



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

# **Estudo e Controlo de Alternativas de Reforço Estrutural da Ponte de Arcos da Portela**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
na Especialidade de Mecânica Estrutural

**Autor**

**Vasco de Salgueiro e Silva**

**Orientadores**

**Professor Doutor Carlos Alberto da Silva Rebelo**

**Professor Doutor João Pedro Simões Cândido Martins**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Julho, 2016**

## **AGRADECIMENTOS**

Quero expressar o meu agradecimento ao professor Carlos Rebelo pela orientação e apoio prestado na execução desta tese, ao professor João Pedro Martins pela coorientação da mesma, ao Ricardo Breda pela ajuda prestada com o modelo numérico estrutural e ao Luís pelo auxílio nas medições de vibrações ambiente da ponte.

Quero ainda agradecer à minha família pelo apoio, sustento e disponibilidade ao longo de todo o meu percurso académico, à Maria pela quantidade avulta de paciência, apoio, boa-disposição e amor dada e aos meus colegas de curso pela amizade, companheirismo, apoio e disponibilidade prestada ao longo desta caminhada conjunta.

## RESUMO

A deterioração que se tem verificado nas obras de arte (OA) em Portugal nas últimas décadas levam a que se esteja perante um período de necessária renovação de muitas destas. Aliado a esta necessidade de renovação, o país em geral encontra-se imergido num período de fraca saúde económica, que conduz então a um maior rigor e detalhe na escolha de opções para se proceder à tal renovação. Quer-se com isto dizer que grande parte da renovação das OA passa por uma reabilitação estrutural e que grande parte deste tipo de reabilitações passa por recorrer a vários tipos de reforços estruturais.

Num modo geral, uma reabilitação através de reforço estrutural pode ser caracterizada como um processo multicompetente que induz a uma utilização segura das OA já existentes que estejam num modo patológico avançado a requerer intervenção. Esta implementação de um fator de segurança regulamentarmente aceitável pode ser obtida através de intervenções mais ou menos profundas, sendo que este fator depende diretamente da estrutura em questão.

Esta dissertação visa o estudo e controlo de alternativas de reforço estrutural da Ponte de Arcos da Portela que permite, sobre o Rio Mondego, a ligação da cidade à estrada da Beira.

Numa primeira fase irá trabalhar-se na modelação em Elementos Finitos da Ponte Mista, passando-se depois então a medições de vibrações na ponte para obtenção dos valores modais: modos de vibração, frequências próprias e amortecimento.

Após uma calibração do modelo numérico procede-se a uma segunda fase que visa o ensaio de alternativas de reforço estrutural possíveis de aplicação na Ponte Mista que resolvessem alguns dos problemas atuais apresentados a nível funcional dos elementos estruturais da mesma e possivelmente permitissem a sua utilização como ponte rodoviária (função original na altura da sua construção, encontrando-se agora a ser utilizada como ponte pedonal e de ciclovias).

## PALAVRAS-CHAVE

Análise Modal, Método dos Elementos Finitos, Ponte Mista, Reabilitação Estrutural, Reforço Estrutural.

## ABSTRACT

The deterioration that has been verified in bridges across Portugal in the last decades takes us to a period of necessary renewal of many of these. Added to this necessity of renewal, the country meets itself immersed into a period of weak economic health, that leads to a higher standards in detailing and managing options to be used for the rehabilitation of constructions. The same is saying that the majority of bridge rehabilitation is essentially a structural rehabilitation and that a great amount of this involves the use of specific types of structural reinforcements.

In a general way, a rehabilitation using structural reinforcement can be characterized as a multicompetent process that it leads to a safe use of the existing bridges that are in an advanced state of deterioration requiring intervention. The implementation of a factor of prescribed acceptable safety can be obtained through structural interventions which may vary in complexity, being that this factor depends directly on the structure in question.

This dissertation aims at the study and control of alternatives of structural reinforcement of the ‘*Ponte de Arcos da Portela*’ that allows, on Rio Mondego, the connection of the city to the ‘*Estrada da Beira*’.

First, this work consists in the process of modelling and analysing the composite steel-concrete bridge using the Finite Element Method and, later, consists in transferring the measurements of vibrations in the bridge with the aim of obtaining modal values: vibration modes, eigen frequencies and damping.

After a calibration of the numerical model proceeds to a second stage which aims at the study of possible alternatives of structural reinforcement for direct application in the composite steel-concrete bridge that can solve some of the current problems presented at the functional level of the structural elements of the bridge and possibly be allowed its use as road bridge (that was the original function in the height of its construction, lying now to be used as pedestrian bridge).

## PALAVRAS-CHAVE

Modal Analysis, Finite Element Methods, Composite Steel and Concrete Bridge, Structural Rehabilitation, Structural Reinforcement.

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	v
SIMBOLOGIA .....	ix
ABREVIATURAS .....	x
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Considerações iniciais.....	1
1.2. Objetivos.....	4
1.3. Organização da dissertação.....	4
2. ESTADO DE ARTE.....	5
2.1. Reabilitação e Reforço Estrutural de Obras de Arte.....	5
2.2. Caracterização de Obras de Arte em Portugal .....	6
2.3. Métodos de Reforços Estruturais em Obras de Arte.....	10
3. MODELAÇÃO ESTRUTURAL EM ELEMENTOS FINITOS .....	21
3.1. Método dos Elementos Finitos .....	21
3.2. Análise Modal Experimental .....	22
3.3. Calibração do Modelo Numérico.....	30
4. REFORÇO ESTRUTURAL DA PONTE DE ARCOS DA PORTELA.....	36
4.1. Solução Atualmente em Uso.....	36
4.2. Possíveis Soluções Alternativas.....	37
4.2.1. Pré-Esforço Exterior .....	37
4.2.1.1. Metodologia e Modelo Estrutural .....	37
4.2.1.2. Análise Comparativa com a Alternativa em Uso .....	43
4.2.2. Compósitos de Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (CFRP).....	45
4.2.2.1. Metodologia e Modelo Estrutural .....	45
4.2.2.2. Análise Comparativa com a Alternativa em Uso .....	52
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	54
5.1. Conclusões Principais sobre as várias Soluções .....	54
5.2. Sugestões para Desenvolvimentos Futuros.....	55
BIBLIOGRAFIA .....	A

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1- a) Distribuição das OA por Entidades (Lopes, 2010); b) Distribuição das OA pelos materiais da estrutura (Lopes, 2010).	7
Figura 2. 2- a) Barras de Armaduras soldadas à parte superior da viga de aço (Campos, 2006); b) Parafusos aparafusados na parte superior da viga de aço (Campos, 2006); c) Cantoneiras soldadas à parte superior da viga de aço (Campos, 2006).	9
Figura 2. 3- a) Distribuição de OA por idade (Lopes, 2010) ; b) Distribuição de OA pela sua tipologia (Lopes, 2010).	10
Figura 2. 4- a) Tabuleiro metálico (ISTDECivil@, 2014); b) Tabuleiro misto aço-betão (ISTDECivil@, 2014).	12
Figura 2. 5- Tabuleiro misto aço-betão pré-fabricado (ISTDECivil@, 2014).	12
Figura 2. 7- a) Exemplo de um alargamento de reforço com recurso a BA convencional (Vitório & Barros, 2012); b) Exemplo de um alargamento de reforço com recurso a pré-esforço exterior (Vitório & Barros, 2012); c) Exemplo de alargamento de reforço com recurso a vigas e pré-lajes pré-moldadas (Vitório & Barros, 2012); d) Detalhe do alargamento de reforço com a utilização de vigas mistas (Vitório & Barros, 2012).	13
Figura 2. 8- a) Vista lateral de um perfil em I com elementos soldados à alma (ISTDECivil@, 2014); b) Corte do perfil em I com elementos soldados à alma (ISTDECivil@, 2014).	14
Figura 2. 9- Procedimento tradicional para estabelecimento da continuidade entre vãos (ISTDECivil@, 2014).	15
Figura 2. 10- a) Recalçamento de estacas de fundação abaixo do encontro com o pilar (Lourenço, 2014); b) Recalçamento de estacas de fundação ao nível do encontro com o pilar (Lourenço, 2014).	16
Figura 2. 11- Aspeto final da colocação de uma micro-estaca de BA numa fundação (Lourenço, 2014).	16
Figura 2. 12- Coluna vertical de aço fixada em coluna de alvenaria (Correia, 2012).	17
Figura 2. 13- a) Confinamento localizado com anéis metálicos nas secções críticas do pilar de alvenaria (Lourenço, 2014); b) Confinamento global num pilar de alvenaria (Lourenço, 2014).	18

