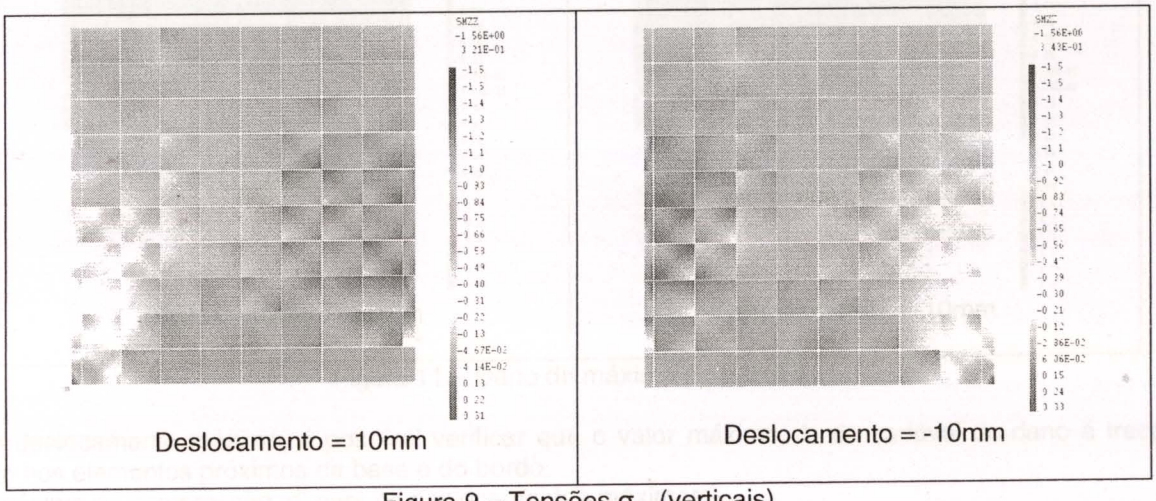


Figura 9 – Tensões σ_{zz} (verticais)

Em relação á posição correspondente ao deslocamento máximo de 10mm em cada sentido, é possível verificar uma quase simetria no valor das tensões verticais. Existe uma pequena zona localizada a meia altura onde se observam tensões de tracção, do lado esquerdo para o deslocamento de 10mm e direito para o deslocamento de -10mm. As compressões mais significativas encontram-se no vértice inferior esquerdo, prolongando-se segundo uma escora inclinada até ao vértice onde é imposto o deslocamento.
Em seguida apresentam-se as tensões principais, σ_{11}, para os deslocamentos máximos (10mm e -10mm):

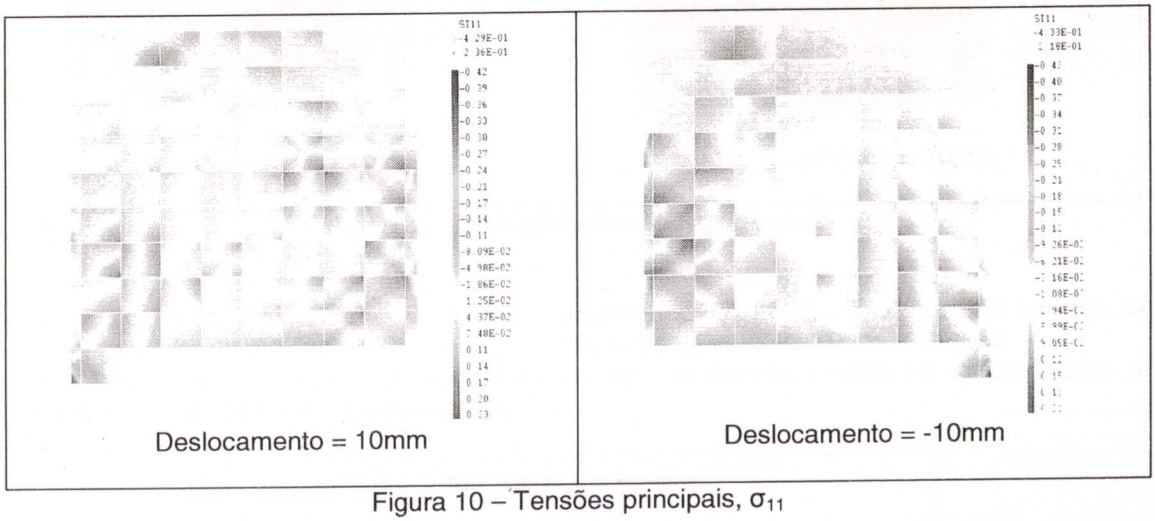


Figura 10 – Tensões principais, σ_{11}

Tal como foi referido para as tensões verticais, é possível identificar o modelo de escoras e tirantes na transmissão de esforços. Na base é possível identificar uma zona de concentração de tracções e outra de compressões.

Dano de máximo de tracção, d^+ para deslocamentos máximos:

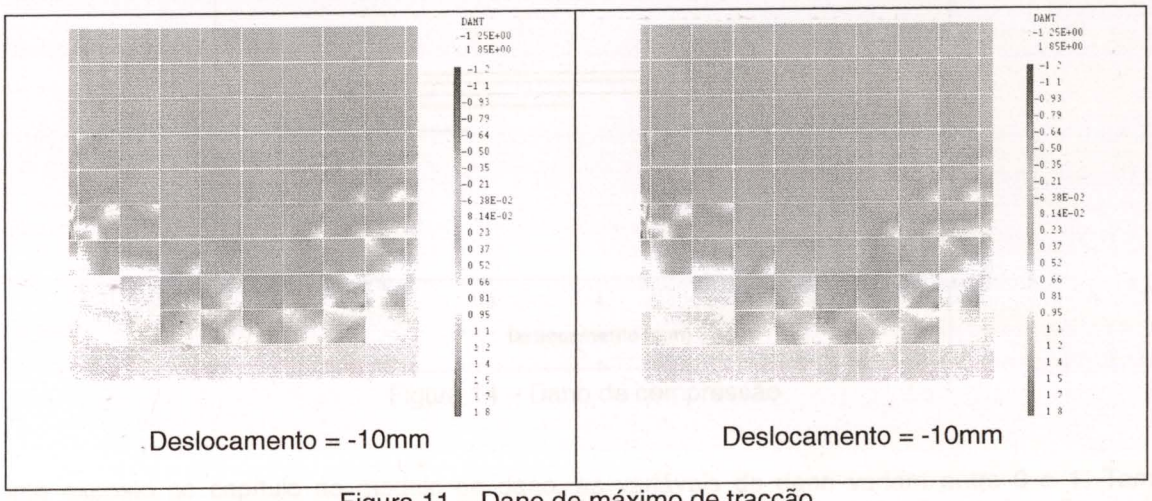


Figura 11 – Dano de máximo de tracção

Para o deslocamento máximo, é possível verificar que o valor máximo, 1, da variável de dano á tracção é atingido nos elementos próximos da base e do bordo.
Dano máximo de compressão, d^- para os deslocamentos máximos:

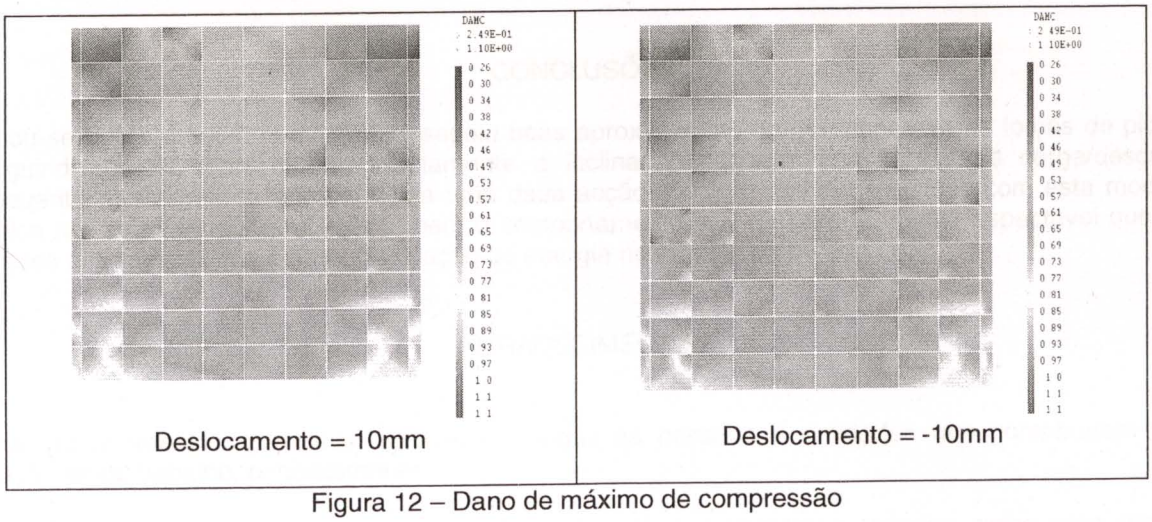


Figura 12 – Dano de máximo de compressão

O valor da variável de dano à compressão atinge praticamente o valor máximo, 1, nos dois vértices da base. Daí é possível concluir que esta zona é a que se encontra mais afectada em termos de dano.
Evolução da variável de dano com o deslocamento no topo da parede, medida no vértice inferior do lado oposto ao qual foram aplicados os deslocamentos:

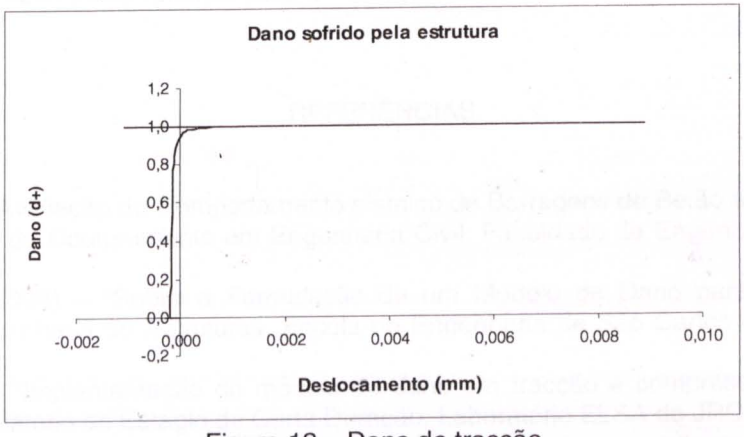


Figura 13 – Dano de tracção

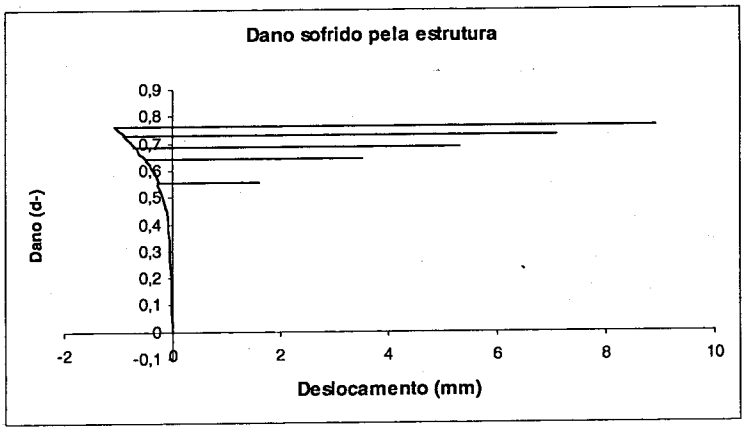


Figura 14 – Dano de compressão

Tal como exposto no capítulo do modelo de dano, as variáveis de dano variam entre 0 e 1. Também é possível verificar que o seu valor é acumulativo ou seja, a variável de dano á compressão mantém-se constante quando ocorre a descarga e carga em sentido inverso, e vice-versa.
É possível verificar que o valor máximo da variável de dano á tracção é rapidamente atingido logo no primeiro ciclo realizado. Note-se que a resistência á tracção dos elementos é muito reduzida.