---

Figura 2. 14- a) Pilar de BA reforçado com fibras de carbono (CompositesWorld@, 2014); b) Viga de aço reforçada com fibras de carbono (Brewdog@, 2013).	19
Figura 2. 15- Ilustração da aplicação do reforço estrutural de tecido de fibra de carbono numa laje deteriorada de BA (ISTDECivil@, 2014).	19
Figura 2. 16- a) Vista infraestrutural de uma ponte mista após a aplicação do pré-esforço exterior (Suntharavadivel & Aravinthan, 2005); b) Vista lateral da Kemlaka Gede Bridge após o reforço estrutural (Suntharavadivel & Aravinthan, 2005).	20
Figura 3. 1- Ilustração do processo de modelação e simulação pelo MEF (Franco, 2012).	22
Figura 3. 2- Identificação dos tramos da Ponte de Arcos da Portela.	23
Figura 3. 3- Sistema de aquisição do equipamento de medições utilizado na análise modal.	23
Figura 3. 4- Identificação das posições dos acelerómetros e eixo de referência.	24
Figura 3. 5- a) Posição dos acelerómetros de referência; b) Posição dos acelerómetros de referência.	25
Figura 3. 6- a) Posição dos acelerómetros nos <i>setups</i> realizados sob o tabuleiro; b) Vista lateral dos acelerómetros nos <i>setups</i> realizados sob a laje	25
Figura 3. 7- a) Posição do acelerómetro nos <i>setups</i> realizados nos arcos da ponte; b) Posição do acelerómetro nos <i>setups</i> realizados nos arcos da ponte.	25
Figura 3. 8- Identificação das secções analisadas no segundo tramo da Ponte de Arcos da Portela.	26
Figura 3. 9- Frequências de vibração relativas ao 1º Modo de Flexão do Tabuleiro.	28
Figura 3. 10- Frequências de vibração relativas ao 1º Modo de Flexão dos Arcos.	28
Figura 3. 11- Frequências de vibração relativas ao 1º Modo de Torção do Tabuleiro	28
Figura 3. 12- Frequências de vibração relativas ao 2º Modo de Flexão do Tabuleiro.	29
Figura 3. 13- Frequências de vibração relativas ao 1º Modo de Torção do Tabuleiro.	29
Figura 3. 14- Frequências de vibração relativas ao 3º Modo de Flexão dos Arcos.	29
Figura 3. 15- Frequências de vibração relativas ao 5º Modo de Flexão do Tabuleiro.	30
Figura 3. 16- Modelo Numérico Estrutural.	30
Figura 3. 17- Deslocamentos (mm) do modelo em treliça; Deslocamentos (mm) do modelo simplificado.	31
Figura 3. 18- 1º Modo de flexão do tabuleiro obtido através do modelo numérico.	32
Figura 3. 19- 1º Modo de torção do tabuleiro obtido através do modelo numérico.	33
Figura 3. 20- 2º Modo de flexão do tabuleiro obtido através do modelo numérico.	33
Figura 3. 21- 1º Modo de flexão dos arcos obtido através do modelo numérico.	34
Figura 3. 22- 2º Modo de flexão dos arcos obtido através do modelo numérico.	34
Figura 3. 23- 2º Modo de torção do tabuleiro obtido através do modelo numérico.	35

---

Figura 4. 1- a) Ponte de Arcos da Portela antes de ser reabilitada (2012); b) Ponte de Arcos da Portela depois de ser reabilitada (2016).	36
Figura 4. 2- a) Tabuleiro de BA antes da reabilitação; b) Tabuleiro de BA depois a reabilitação.	36
Figura 4. 3- a) Fenómeno de corrosão nas placas entre vigas; b) Fenómeno de corrosão no interior das vigas metálicas; c) Crescimento da vegetação junto de um dos encontros; d) Crescimento de vegetação no topo de um dos encontros.	37
Figura 4. 4- a) Aspeto final da Ponte de Arcos da Portela; b) Vista panorâmica de um dos arcos da Ponte de Arcos da Portela.	37
Figura 4. 5- Pormenor das zonas de atuação do pré-esforço exterior a meio vão (Daly & Witarnawan, 1997).	38
Figura 4. 6- Cabos de pré-esforço (Barbosa, 2014).	38
Figura 4. 7- a) Ancoragem ativa (Barbosa, 2014); b) Acoplador (Barbosa, 2014); c) Ancoragem passiva (Barbosa, 2014).	39
Figura 4. 8- a) Macaco hidráulico para tensionamento de cabos (Barbosa, 2014) ; b) Macaco hidráulico para tensionamento de um cordão (Barbosa, 2014).	39
Figura 4. 9- Deslocamento vertical (em milímetros) do tabuleiro da ponte quando submetida unicamente às ações permanentes.	40
Figura 4. 10- Identificação da geometria do traçado poligonal do pré-esforço exterior.	41
Figura 4. 11- Identificação das cargas equivalentes de pré-esforço no modelo numérico do tramo analisado.	43
Figura 4. 12- Deslocamento vertical (em milímetros) do tabuleiro da ponte quando submetida unicamente ao pré-esforço.	43
Figura 4. 13- Deformada do tramo analisado no modelo numérico após a consideração do pré-esforço exterior.	44
Figura 4. 14- Tensões instaladas nos elementos estruturais dos arcos da ponte antes da aplicação do pré-esforço.	44
Figura 4. 15- Tensões instaladas nos elementos estruturais dos arcos da ponte após a aplicação do pré-esforço.	44
Figura 4. 16- a) Laminados de CFRP (Correia, 2012); b) Mantas de CFRP (Correia, 2012); c) Varões de CFRP para reforço de betão (Correia, 2012); d) Cabos de pré-esforço em CFRP (Correia, 2012).	45
Figura 4. 17- Componentes dos sistemas de reforços de tecido de CFRP (Machado, 2007).	46
Figura 4. 18- Representação esquemática de um sistema de fibras de carbono (Obaidt, 2007).	

---

Figura 4. 19- a) Diagrama tensão vs. deformação para matrizes polímera dúctil (Machado, 2007); b) Diagrama tensão vs. deformação para matrizes polímera frágil (Machado, 2007).	47
Figura 4. 20- Reforço de uma laje de BA em ambas as direções (Machado, 2007).	47
Figura 4. 21- a) Remoção de superfícies degradadas (Machado, 2007); b) Injeção de fissuras (Machado, 2007); c) Limpeza da superfície de instalação do sistema (Machado, 2007).	48
Figura 4. 22- a) Aplicação do impregnador primário (Machado, 2007); b) Regularização da superfície com a massa regularizadora (Machado, 2007).	48
Figura 4. 23- a) Saturação via húmida (Machado, 2007); b) Saturação via seca (Machado, 2007).	48
Figura 4. 24- a) Aplicação do reforço (Machado, 2007); b) Rolagem das bolhas de ar (Machado, 2007); c) Segunda saturação do reforço (Machado, 2007).	49
Figura 4. 25- Esquema de fabricação da manta de fibra de carbono (Beber, 2003).	49
Figura 4. 26- Gráfico de comparação entre os deslocamentos de uma laje de BA sem e com reforço por tecido de CFRP (Bettor, 1999) .	50
Figura 4. 27- a) Chapa de aço simples sujeita a carregamento a meio vão sem reforço (Correia, 2012); b) Chapa de aço simples após a colagem do laminado sujeita ao mesmo carregamento a meio vão (Correia, 2012).	51
Figura 4. 28- Exemplo de aplicação de tecido de fibras de carbono ao longo de uma laje de BA suportada por vigas metálicas (Alwash & Jaber, 2014).	51
Figura 4. 29- Aspeto final do modelo numérico após a colocação dos tecidos de CFRP.	52
Figura 4. 30- Deformação vertical causada pela combinação mais desfavorável das consideradas no modelo de cálculo.	52
Figura 4. 31- Deformação vertical causada pela combinação mais desfavorável das consideradas no modelo de cálculo após consideração do reforço.	53
Figura 4. 32- Momentos fletores nas vigas metálicas da infraestrutura antes da consideração do tecido de fibras de carbono nos 3 tramos centrais.	53
Figura 4. 33- Momentos fletores nas vigas metálicas da infraestrutura após a consideração do tecido de fibras de carbono nos 3 tramos centrais.	53

## SIMBOLOGIA

$\alpha_c$	Coefficiente de dilatação térmica do betão
$\alpha_a$	Coefficiente de dilatação térmica do aço
$E$	Módulo de elasticidade
$E_p$	Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço
$E_u$	Módulo de elasticidade do tecido de fibras de carbono
$\varepsilon_u$	Percentagem de deformação de rutura do tecido de fibras de carbono
$f_{p0,1k}$	Força de rendimento nominal da armadura de pré-esforço
$f_{pk}$	Força de tensão nominal da armadura de pré-esforço
$\sigma_u$	Tensão de cedência
$\sigma_{pi}$	Tensão na armadura de pré-esforço após perdas instantâneas
$\nu$	Coefficiente de Poisson

## ABREVIATURAS

BA	Betão Armado
CFRP	Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono
CO <sub>2</sub>	Dióxido de Carbono
EC	Eurocódigo(s)
EN1991-1	Eurocódigo 1 – Parte 1
EN1991-2	Eurocódigo 1 – Parte 2
EN10138	Norma Europeia para Aços Pré-esforçados
MEF	Método dos Elementos Finitos
OA	Obra(s) de Arte
PAN	Poliacrilonitril
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
ROBOT	Autodesk Robot Structural Analysis

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Considerações iniciais

A realização desta dissertação de mestrado em Mecânica Estrutural com o tema “Estudo e Controlo de Alternativas de Reforço Estrutural da Ponte de Arcos da Portela” vem ao encontro do interesse em alargar as suas competências nesta área. Este interesse surge devido à necessidade de atualização e consciencialização por parte da nova geração de engenheiros que se têm vindo a formar em Portugal das necessidades de reparação e reabilitação em estruturas que estejam a atingir o término de vida útil.

O facto de ser um tema que abrange várias vertentes técnicas de análise estrutural (medições no terreno, modelação numérica, etc.) permite uma maior abrangência ao nível de competências necessárias a um engenheiro de estruturas.

Em Portugal, o início deste século marcou uma transição de normas de requisição a nível estrutural por parte dos mais variados tipos de estruturas, tanto a nível de Betão Armado (BA), como a nível de Aço e Madeira, com a implementação na legislação da necessidade de que as verificações exigidas pelos Eurocódigos (EC) fossem cumpridas. Como tal, muitas das estruturas correm o risco de falhar as novas verificações de segurança e haverá, portanto, um acréscimo de intervenções com recurso a vários tipos de reabilitação estrutural.

Este último fator associado ao esgotamento dos prazos de vida útil de superestruturas leva a que este seja um tema que interesse num futuro próximo para melhor análise e consideração de hipóteses de reabilitação estrutural ou, mais precisamente, hipóteses de reforço estrutural.