CONCLUSÕES

Verificou-se que o modelo numérico conseguiu boas aproximações no que concerne às forças de pico, não conseguindo porém representar correctamente a inclinação e forma das curvas de carga/descarga e consequente dissipação de energia. Para uma dada acção sísmica, os danos obtidos com esta modelação numérica não retratam suficientemente bem o comportamento real da parede, sendo espectável que sejam superiores aos reais devido à fraca dissipação de energia no modelo da parede.

AGRADECIMENTOS

No final deste trabalho queremos agradecer a todas as pessoas e entidades que contribuíram para a realização deste trabalho, principalmente:

- Ao Prof. Miranda Guedes pela forma dedicada com que orientou o trabalho, pelas suas sugestões oportunas e pela análise critica, que foram elementos valiosos para o enriquecimento do trabalho.
- À Cristina Costa, pela sua disponibilidade, que se revelaram essenciais à realização do trabalho.
- Ao Prof. Nelson Vila Pouca por se ter demonstrado sempre disponível por disponibilizar bibliografia auxiliar bem como tirar dúvidas relativas ao desenvolvimento do trabalho.
- Por fim, ao grande Bruno Silva por se ter mostrado sempre disponível ao longo de todas as fases do trabalho e em muito ter contribuído para a execução deste trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] Faria, R. (1994) – "Avaliação do Comportamento sísmico de Barragens de Betão através de um Modelo de Dano Contínuo", Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
[2] Pituba, J. J. C. (2003) – "Sobre a Formulação de um Modelo de Dano para o Concreto", Tese de Doutoramento em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.
[3] Costa, C. (2004) – "Implementação do modelo de dano em tracção e compressão com plasticidade no programa Cast3m", Relatório de Estágio de Curta Duração, Laboratório ELSA do JRC da EC.

ESTUDO COMPARATIVO DOS ESFORÇOS GERADOS EM PONTES FERROVIÁRIAS PELAS ACÇÕES DO *REGULAMENTO DE SEGURANÇA E ACÇÕES PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS E PONTES* E DO *EUROCÓDIGO 1: ACÇÕES EM ESTRUTURAS*

Gabriel Marques Lopes

Miguel Carlos Galiza Mariz

Nuno Miguel Oliveira dos Santos

SUMÁRIO

Este trabalho tem como principal objectivo realizar uma comparação entre as acções específicas de pontes ferroviárias presentes na regulamentação actual, de projectos de estruturas, (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) e na futura (Eurocódigo 1: Acções em Estruturas). Evidentemente este trabalho incidirá principalmente nas acções e efeitos que se encontram especificados em ambos os regulamentos, contudo mas será complementado com a apresentação das restantes acções apenas presentes num deles. Toda esta análise é depois apresentada por via de um exemplo prático, com a aplicação dos dispostos em ambas as normas, acompanhada da apresentação e comparação dos resultados obtidos.

INTRODUÇÃO

As pontes desde sempre foram objecto de estudo e admiração do Homem. A necessidade e desejo de vencer obstáculos levou-o a pensar em instrumentos que o levassem a dar uma passo mais além. Essa ambição e necessidade física de transpor as fronteiras e expandir os limites foram o "combustível" para a criação de pontes, desde o humilde tronco de árvore para atravessar um riacho até à mais imponente estrutura de betão armado para atravessar um canal. Tudo, fruto do engenho e talento daqueles que têm como missão conjugar as técnicas, os materiais, os equipamentos e as sinergias para erguer as passagens esbeltas e "flutuantes".

As pontes ferroviárias não são mais do que o prolongamento da estrada de ferro que nasceu com a revolução industrial do século XIX e se foi modernizando até aos dias de hoje, deixando para trás o trem a vapor para dar lugar aos comboios de alta velocidade. Esta evolução natural veio acarretar outras carências da sociedade moderna, para além da simples deslocação, como o conforto e a rapidez.

As normas

Desde 1983 encontra-se em vigor o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, tendo como finalidade a revogação de legislação anterior que já não se encontrava enquadrada para os dispostos que tinha sido criada. Nessa mesma linha de modernização e também de globalização, está prestes a entrar oficialmente em vigor a nova regulamentação sobre a quantificação de acções em obras de estruturas de engenharia civil, intitulada, Eurocódigo 1: Acções em Estruturas.

TABULEIRO DE PONTE FERROVIÁRIA

O tabuleiro das pontes ferroviárias servem de suporte à linha. Por vezes também podem existir passeios e guardas.

A linha e constituída por:

- Carris;
- Travessas;
- Balastro.