Intervir numa estrutura já existente exige uma metodologia de abordagem diferente de que se se fosse intervir numa estrutura a ser futuramente concebida. Esta metodologia exige uma recolha pormenorizada de todos os objetos existentes acerca da estrutura em questão, objetos estes que são escritos e de desenho, materializando o projeto existente até à data da reabilitação.

É essencial também conhecer-se a regulamentação, as técnicas de reparação, os métodos de avaliação da segurança, bem como um conhecimento e facilidade de utilização do *software* computacional onde se analisa e modela a estrutura.

O projeto e a execução de intervenções de reforço em pontes rodoviárias deve contemplar para além do aumento da capacidade resistente, todos os seus aspetos funcionais através da análise de todos os sistemas intervenientes às mesmas, correndo o risco de prejuízo de eficácia (Oliveira & Calixto, 2014).

Nesta dissertação, a primeira alternativa de reforço estrutural a ser referenciada é a de reforço estrutural através do pós-tensionamento de cabos de pré-esforço exterior. O pré-esforço exterior foi utilizado inicialmente na Alemanha, no decorrer da segunda grande guerra, dada a urgência em recuperar pontes vitais para o País. O pré-esforço exterior foi aplicado a várias pontes e viadutos de então, que foram reforçados com barras de aço. No entanto, devido à falta de conhecimento alargado desta técnica e à limitação dos materiais da altura, caiu em desuso durante algum tempo. Contudo, esta técnica viria a ressurgir nos anos 90, com o desenvolvimento de novos materiais, tais como o aço de elevada resistência e as fibras, que foram intensivamente aplicados e estudados, de modo a compreender o comportamento do pré-esforço exterior com a estrutura e a todos os fenómenos associados (das Neves, 2012).

Nos dias que correm, esta técnica é utilizada no reforço de estruturas devido ao facto de suportar parte das cargas previamente induzidas à estrutura e permitir um reforço ativo. O reforço ativo é a técnica que permite aplicar cargas de pré-esforço na estrutura e com isto reduzir o nível de tensões da mesma. O tipo de reforço ativo necessita que a estrutura atinja um certo nível de tensões para que os elementos de reforço comecem a funcionar.

Este tipo de pré-esforço consiste usualmente na aplicação de uma ancoragem passiva numa extremidade da estrutura considerada e uma ancoragem ativa na extremidade oposta (à semelhança com o pré-esforço interior). Os cabos integrantes do pré-esforço exterior são limitados a traçados retos, à exceção da zona de sela de desvio, que podem ser construídas “*in situ*” em BA com recurso a moldes em tubos metálicos ou em Polietileno de Alta Densidade (PEAD), ou podem ser pré-fabricadas. As ancoragens e as selas de desvio são os elementos de pré-esforço que transmitem à carga deste à estrutura.

O sistema em que se traduz esta técnica tem sofrido várias evoluções ao longo do tempo, sendo que, ao contrário de há alguns anos, hoje em dia é possível o tipo de não aderência do sistema, a substituição dos cordões e o retensionamento dos mesmos.

Quanto ao segundo método de reforço estrutural referenciado nesta dissertação, este visa o reforço estrutural com recurso a colagem externa de tecido composto por compósitos de fibras de carbono.

Segundo (Curty, 2009), as primeiras pesquisas relativas ao emprego de materiais compósitos na construção civil foram desenvolvidas no Japão, há aproximadamente 25 anos, face aos problemas e danos estruturais originados pelas ações sísmicas, pois as estruturas necessitavam de recuperação e reforço num curto intervalo de tempo. Foi inicialmente executado o reforço de pilares com fibras de carbono, de modo a enrijecer os nós das estruturas, procurando-se minimizar os danos causados pelos abalos sísmicos. Nos EUA esse tipo de material foi utilizado primeiramente em projetos aeroespaciais da NASA. Posteriormente, a sua utilização estendeu-se à indústria automobilística, como revestimento dos carros de Fórmula 1, para a proteção contra o esmagamento das pernas dos pilotos em caso de choques.

Este sistema de reforço com compósitos de fibra de carbono é indicado para elementos estruturais sujeitos à deterioração, para possibilitar o acréscimo da capacidade de carga da estrutura e também para diminuir as flechas na estrutura.

Devido ao conjunto de materiais empregados nesta técnica, em que são utilizados compósitos de fibras de carbono e resinas epoxídicas, a colagem externa do reforço possibilita um aumento significativo à capacidade resistente das estruturas, possibilitando uma mudança no tipo de uso das mesmas, corrigindo erros de projeto ou de execução e possibilitando também a recuperação estrutural face ao tempo de uso ou por algum acidente durante o período de vida útil da estrutura.

O reforço com compósitos de fibra de carbono além de possuir características semelhantes às encontradas em sistemas de reforços realizados com chapas de aço, é uma técnica de aplicação rápida, fácil e eficaz. O facto das dimensões das estruturas permanecerem praticamente iguais é um fator determinante na adoção desse tipo de reforço. O baixo peso específico do sistema de reforço é uma grande vantagem em relação à adoção de chapas metálicas. Beber (2000) afirma que para um mesmo incremento de resistência, 2 kg desse material compósito poderiam substituir 47 kg de aço. Outras características são a maleabilidade e o comprimento oferecido por certos tipos de compósito de fibra de carbono. Os tecidos, por exemplo, além de serem fabricados de forma contínua, permitem o uso em locais mais complexos onde a utilização das chapas seria impossível. Essas duas vantagens, juntamente com o seu baixo peso, facilitam o manuseamento e a aplicação deste tipo de reforço com fibra de carbono, para além de, como referido anteriormente, permitir uma execução rápida. Importa ainda referir que a resistência à corrosão deste sistema também é importante, uma vez que elimina uma série de cuidados necessários comparando a quando o reforço é feito através do recurso a chapas metálicas.

## 1.2. Objetivos

O objetivo principal desta dissertação é o estudo de várias alternativas de reforço estrutural e comparação em relação à alternativa adotada num passado recente. Este objetivo principal foi alcançado com o cumprimento de outros objetivos de segundo plano, que passam a citar-se:

- Calibração do modelo numérico com base nos ensaios de medições realizados na ponte;
- Análise estrutural da ponte com recurso a modelação baseada no método de elementos finitos (MEF);
- Desenvolvimento de Alternativas de Reforço Estrutural;
- Comparação das Alternativas Desenvolvidas com a opção tomada.

## 1.3. Organização da dissertação

Esta dissertação divide-se em 5 capítulos, que, com recurso a subcapítulos, aglomeram os vários objetivos pretendidos nesta. De modo a explicitar melhor o que cada capítulo trabalha, descrevem-se de seguidas estes mesmos, de um modo resumido:

- Capítulo 1 – Neste capítulo introduz-se sumariamente o tema desta dissertação e os objetivos pretendidos com a mesma;
- Capítulo 2 – No capítulo 2 aborda-se o estado de arte com o principal objetivo de introduzir mais detalhadamente o tema da dissertação e como tal possibilitar a que nos capítulos seguintes haja uma facilidade de compreensão dos conceitos e temáticas abordadas;
- Capítulo 3 – Este capítulo serve para modelar estruturalmente a ponte e com recurso a tal, ter-se um modelo base para estudo e controlo posterior das alternativas de reforço estrutural consideradas;
- Capítulo 4 – O capítulo 4 é o capítulo base da dissertação, pois é onde serão expostos e detalhados todos os métodos alternativos de reforço estrutural após a descrição da solução adotada num passado recente;
- Capítulo 5 – Neste último capítulo retiram-se as conclusões pretendidas perante os objetivos desta dissertação, ou seja, comparam-se as alternativas propostas com a solução adotada a nível de funcionamento estrutural e económico.

## **2. ESTADO DE ARTE**

### **2.1. Reabilitação e Reforço Estrutural de Obras de Arte**

A reabilitação estrutural de OA pode ser efetuada de várias maneiras, tais como a reparação estrutural (através de argamassas de reparo, adesivos, etc.), proteção de elementos estruturais (através de proteções específicas para as armaduras ou até mesmo através de resinas, hidrorrepelentes, etc.) e o reforço estrutural, que será alvo de maior detalhe em seguimento (da Silva, 2006).

Muitas pontes foram projetadas e construídas para volumes de tráfego que não cumprem os valores dos volumes de tráfego atuais, para a passagem de veículos mais leves que os que se pretende ver a circular nas mesmas atualmente ou até para larguras de tabuleiro que são atualmente insuficientes para garantir funcionalidade às mesmas. Para além destes fatores, existe também o fator da degradação dos elementos estruturais destas OA, que se revela por si só, um fator que apela à necessidade de reabilitação estrutural.

O reforço estrutural surge como o método de eficiência mais garantido entre os previamente referidos, pois apesar de poder implicar em vários cenários um maior dispêndio de recursos económicos, viabiliza quase sempre uma maior longevidade a este tipo de OA.

Inspeções periódicas às pontes para verificação de possíveis ocorrências de patologias, poderão resultar em ações de reparos simples, com baixo custo e com grande impacto na durabilidade da estrutura. Pequenos reparos pontuais poderão evitar o desenvolvimento de diversas patologias, impedindo a sua propagação (Oliveira & Calixto, 2014).

Importa fazer referência à noção de sustentabilidade que está envolto aos projetos de reabilitação estrutural de edifícios. A reabilitação, por contraposição à nova edificação, deve ser percecionada sem deixar de ter em conta os valores que esta noção incorpora. Valores estes como os da proteção ambiental, o consumo energético e até a valorização patrimonial. Uma análise através do impacte destes valores pode não ser tão decisiva como uma análise custo-benefício, contudo, são estes tipos de análises de sustentabilidade que apoiam bastante à decisão.

Conclui-se com isto que as grandes razões da sustentabilidade ser uma noção a ter em conta na reabilitação estrutural de edifícios são a preservação de valores culturais, a proteção ambiental e as vantagens económicas associadas.

Em relação à preservação de valores culturais, tem-se a referir que os edifícios correntes são o suporte físico de diversos movimentos estéticos, da arquitetura e da arte, ao longo do tempo e representam um testemunho vivo da relação entre o homem e a arte (Appleton J. , 2011a). Isto de modo a comprovar-se que é realmente importante este tipo de razão para decidir entre edificar ou reabilitar.

A proteção ambiental associada a este tipo de processos de intervenção significa usualmente um menor consumo da quantidade de energia na aplicação de produtos de construção e também uma redução de emissões de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>).

Quanto às vantagens económicas diretamente associadas à reabilitação estrutural, estas passam-se de seguida a enumerar, segundo (Appleton J. , 2011a):

- Redução dos custos de demolição;
- Redução dos custos com licenças e taxas;
- Aprovação mais fácil de projetos;
- Redução dos custos de estaleiro;
- Redução das perturbações ao tráfego urbano;
- Colocação mais fácil de produtos de construção;
- Redução das quantidades de novos materiais.

Este conjunto de vantagens serve para demonstrar que mesmo que os preços unitários dos trabalhos de reabilitação sejam maiores que os de novos trabalhos associados a uma possível nova edificação, o custo total de um processo de intervenção de reabilitação pode ser menor que um processo de nova edificação.

## **2.2. Caracterização de Obras de Arte em Portugal**

As OA em Portugal caracterizam-se por serem constituídas maioritariamente por BA, seguindo-se o aço, a alvenaria e a maçonaria. A entidade '*Estradas de Portugal*' tem a concessão de uma bruta parte das OA em Portugal, utilizando-se então informação relativa apenas a este entidade.

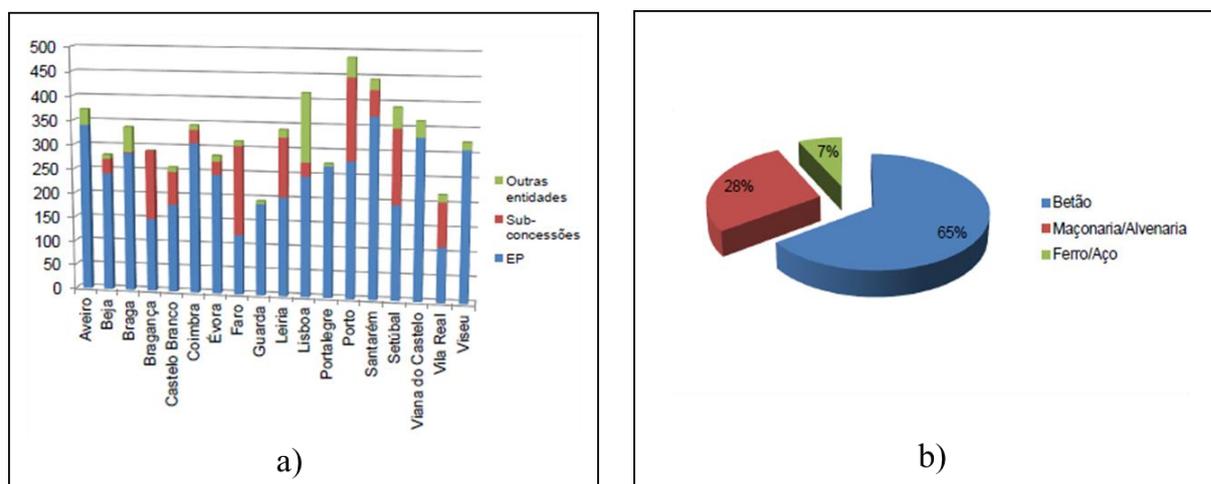


Figura 2. 1- a) Distribuição das OA por Entidades (Lopes, 2010); b) Distribuição das OA pelos materiais da estrutura (Lopes, 2010).

O BA é um material composto, que conta com betão simples e também elementos contínuos de aço em baixa proporção volumétrica. Os dois materiais agem solidariamente para resistir aos vários esforços que podem estar submetidos ao elemento estrutural de BA em questão. As proporções de cada um destes materiais devem ser calculadas de modo a utilizar económica e racionalmente a capacidade resistentes de cada um destes.

Este composto apresenta as seguintes propriedades:

- Elevada resistência à compressão por parte do betão e à tração pelo aço;
- Proteção física (envolvimento) e química (ambiente alcalino) por parte do betão à oxidação do aço, garantindo a durabilidade da estrutura;
- Inexistência de tensões internas entre o aço e o betão simples devido à proximidade dos valores de coeficiência de dilatação térmica ( $\alpha_c \in [0,9 \text{ a } 1,4] \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$  e  $\alpha_a = 1,2 \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ).

Dentro das mais variadas vantagens que a utilização de elementos estruturais constituídos por este composto destacam-se as seguintes:

- Resistência aos efeitos térmicos, atmosféricos e a desgastes mecânicos;
- Possibilidade de pré-fabricação (apesar de apresentar alguns condicionalismos);
- Durabilidade;

Quanto ao aço em si, este é a liga metálica mais produzida em todo o mundo. Por exemplo, segundo a *Worldsteel*, em 2015 foram produzidas cerca de 122,64 milhões de toneladas.

Contudo este valor comparado ao de 2005 (945 milhões de toneladas) comprova o decréscimo de investimento a nível mundial na construção civil.

O aço é produzido em variados tipos e formas, consoante as aplicações para que é concebido. Esta variedade vem ao encontro de adequar o produto às exigências das normas e de aplicações específicas que vão aparecendo neste ramo. Existem mais de 2500 tipos diferentes de aços e cerca de 75% deles foram desenvolvidos nos últimos 20 anos (Campos, 2006).

A quantidade de carbono presente no aço define a sua classificação. Um aço com um máximo de 0,3% de carbono é classificado como aço de baixo carbono e revela-se bom para trabalho mecânico e de soldadura, não sendo temperável. Este aço é maioritariamente utilizado em pontes, navios, automóveis, etc. Um aço de médio carbono possui de 0,3 a 0,6% de carbono e apresenta uma elevada rigidez e resistência após aquecimento. É utilizado em trilhos, molas, ferramentas, etc.

No ramo da construção civil, interessam maioritariamente os aços de média e elevada resistência mecânica (aços estruturais). Quanto maior a estrutura, maior terá de ser a resistência do aço. As principais propriedades que se requer para o aço neste ramo são as seguintes:

- Elevada tenacidade (ou seja, que tem uma grande coesão);
- Boa soldabilidade;
- Homogeneidade microestrutural;
- Bom manuseamento/trabalhabilidade às operações de corte, furo e dobragem.

Algumas das vantagens da utilização de aços estruturais de alta resistência mecânica são as seguintes:

- Proporcionalidade da diminuição da secção em relação ao aumento da resistência;
- Melhoramento da resistência à corrosão atmosférica;
- Melhoramento da resistência ao choque e à fadiga.

No tipo de OA de pontes é muito utilizada a solução de vigas de aço a suportar o tabuleiro de BA. Como tal, este tipo de pontes funciona como estrutura mista. Estamos na presença de uma estrutura deste tipo sempre que um elemento estrutural de um material trabalhe em conjunto com o de outro material. No caso da Ponte de Arcos da Portela, encontramos o funcionamento de um sistema misto dos pilares de alvenaria para com as vigas de aço e das vigas de aço para com o tabuleiro.

Neste tipo de solução, normalmente as vigas e a laje deformam-se em conjunto devido à proximidade da parte comprimida das vigas em relação à laje.

A utilização de estruturas mistas amplia consideravelmente as soluções de conceção possíveis para as estruturas a serem concebidas. Em relação a estruturas concebidas apenas com recurso a BA, apresenta as seguintes vantagens:

- Redução do peso próprio da estrutura;
- Possibilidade de dispensa de escoramentos e cofragem.

Em relação a estruturas concebidas unicamente em aço, este tipo de estruturas apresentam as seguintes vantagens:

- Redução considerável do consumo de aço estrutural;
- Redução das proteções contra a corrosão e o fogo.

As vigas mistas serão sempre mais rígidas que as vigas puramente de aço estrutural equivalentes, no entanto, as vigas mistas apresentam a desvantagem de um custo adicional devido à necessidade de compatibilização de deformações entre o betão e o aço. É exatamente neste ponto que se revela fundamental o ótimo dimensionamento dos conectores entre as vigas de aço e a laje de BA. O custo adicional dos conectores de cisalhamento tem uma probabilidade quase de 100% de ser inferior à redução de secção de aço obtida numa solução mista (que envolveria certamente maior número de vigas).

Existem vários tipos de conectores de cisalhamento que são utilizados para garantir uma eficaz transmissão de cargas entre a laje de BA e a viga de aço. De seguida apresentam-se alguns destes, por ordem cronológica de implementação neste tipo de soluções mistas.

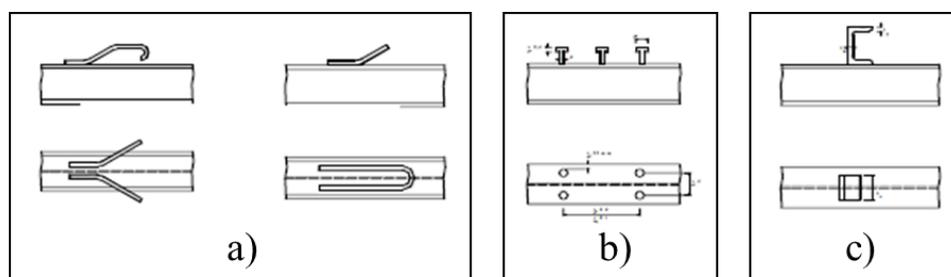


Figura 2. 2- a) Barras de Armaduras soldadas à parte superior da viga de aço (Campos, 2006);  
b) Parafusos aparafusados na parte superior da viga de aço (Campos, 2006); c) Cantoneiras soldadas à parte superior da viga de aço (Campos, 2006).