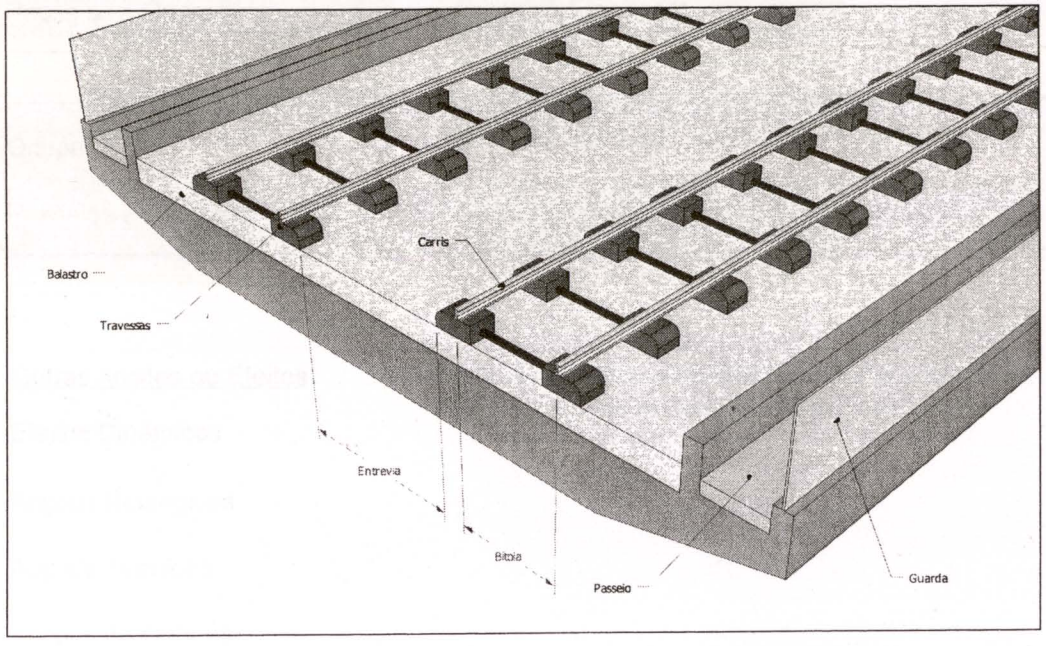


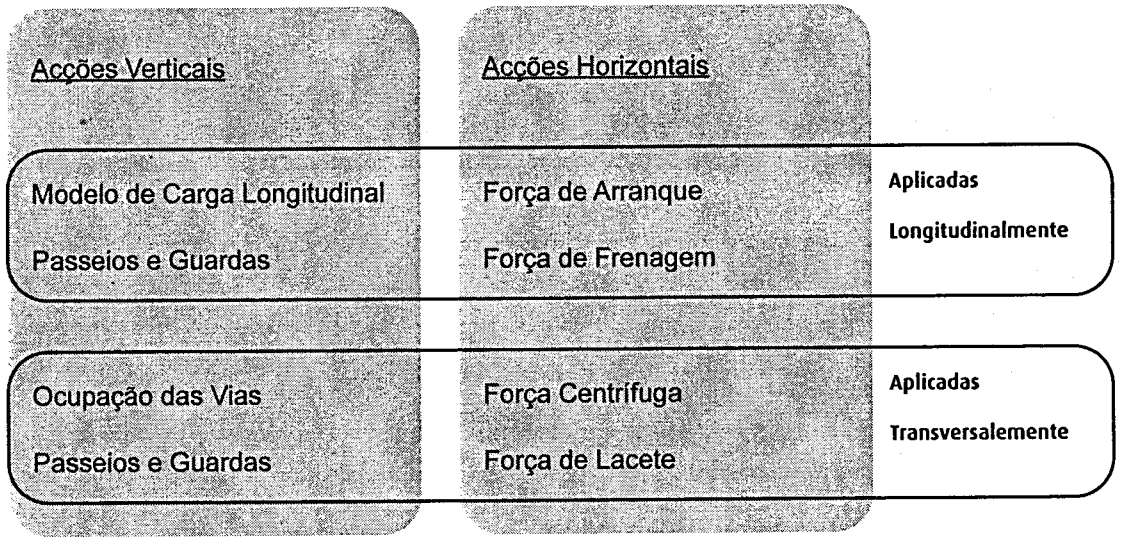
Figura 1 - Esquema de um tabuleiro de uma ponte ferroviária.

LINHAS DE INFLUÊNCIA

No âmbito deste trabalho torna-se necessário estudar os esforços produzidos numa estrutura pela acção de cargas móveis. Estes esforços variam conforme a posição da carga móvel na estrutura sendo assim o esforço máximo numa determinada secção uma incógnita. Para se determinar qual a posição da carga que produz, numa determinada secção, um esforço máximo (Transverso, Momento Flector ou Esforço Axial) é necessário a determinação da linha de influência desse esforço para a secção em estudo.

ACÇÕES ESPECÍFICAS EM PONTES FERROVIÁRIAS

As acções específicas em pontes ferroviárias dependem de regulamento para regulamento e do âmbito de aplicação de tal regulamento mas, em geral, podem ser agrupadas da seguinte forma:



Outras Acções ou Efeitos

Efeitos Dinâmicos

Acções Reológicas

Acções Térmicas

Acções de Acidente

Efeitos Aerodinâmicos devido ao movimento dos comboios

Acções Equivalentes para os Impulsos de Terras

Figura 2 - Quadro de acções a considerar no dimensionamento de pontes ferroviárias.

Acções Verticais

Modelo de Carga Longitudinal

Os modelos de carga são conjuntos de forças aplicadas longitudinalmente que pretendem gerar a envolvente dos efeitos provocados por todos os tipos de veículos ferroviários existentes. Estes modelos podem ser combinados conforme a ocupação das vias.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
- Modelo de carga
  Este modelo de carga representa o efeito estático das cargas verticais provocadas pelo tráfico rodoviário normal (comboio tipo), e encontra-se representado na Figura 3

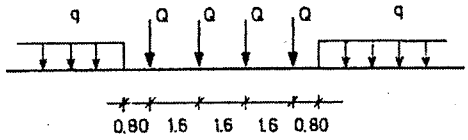


Figura 3 - Modelo de carga.