Serve também de suporte à caracterização das OA em Portugal os seguintes gráficos que mostram a distribuição destas por idade e tipologia. Nestes foram novamente utilizados os dados apenas relativos à entidade ‘Estradas de Portugal’.

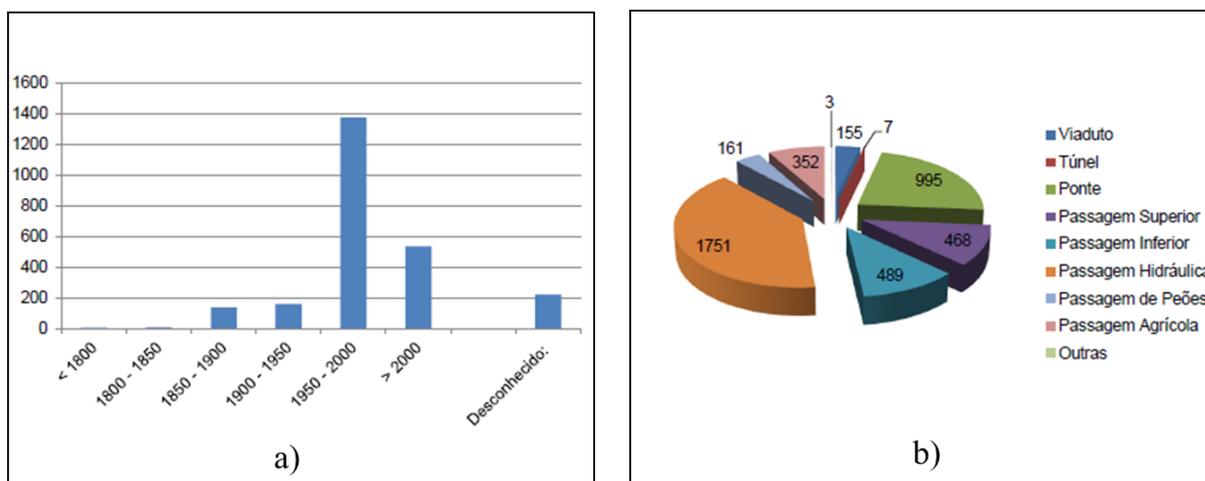


Figura 2. 3- a) Distribuição de OA por idade (Lopes, 2010); b) Distribuição de OA pela sua tipologia (Lopes, 2010).

### 2.3. Métodos de Reforços Estruturais em Obras de Arte

Alguns métodos possíveis de reforçar estruturalmente este tipo de OA, conferindo assim um aumento da capacidade resistente das mesmas face às cargas atuantes nestas, passam-se de seguida a citar:

- Modificar a distribuição de ações no tabuleiro e restantes elementos estruturais;
- Reduzir as ações do tipo permanente;
- Adição de apoios;
- Garantir a continuidade entre vãos adjacentes;
- Redimensionamento das secções dos elementos estruturais;
- Adição de elementos estruturais;
- Aumentar o aproveitamento do funcionamento misto entre o aço e o betão;
- Alargamento da fundação;
- Perfuração de micro-estacas de BA sob a fundação original;
- Encamisamento das colunas de alvenaria com perfis verticais de aço;
- Confinamento localizado em colunas ou pilares de alvenaria;
- Contraventamento para fornecer uma ligação transversal entre os pilares;
- Aplicação de fibras de carbono em BA ou perfis de aço;
- Aplicação de pré-esforço exterior.

Obviamente que alguns dos métodos apresentados acabam por entrar em simultaneidade, pois a sua aplicação implica diretamente a aplicação de outro (por exemplo, ao reduzir-se a secção de um elemento estrutural, está-se automaticamente a reduzir as ações permanentes).

A identificação dos cenários de reforço para os elementos estruturais é feita após a análise de resultados de verificação da necessidade deste tipo de intervenção nestes, sendo que estes cenários se dividem em reforços de cariz de intervenção local ou global. Esta divisão acontece devido à possibilidade de se considerar alguns dos elementos estruturais isoladamente da restante estrutura no modelo de cálculo, como por exemplo as carlingas ou as longarinas. No cariz de reforço global podem servir de exemplo as vigas principais quando o reforço estrutural é o pré-esforço exterior. Quando se tratam de tipos de reforços através da adição de novos elementos estruturais ou até a substituição de alguma parte de um elemento, estes têm um cariz local, apesar de advirem de uma análise global da estrutura, de modo a permitir a identificação dos esforços atuantes nos locais específicos de intervenção (Santos, 1998).

Importa referir um detalhe essencial, que visa o facto de que nem sempre a aplicação de qualquer um destes métodos garantir diretamente a conformidade da solução em relação às normas regulamentares pois há primeiro que analisar o tipo de intervenção que se pretende e avaliar de seguida os tipos de reforço estrutural que podem ser fiáveis para essa intervenção.

Uma das possíveis abordagens para aumentar a capacidade das pontes em relação ao suporte de ações variáveis mais elevadas é a redução do peso próprio da mesma, ou seja, reduzir as componentes geométricas de um ou vários elementos estruturais. Sendo que quando se trata de pontes o facto de o tabuleiro ser o elemento estrutural que apresenta maior desgaste, é também normal que este seja o elemento estrutural que necessite mais veemente de reabilitação estrutural.

O tipo de reforço estrutural para uma ponte que apresente um tabuleiro com níveis médios-altos de deterioração poderá passar pela substituição deste por um tabuleiro por um com menor espessura, desde que este garanta um igual ou melhor desempenho da estrutura. Esta ação visa a redução do peso próprio da ponte, mais propriamente, do tabuleiro da mesma.

Estes tabuleiros poderão ser tabuleiros unicamente metálicos (tabuleiros abertos) ou preenchidos com betão, dependendo do tipo de ponte a ser reforçada. Para o caso de pontes rodoviárias, é essencial estar-se na presença de um tabuleiro com uma camada de betão, devido ao rigor implementado nas normas regulamentares.

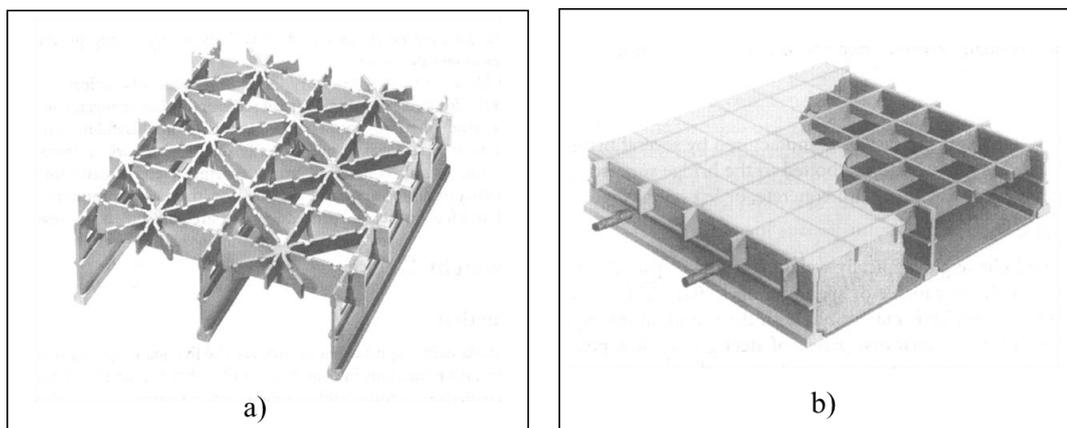


Figura 2. 4- a) Tabuleiro metálico (ISTDECivil@, 2014); b) Tabuleiro misto aço-betão (ISTDECivil@, 2014).

Existem também no mercado soluções de tabuleiros pré-fabricados de peso reduzido, que podem ser de madeira, betão leve ou até de alumínio (pouco frequentes).

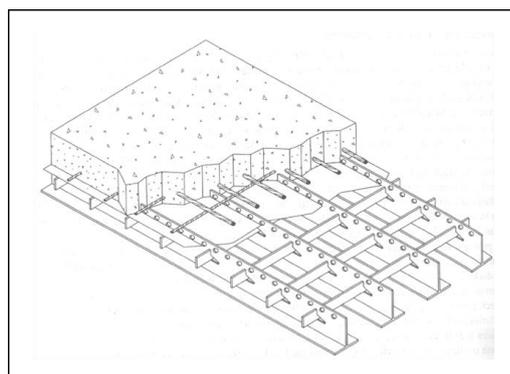


Figura 2. 5- Tabuleiro misto aço-betão pré-fabricado (ISTDECivil@, 2014).

Uma camada de betão ser necessária a um tabuleiro (misto ou apenas de betão) de uma ponte rodoviária vem ao encontro do facto do funcionamento misto aço-betão aumentar significativamente a capacidade resistente deste elemento estrutural, contudo, caso se trate de pontes pedonais de vãos curtos, pode-se muito bem recorrer a tabuleiros abertos.

O sistema de funcionamento misto aço-betão reduz também as flechas e as vibrações. Por vezes, e englobando nesta análise também o aspeto económico, a solução mais eficaz é recorrer à incorporação de tabuleiros pré-fabricados com orifícios específicos com o atributo de encaixar os conectores, seguida de uma betonagem com o tipo de betão mais apropriado. Os conectores, como já foi referido anteriormente, assumem muitas das vezes um papel fundamental para o aproveitamento do tabuleiro. Os exemplos destes encontram-se nas figuras 2.2-a), 2.2-b) e 2.2-c).