	Via larga	Via estreita
Q (kN)	250	180
q (kN/m)	80	50

Tabela 1 - Acções a considerar no modelo de carga.

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas

a. Modelo de Carga LM71

Este modelo de carga representa o efeito estático das cargas verticais provocadas pelo tráfico ferroviário normal. Este modelo de carga encontra-se representado na figura seguinte.

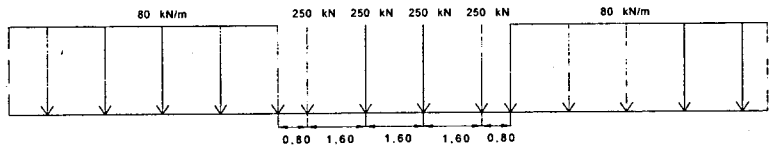


Figura 4 - Modelo de carga LM71.

b. Modelo de Carga SW/0

Este modelo de carga representa o efeito estático das cargas verticais provocadas pelo tráfico ferroviário normal em pontes contínuas. Este modelo de carga encontra-se representado na figura seguinte.

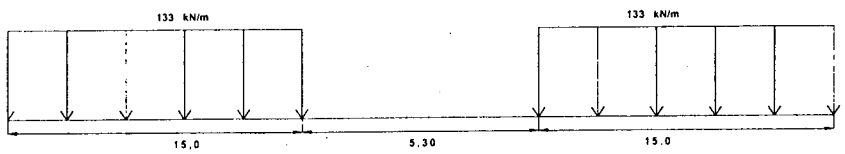


Figura 5 - Modelo de carga SW/0.

c. Modelo de Carga SW/2

Este modelo de carga representa o efeito estático das cargas verticais provocadas pelo tráfico ferroviário pesado. Este modelo de carga encontra-se representado na *Figura* 21.

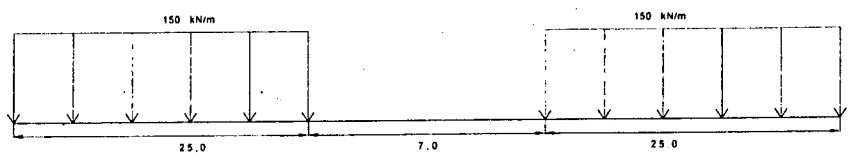


Figura 6 - Modelo de carga SW/2.

d. Modelo de Carga ("Comboio Vazio")
   Para algumas verificações específicas, indicadas no EC1, este modelo de carga deverá ser usado. Este modelo consiste numa carga uniformemente distribuída de valor característico igual a *10,0 kN/m*.

Ocupação das Vias

Estas forças aplicadas transversalmente devem-se à ocupação simultânea, ou não, das vias de uma ponte de modo a serem determinados os efeitos mais desfavoráveis que daí advêm.

Passeios e Guardas

Estas forças aplicadas tanto transversalmente como longitudinalmente reflectem essencialmente o peso adicional à estrutura destes elementos.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  Nos passeios de pontes ferroviárias é necessário considerar uma carga distribuída de 2,0kN/m2 ou uma concentrada de 10kN, conforme for mais desfavorável.

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  As cargas devido a circulação pedestre e manutenção geral é de *5 kN/m²*.
  As cargas para dimensionamento de elementos locais é de *2 kN* distribuídas por uma área rectangular de *0,4 m²*.

Acções Horizontais

Força de Arranque

A força de arranque é uma força aplicada longitudinalmente que reflecte a interacção do veículo com a ferrovia no momento do arranque.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  A força de arranque considera-se igual a 25% do valor das sobrecargas, não afectadas do coeficiente dinâmico e devem ser consideradas para um vão inferior a 30m. Esta força é horizontal aplicada no topo dos carris na direcção longitudinal da ponte (em qualquer sentido), podendo ser consideradas como uniformemente distribuídas pelo comprimento (L) do elemento estrutural considerado.

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  A força de arranque é uma força horizontal de 33kN/m (com uma resultante inferior a 1000kN) aplicada no topo dos carris na direcção longitudinal da ponte (em qualquer sentido), podendo ser consideradas como uniformemente distribuídas pelo comprimento (L) do elemento estrutural considerado.

Força de Frenagem

A força de arranque é uma força aplicada longitudinalmente que reflecte a interacção do veículo com a ferrovia no momento da frenagem.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  A força de frenagem considera-se igual a 20% do valor das sobrecargas, não afectadas do coeficiente dinâmico. Esta força é horizontal aplicada no topo dos carris na direcção longitudinal da ponte (em qual-

quer sentido), podendo ser consideradas como uniformemente distribuídas pelo comprimento (L) do elemento estrutural considerado.

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  A força de frenagem é uma força horizontal de 20kN/m (com uma resultante inferior a 6000kN) para os modelos de carga LM71, SW/0, HSLM ou 35kN/m para o modelo de carga SW/2, aplicada no topo dos carris na direcção longitudinal da ponte (em qualquer sentido), podendo ser consideradas como uniformemente distribuídas pelo comprimento (L) do elemento estrutural considerado.

Força Centrífuga

A força centrífuga é uma força aplicada transversalmente que resulta do desvio provocado pela curvatura quando um corpo de desloca. A aplicação desta força apenas se faz sentir quando o veículo ferroviário de encontra a circular numa curva.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  Estas forças actuam na horizontal com uma direcção radial para o exterior, a uma altura de 1,80m dos carris.

$$Q_{tK} = \frac{V^2}{127r}(f \times Q_{vK}) \quad (1)$$

$$q_{tK} = \frac{V^2}{127r}(f \times q_{vK}) \quad (2)$$

  em que f é um factor redutor.