Outro redimensionamento que se poderá realizar nos tabuleiros é o seu alargamento, sendo que maioritariamente das vezes, este processo resulta igualmente num aumento da espessura do mesmo.

Este processo envolve muitos dos outros métodos de reforço referidos, como a adição de elementos estruturais (lajes, vigas e/ou pilares), redistribuição das cargas pela estrutura, etc. Contudo, a sua utilização tem maioritariamente como objetivo conferir à ponte o cumprimento das normas regulamentares para as quais se pretende conceber a reabilitação da mesma.

Dentro deste processo de alargamento existem vários métodos possíveis de o realizar, tais como o alargamento com BA convencional, o alargamento com vigas pré-moldadas, o alargamento com pré-esforço exterior, o alargamento com vigas mistas, etc.

De seguida, se apresentam um conjunto de imagens com as ilustrações relativas a cada tipo de alargamento previamente referidos.

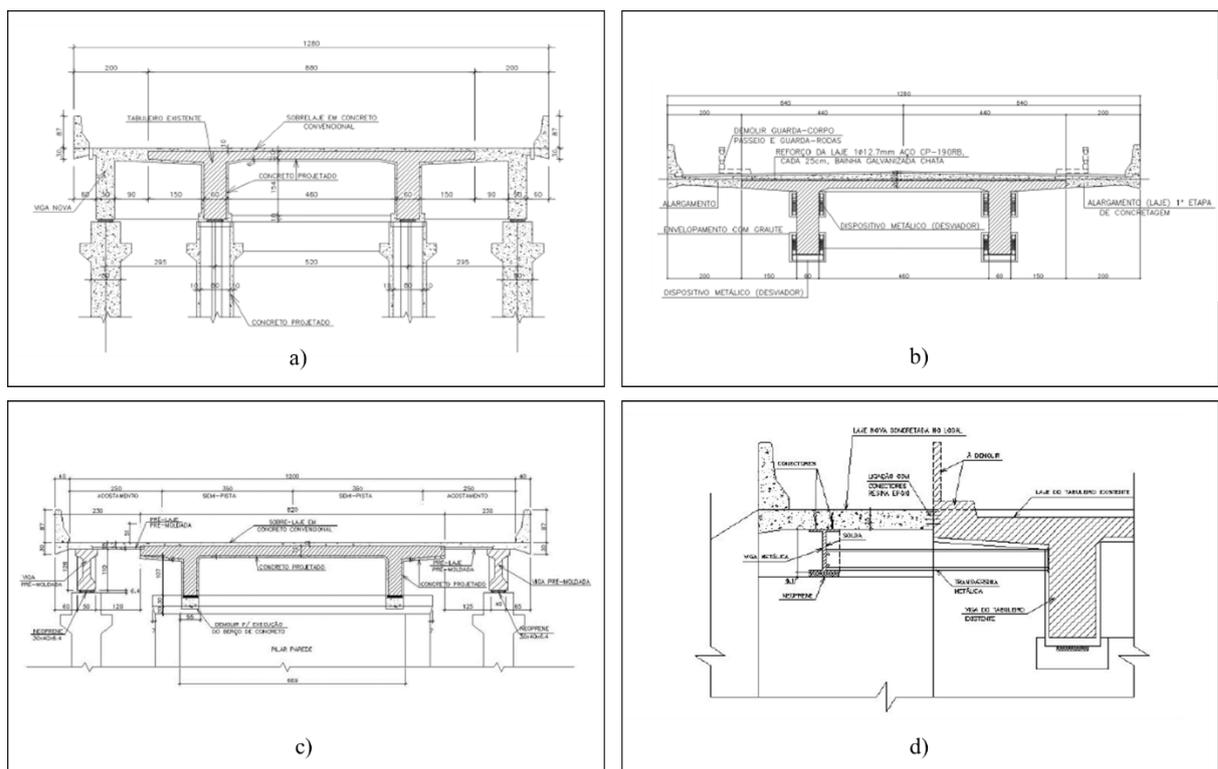


Figura 2. 6- a) Exemplo de um alargamento de reforço com recurso a BA convencional (Vitório & Barros, 2012); b) Exemplo de um alargamento de reforço com recurso a pré-esforço exterior (Vitório & Barros, 2012); c) Exemplo de alargamento de reforço com recurso a vigas e pré-lajes pré-moldadas (Vitório & Barros, 2012); d) Detalhe do alargamento de reforço com a utilização de vigas mistas (Vitório & Barros, 2012).

Para além dos tabuleiros, este tipo de OA conta também com outros elementos estruturais que recorrentemente apresentam níveis de desgaste elevados, tais como as vigas principais que suportam estes. Estas vigas, dependendo bastante da distribuição de cargas que a solução estrutural incorpora à estrutura, têm zonas críticas onde poderá ser necessária intervenção a nível de reforço estrutural. Um dos processos mais corrente é a adição de chapas de banzo ou de alma, cantoneiras ou até outros elementos. Para que este processo decorra conforme o pretendido é preferencial o uso de macacos durante a intervenção para que a estrutura reforçada funcionar também às ações permanentes.

A soldadura destes elementos tem que ter em conta obviamente a soldabilidade dos diversos materiais e os problemas de fadiga junto às soldaduras propriamente ditas.

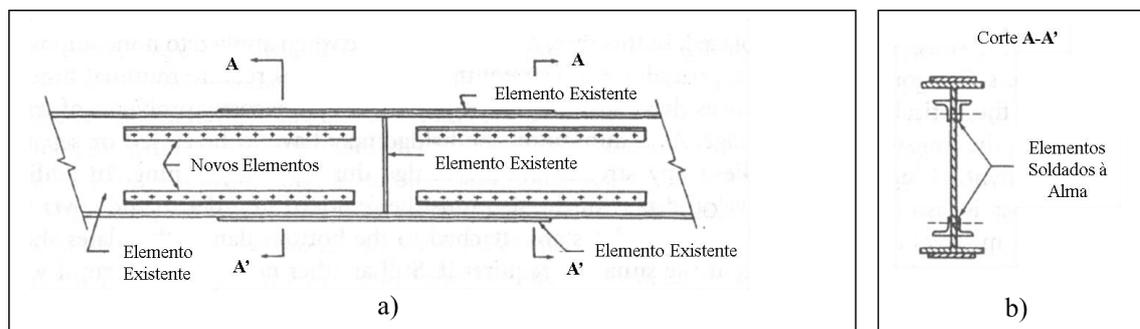


Figura 2. 7- a) Vista lateral de um perfil em I com elementos soldados à alma (ISTDECivil@, 2014); b) Corte do perfil em I com elementos soldados à alma (ISTDECivil@, 2014).

Outro dos métodos de reforço estrutural para pontes é dar continuidade entre vãos adjacentes. Este método pode ser realizado através da adição de apoios intermédios, sendo que muitas das vezes esta solução é bastante expansiva a nível económico, tornando-a inviável.

O estabelecimento de continuidade faria também aumentar a reação no apoio intermédio, obrigando a verificar novamente a segurança nos pilares e fundações. Quando utilizado, este procedimento é mais frequentemente aplicado no estabelecimento de continuidade entre vãos cujo funcionamento prévio era de simplesmente apoiados. De seguida ilustram-se alguns aspetos construtivos do procedimento tradicional.

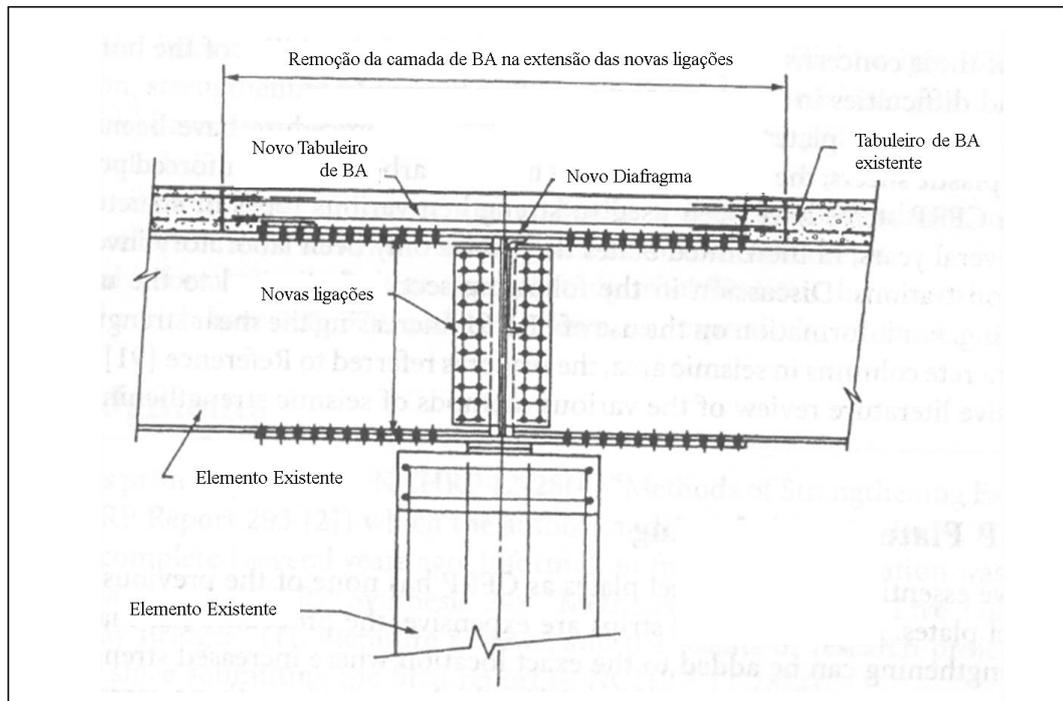


Figura 2. 8- Procedimento tradicional para estabelecimento da continuidade entre vãos (ISTDECivil@, 2014).

O reforço de elementos estruturais de alvenaria (bastante usuais em pilares de pontes mais antigas, como é o caso da Ponte de Arcos da Portela) vem ao encontro da maior solicitação relativamente às cargas horizontais e/ou verticais a que estes elementos possam estar sujeitos comparadas à data de construção destes, possivelmente causadas pela dissemelhança geométrica do elemento estrutural ou o movimento das fundações.. O aço e o BA são grande parte das vezes os materiais escolhidos para o reforço de elementos de alvenaria, sendo a madeira outro dos materiais possíveis.

No caso de reforço por alargamento de fundações em alvenaria, este pode ser realizado com o recalçamento de estacas. Este método visa a colocação de BA envolto à estaca da fundação ao mesmo nível ou um pouco abaixo do nível de encontro com o pilar. As seguintes imagens servem para ilustrar estes dois exemplos de (Lourenço, 2014).

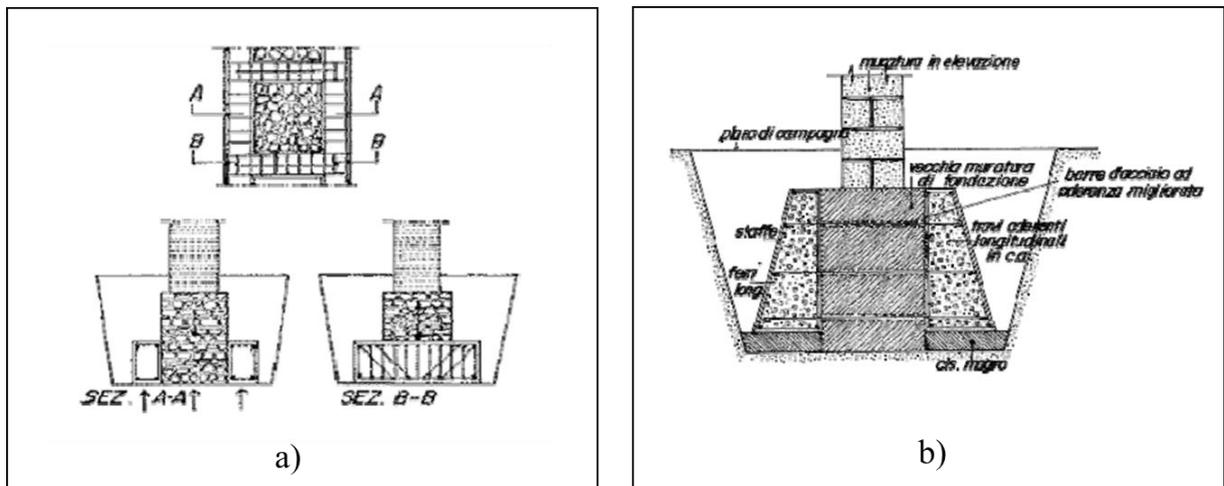


Figura 2. 9 - a) Recalçamento de estacas de fundação abaixo do encontro com o pilar (Lourenço, 2014); b) Recalçamento de estacas de fundação ao nível do encontro com o pilar (Lourenço, 2014).

Outro possível método de reforço de fundações de alvenaria seria a colocação de micro-estacas. Este método visa a colocação “de pilares de BA de pequena espessura, perfurados sob a fundação original, melhorando as características mecânicas do solo, garantindo assim uma maior estabilidade aos pilares que suportam a estrutura” (Lourenço, 2014). De seguinte apresenta-se uma ilustração relativa à colocação de uma micro-estaca.

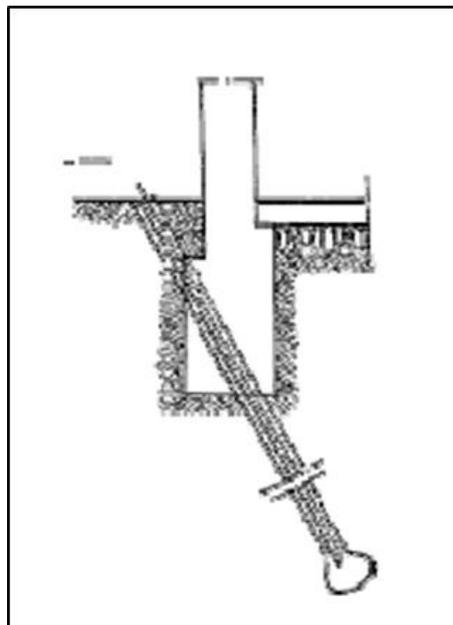


Figura 2. 10- Aspecto final da colocação de uma micro-estaca de BA numa fundação (Lourenço, 2014).

Para aumentar a resistência ao carregamento vertical pode-se realizar o encamisamento dos pilares de alvenaria danificados através de perfis verticais de aço, que tal como o próprio nome indica, trata a colocação de várias colunas verticais de aço diretamente ligadas à estrutura de alvenaria.



Figura 2. 11- Coluna vertical de aço fixada em coluna de alvenaria (Correia, 2012).

Outro método de reforço para pilares ou colunas de alvenaria será o confinamento dos mesmos em zonas especialmente localizadas ou até o confinamento global do elemento. Ambas as técnicas são utilizadas em pilares ou colunas sujeitos a esforços de compressão muito elevados (Lourenço, 2014).

A primeira técnica consiste na aplicação de anéis (metálicos ou outros) em secções críticas do pilar ou da coluna de forma a obter um confinamento localizado onde este é necessário e desta forma melhorar a resistência à compressão do elemento.

A segunda técnica, referente ao confinamento global, consiste na aplicação de uma camada externa de BA ao longo de todo o elemento ou armadura no pilar ou coluna existente, de modo a garantir um confinamento global que permita igualmente resistir o elemento a esforços maiores de compressão.

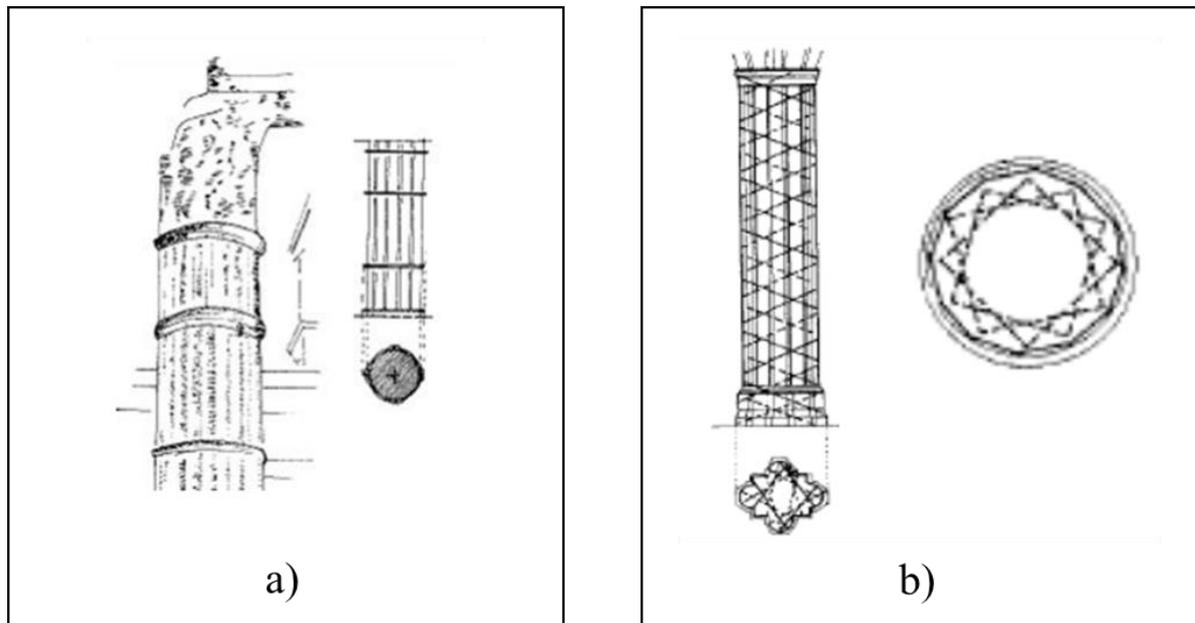


Figura 2. 12- a) Confinamento localizado com anéis metálicos nas secções críticas do pilar de alvenaria (Lourenço, 2014); b) Confinamento global num pilar de alvenaria (Lourenço, 2014).

O contraventamento entre pilares de alvenaria serve para o reforço ao suporte de cargas horizontais por parte dos mesmos. No entanto esta é uma técnica muito pouco utilizada em pontes, razão pela qual esta mesma técnica nem sequer é ilustrada.

No seguimento do detalhe dos vários tipos de reforço estrutural associados a este tipo de OA, passa-se então a referir um outro tipo de reforço com menor tempo de existência e com algum crescimento de recurso ao longo dos últimos anos. Este é o reforço através de fibras de carbono. Este tipo de reforço é um tecido que é aplicável a elementos estruturais de BA ou aço e a aplicação desta técnica permite ao elemento que se encontra fissurado ou danificado, voltar a ter uma capacidade resistente aceitável, que satisfaça as verificações das normas regulamentares.

Visto esta ser uma das técnicas de alternativa de reforço escolhidas para a ponte de Arcos da Portela, mais para a frente detalha-se a mesma, sendo que de seguida ilustra-se a aplicação desta técnica em vigas metálicas e em pilares de BA.