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  (a consideração deste efeito é semelhante ao considerado no Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes, com excepção do valor do factor redutor)

Força de Lacete

A força de lacete é uma força aplicada transversalmente que ocorre pela oscilação transversal do veículo quando se encontra em movimento. Esta oscilação deve-se à folga existente entre a bitola do veículo e da bitola da ferrovia. Esta força deve ser considerada sempre que o veículo se encontrar em movimento.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  Esta força deve ser considerada em curva e em recta. O seu valor característico é de 100 kN na via larga e de 60kN na via estreita e deve ser combinada com o modelo de carga vertical.

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  Esta força deve ser considerada em curva e em recta. O seu valor característico é de 100 kN e deve ser combinada com o modelo de carga vertical.

<u>Outras Acções e Efeitos</u>

Efeitos Dinâmicos

Os efeitos dinâmicos são provocados pela passagem dos veículos ferroviários na ferrovia. Estes efeitos são complexos e em rigor são de difícil análise. Dependem de vários parâmetros como por exemplo o tipo de elemento estrutural em estudo e da carga, assim como da velocidade de percurso. Normalmente estes efeitos só assumem grande importância para veículos de alta velocidade.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  Majoração das cargas por um coeficiente dinâmico - φ (função do vão da ponte).

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  O Eurocódigo 1 estabelece dois tipos de análise. Uma completamente dinâmica onde se carrega a estrutura com os modelos de carga *HSLM* (aplicados segundo o Eurocódigo 1 - *HSLM-A* e *HSLM-B*) e outra semi-dinâmica onde se majoram as cargas por um coeficiente dinâmico - φ.

Acções Térmicas

As acções térmicas resultam das oscilações da temperatura no meio circundante da estrutura.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  Deve ser considerada uma variação térmica uniforme com um valor de cálculo de ±15ºC (aplicável a estruturas de betão).

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  Deve ser considerada uma variação térmica uniforme com um valor de cálculo de ±*35ºC*.

Acções de Acidente

Estas acções são muito peculiares e pretendem reflectir os efeitos de um veículo quando acidentalmente sai da ferrovia.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  (estes efeitos não são contemplados neste regulamento)

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  O Eurocódigo 1 estabelece que no dimensionamento se devem considerar independentemente (nunca combinadas com elas próprias nem com outras acções resultantes do tráfego ferroviário) duas hipóteses de cálculo com o valor de cálculo correspondente a um acréscimo de *40%* ao valor resultante da aplicação do modelo de carga *LM71*.

Efeitos Aerodinâmicos devido ao movimento dos Comboios

Estes efeitos de análise complexa representam essencialmente as consequências da movimentação de uma massa de ar resultante do movimento do veículo. Estes efeitos apenas apresentam uma importância elevada em comboios de alta velocidade.

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  (estes efeitos não são contemplados neste regulamento)

- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  As forças resultantes da passagem do comboio à velocidade de projecto considerada, devem ser tidas em conta aquando do dimensionamento dos elementos estruturais susceptíveis de sofrer os efeitos desta acção.
  Esta acção depende de quatro factores, velocidade de projecto, a forma aerodinâmica do comboio, a forma da estrutura e a posição da estrutura em relação ao veículo ferroviário.
  Estas cargas devem ser majoradas por um factor de amplificação dinâmica de 2,0 numa distância de 5 metros do início e fim da estrutura adjacente à pista medida paralelamente aos carris.

A força a aplicar nos elementos estruturais depende do tipo de elemento em estudo (elementos verticais, elementos horizontais por cima da pista, elementos horizontais adjacentes à estrutura e múltiplos elementos horizontais, verticais e inclinados adjacentes à estrutura)

Acções Equivalentes a considerar para a determinação de Impulsos de Terras

Estas acções pretendem quantificar a sobrecarga a considerar em maciços terrosos. Estas acções têm grande importância no dimensionamento de muros de suporte e taludes que dão suporte à ferrovia.

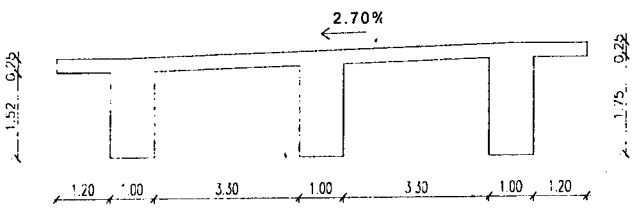
- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes
  O regulamento estipula a utilização de valores característicos para o dimensionamento de impulsos e apoio. (aplicação de âmbito geral)
- Eurocódigo 1: Acções em Estruturas
  Para efeitos globais, o valor característico da carga vertical devido ao movimento do comboio pode ser considerado como a carga resultante do modelo de carga *LM71* ou *SW/0* distribuída uniformemente por uma largura de *3,0* metros a uma altura de *0,70* metros abaixo da linha superior do carril.

MODELAÇÃO E CÁLCULOS

Breve Descrição do Modelo Adoptado

Para o presente trabalho foi modelado uma ponte ferroviária de 2 vias, com 4 vãos, localizada sobre a A11, fazendo parte da via ferroviária que liga Nine a Barcelos. Esta ponte é em betão armado ou pré-esforçado com uma laje de 25 cm de espessura e é apoiada em 9 pilares circulares de 1,30m de diâmetro e 2 encontros. Esta ponte situa-se em curva de transição e o seu raio mínimo é de aproximadamente 480m. Pelo facto de a curvatura ser muito pequena vamos admitir que a ponte é em troço recto visto que o erro cometido nesta aproximação é muito pequeno. Pelo facto de se apresentar em curva de transição existe uma sobreelevação transversal variável. Por simplificação, e visto que o erro cometido também é bastante pequeno, admitimos que a sobreelevação é constante em toda a ponte e toma um valor de 2,70%.

Secção Transversal



Ax[m²]=	7,90
Ay[m²]=	2,58
Az[m²]=	3,26
Ix[m⁴]=	1,3222
Iy[m⁴]=	2,7903
Iz[m⁴]=	96,7130
Iyz[m⁴]=	1,3118
Iω[m⁶]=	34,519
y_G*[m]=	0
z_S*[m]=	0
y_s[m]=	0,327
z_s[m]=	1,082
I_1[m⁴]=	96,7320
I_2[m⁴]=	2,7719
α[°]=	-89,20
i_y[m]=	0,594
i_z[m]=	3,498
Wy,p[m³]=	4,085
Wz,p[m³]=	23,457
Wy,el,t[m³]=	3,622
Wy,el,b[m³]=	2,233
Wz,el,t[m³]=	16,430
Wz,el,b[m³]=	15,811

Figura 7 – Geometria e propriedades da secção transversal considerada.

Esquema Estrutural Adoptado

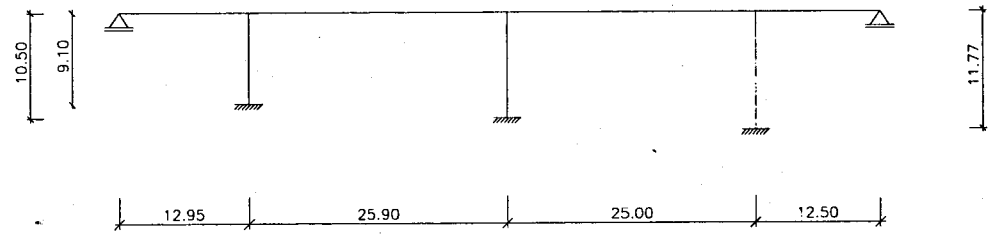


Figura 8 – Esquema estrutural.

Modelação

O objectivo deste trabalho consiste em encontrar as diferenças nos esforços dos diversos elementos estruturais duma ponte, resultantes da aplicação do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e do Eurocódigo 1. Neste trabalho optamos por realizar apenas uma análise longitudinal visto que a distribuição de forças transversal não é particularmente relevante. O esquema estrutural adoptado consiste num pórtico plano, ou seja, o coeficiente de distribuição transversal dos esforços para cada pilar é semelhante sejam quais forem as cargas longitudinais aplicadas. Mesmo na aplicação de forças horizontais transversais (força de lacete), visto que o seu valor numérico é idêntico nos dois regulamentos, não é necessária a sua aplicação. Como tal, uma análise tridimensional e/ou transversal é, no âmbito deste trabalho, desnecessária.

Para o estudo comparativo entre o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e o Eurocódigo 1 foi adoptado um modelo de ponte baseado em barras, como se pode observar na *Figura* 8. Na a modelação substitui-se os 3 pilares existentes, em cada ponto, por apenas uma barra com uma inércia e área equivalente. A secção equivalente calculada só permite substituir os pilares numa análise longitudinal, o que neste modelo é perfeitamente aceitável.

Cargas Aplicadas

Tipo de Carga		RSA	EC1 (SW/0)
Sobrecargas	Cargas Distribuídas	80.0 kN/m	133.0 kN/m
	Cargas Concentradas	250 kN	0
Força Centrífuga		0	0
Força de Lacete		100 kN	100 kN
Força de Arranque		20 kN/m	33 kN/m
Força de Travagem		16 kN/m	35 kN/m
Temperatura		±15°C	±35°C
Coeficiente Dinâmico		φ = 1,07 (Transverso) φ = 1,11 (Momentos e Axiais)	φ_3 = 1,10

Tabela 2 – Cargas a aplicar por cada uma das normas.

Resultados Obtidos

Acções Verticais

Esforço	Elemento	RSA	EC1	Δ (EC1-RSA)	Modelo mais Desfavorável
Axial	Pilar A	2637,0	2624,93	-0,5%	Modelo RSA
	Pilar B	2986,6	2959,66	-0,9%	Modelo RSA
	Pilar C	2567,4	2544,3	-0,9%	Modelo RSA
Momento Negativo (Tabuleiro)	Pilar A	5547,2	5497,25	-0,9%	Modelo RSA
	Pilar B	6974,4	6911,52	-0,9%	Modelo RSA
	Pilar C	5713,4	5661,92	-0,9%	Modelo RSA
Momentos Positivos (Tabuleiro)	1º Tramo	2857,8	2832,06	-0,9%	Modelo RSA
	2º Tramo	5528,9	5479,1	-0,9%	Modelo RSA
	3º Tramo	5268,1	5220,6	-0,9%	Modelo RSA
	4º Tramo	2856,0	2830,3	-0,9%	Modelo RSA
Momentos (Base dos Pilares)	Pilar A	545,8	540,87	-0,9%	Modelo RSA
	Pilar B	789,4	782,32	-0,9%	Modelo RSA
	Pilar C	534,4	529,54	-0,9%	Modelo RSA
Transversos (Tabuleiro)	Apoio (esquerda)	1019,7	1048,3	2,8%	Modelo EC1
	Pilar A (esquerda)	1105,4	1347,72	21,9%	Modelo EC1
	Pilar A (direita)	1430,1	1706,1	19,3%	Modelo EC1
	Pilar B (esquerda)	1442,7	1745,92	21,0%	Modelo EC1
	Pilar B (direita)	1442,3	1712,26	18,7%	Modelo EC1
	Pilar C (esquerda)	1365,6	1645,16	20,5%	Modelo EC1
	Pilar C (direita)	1108,0	1319,12	19,1%	Modelo EC1
	Apoio (direita)	956,4	983,18	2,8%	Modelo EC1

Tabela 3 – Comparação entre os resultados obtidos pelas duas normas.

Acções Horizontais

Acção	Esforço	Elemento	Modelo RSA	Modelo EC1	Δ (EC1-RSA)	Modelo mais Desfavorável
Acções Horizontais (Arranque)	Momentos (Base dos Pilares)	Pilar A	1333,5	2222,1	66,6%	Modelo EC1
		Pilar B	1001,2	1668,6	66,7%	Modelo EC1
		Pilar C	794,8	1324,7	66,7%	Modelo EC1
Acções Horizontais (Frenagem)	Momentos (Base dos Pilares)	Pilar A	2679,3	3349,1	25,0%	Modelo EC1
		Pilar B	2050,9	2563,6	25,0%	Modelo EC1
		Pilar C	1650,1	2062,7	25,0%	Modelo EC1

Tabela 4 – Resultados e comparação entre os resultados obtidos pelas duas normas.

CONCLUSÕES

As normas

As conclusões que se podem tirar em relação às duas normas são essencialmente devido à altura em que elas são criadas. Isto porque, se repararmos, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes entrou em vigor em 1983, à mais de vinte anos, contudo, os modelos de carga definidos neste regulamento não estão, de forma alguma, desactualizados, estão sim incompletos. A razão principal para esta lacuna é a evolução exponencial que este assunto sofreu ao longo dos últimos anos, além da globalização que a introdução dos Eurocódigos implica. A evolução dos comboios de alta velocidade está, principalmente, na base destas mudanças.

O Eurocódigo 1 contempla, de uma forma muito mais diversificada, as acções dos veículos ferroviários e principalmente, apresenta uma análise muito mais profunda em relação aos efeitos dinâmicos nas estruturas. Além destas acções, o Eurocódigo 1 contempla outros efeitos, que são mencionados no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes como por exemplo, efeitos aerodinâmicos e acções de acidente nomeadamente o descarrilamento.

Enunciando agora um correspondência entre os dois regulamentos, verifica-se que as principais acções que não se encontram definidas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e são referidas no Eurocódigo 1 são as acções de acidente (descarrilamento), os efeitos aerodinâmicos em estruturas circundantes e a análise dinâmica com modelos definidos mais rigorosos (modelo de carga HSLM). No que respeita às outras acções, apenas a de lacete é igual nos dois regulamentos. Fazendo uma observação em relação à definição da força centrífuga entre os dois regulamentos, apenas varia a sobrecarga que lhe está associada.

A análise estrutural

Uma das premissas fundamentais nesta análise foi a consideração, apenas e só, das acções específicas das pontes ferroviárias, para que não se mascarassem os resultados provocados por estas cargas com a combinação de outras cargas, como por exemplo o peso próprio.

Na análise estrutural, uma das grandes dificuldades que se apresenta, é a determinação da combinação e posicionamento do modelo de carga para a determinação dos esforços mais desfavoráveis. Este problema ocorre, sobretudo quando se analisa os efeitos provocados pelo rolamento do comboio de carga sem limitação longitudinal (modelo definido no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e LM71 no Eurocódigo 1).

Os resultados

Em relação aos resultados obtidos no cálculo da estrutura que se estudou, pode-se dizer, que são praticamente iguais pelos dois regulamentos, o que vem confirmar o que foi referido anteriormente. As possíveis razões para esta igualdade serão, o tipo e dimensão da estrutura estudada e a inclusão do modelo de carga do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes no conjunto de modelos de carga do Eurocódigo 1.

Analisando agora de uma forma mais rigorosa, para as acções verticais aplicadas longitudinalmente, verifica-se que as diferenças dos resultados obtidos em relação à flexão, são muito diminutas. Isto deve-se apenas à diferença de resultados no coeficiente dinâmico aplicado por cada uma dos regulamentos, sendo mais desfavorável pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

A grande discrepância verifica-se em relação aos esforços transversos no tabuleiro, isto porque o Eurocódigo 1 impõe aplicação de um modelo de carga bastante desfavorável em relação a este esforço. Para estes efeitos, a variação de resultados anda em torno dos 20% nos apoios intermédios e cerca de 3% nos apoios extremos, sendo mais desfavorável pelo Eurocódigo 1.

Em relação às forças horizontais aplicadas longitudinalmente, nomeadamente as forças provocadas pelo arranque e pela frenagem, verifica-se que os efeitos são muito mais desfavoráveis principalmente no caso do arranque (cerca de 65%). A frenagem apresenta uma diferença menor (cerca de 25%). Em ambos os casos o modelo definido no Eurocódigo 1 é mais desfavorável. Esta diferença deve-se principalmente à diferença de carga imposta pelos regulamentos.

AGRADECIMENTOS

Queremos aqui apresentar os nossos especiais agradecimentos ao Engenheiro Adão da Fonseca que, sem a sua prestável orientação, o nosso projecto não se realizaria, bem como ao Engenheiro Rui Calçada que se demonstrou sempre disponível para nos ajudar.

REFERÊNCIAS

[1] Kannankutty, Ramankutty, Donald J. Flemming; "General Structures: Transportation in then New Millenium"; TRB

[2] Arcila, Martha Torres; "Pontes"; Atrium; 2002

[3] Cridlebaugh, Bruce S.; "Bridge Basics - A Spotter's Guide to Bridge Design"

[4] Reis, A. J.; "Pontes"; Instituto Superior Técnico; 2000

[5] Matsuo Bridge Co., Ltd.; "The Basic Bridge Types"

[6] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

[7] Eurocódigo 1: Acções em Estruturas

FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
BIBLIOTECA
0000093751