Figura 2. 13- a) Pilar de BA reforçado com fibras de carbono (CompositesWorld@, 2014); b) Viga de aço reforçada com fibras de carbono (Brewdog@, 2013).

Nas lajes de BA, este processo também é usado, e o seu modo de aplicação é bastante perceptível através da seguinte ilustração.

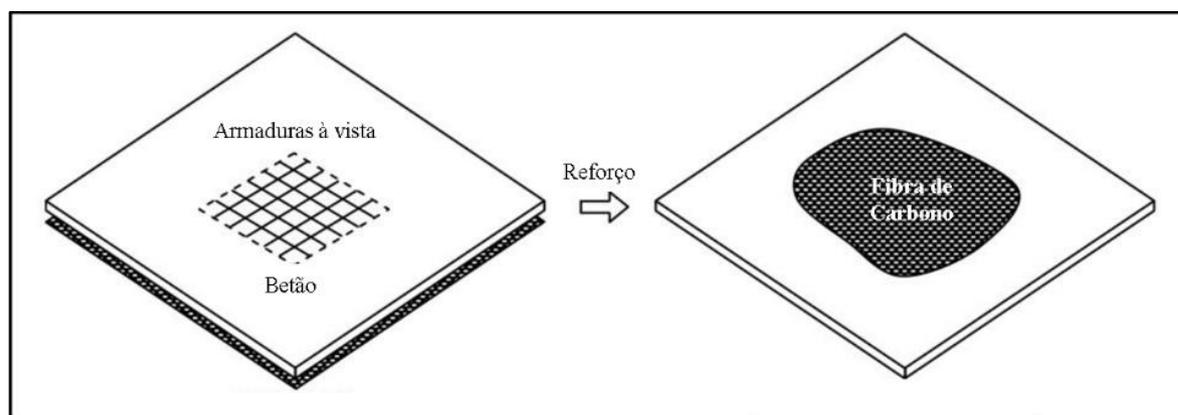


Figura 2. 14- Ilustração da aplicação do reforço estrutural de tecido de fibra de carbono numa laje deteriorada de BA (ISTDECivil@, 2014).

Outro método de reforço estrutural aplicado em pontes que apresentam problemas de deformação excessiva em serviço é o pré-esforço exterior. Este tipo de reforço apresenta um elevado défice de documentação de apoio, que é agrura global no âmbito do reforço de estruturas, sendo que para esta técnica não existe qualquer documento que aborde os principais aspetos técnicos deste tipo de reforço. O crescimento da importância deste tipo de reabilitação estrutural face à falta de documentação de apoio urge como um problema a necessitar de solução nos próximos tempos (Preto, 2014).

Este tipo e reforço permite à estrutura, por exemplo, obter um alargamento do período de vida útil, contudo, isto esta ser outra das técnicas de alternativa de reforço escolhidas para a ponte de Arcos da Portela, detalha-se a mesma mais para a frente, no capítulo correspondente. De seguida são ilustrados dois exemplos deste tipo de pré-esforço em pontes mistas.

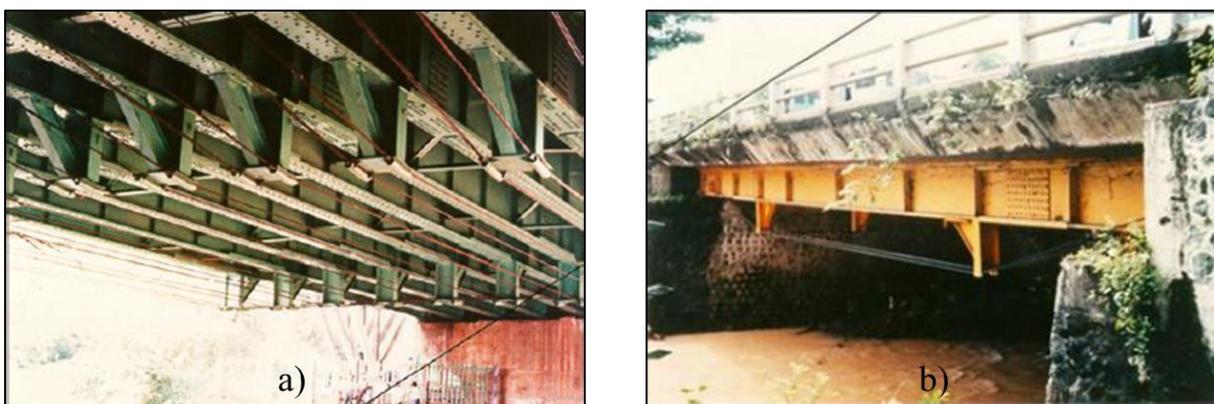


Figura 2. 15- a) Vista infraestrutural de uma ponte mista após a aplicação do pré-esforço exterior (Suntharavadivel & Aravinthan, 2005); b) Vista lateral da Kemlaka Gede Bridge após o reforço estrutural (Suntharavadivel & Aravinthan, 2005).

### 3. MODELAÇÃO ESTRUTURAL EM ELEMENTOS FINITOS

#### 3.1. Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma análise matemática que consiste na discretização de um meio contínuo em pequenos elementos, mantendo as mesmas propriedades do meio original. Esses elementos são descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos, para que sejam obtidos os resultados desejados (Lotti, Machado, Mazzeiro, & Júnior, 2006).

Antes do aparecimento do MEF, a análise dos meios contínuos era efetuada por resolução direta dos sistemas de equações de derivadas parciais que regem o fenómeno, tendo em consideração as necessárias condições de fronteira. Para facilitar a aplicação desta técnica a problemas não elementares, era comum recorrer a séries de Fourier. Devido à sua complexidade, estes procedimentos só eram aplicáveis a meios contínuos homogéneos e de geometria simples. Para tentar ultrapassar algumas destas limitações, era frequente a substituição de derivadas exatas por derivadas aproximadas, calculadas com base em grelhas de pontos.

O MEF desenvolveu-se bastante em meados do séc. XX, contudo o início do seu desenvolvimento teve origem no final do séc. XVIII após Gauss ter proposto a aplicação de funções aproximadas para a solução de problemas matemáticos. Esta proposta levou ao surgimento, durante o século seguinte, de teorias e técnicas analíticas para a solução destes problemas por parte de vários matemáticos que devido à escassez de recursos no processamento de equações algébricas avançadas não conseguiram obter uma evolução consistente. O desenvolvimento prático desta análise pelo MEF deu-se então em meados do séc. XX, como referido anteriormente, com o surgimento de maiores recursos computacionais, ligados aos avanços tecnológicos da época em questão, levando a que se tornasse possível a resolução de sistemas de equações complexas. Segundo (Lotti et al, 2006), em 1956, Turner, Clough, Martins e Topp, ao trabalharem num projeto de aviões para a Boeing, propuseram um método de análise estrutural, similar ao MEF. Mais tarde, em 1960, estes autores utilizaram pela primeira vez o nome de Método dos Elementos Finitos, descrevendo-o. A partir daí o seu desenvolvimento foi exponencial, sendo aplicado hoje em dia nas mais variadas áreas da Engenharia.

O MEF tem como principal alvo a determinação dos estados de tensão e deformação de um qualquer sólido que esteja sujeito a ações exteriores, isto no campo de ação da engenharia de

estruturas. Este tipo de análise surge bastante no estudo de pontes. É bastante utilizada devido à necessidade de na projeção de uma estrutura, ter de se recorrer a várias análises e modificações de características da mesma, levando assim a um dimensionamento ótimo, ou perto disso, quer em termos económicos como na verificação dos requisitos funcionais e regulamentares.

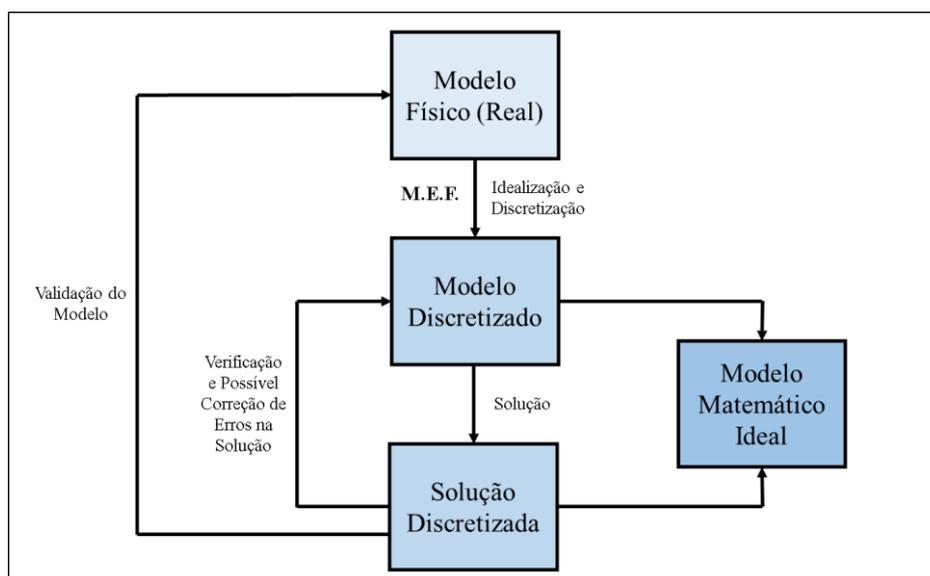


Figura 3. 1- Ilustração do processo de modelação e simulação pelo MEF (Franco, 2012).

Quando surge a necessidade de resolver um problema de análise de uma estrutura, a primeira questão que se coloca é a sua classificação quanto à geometria, modelo do material constituinte e tipo de ações aplicadas. O modo como o MEF é formulado e aplicado depende, em parte, das simplificações inerentes a cada tipo de problema (Lotti et al, 2006). Nesta dissertação o tipo de análise à estrutura a ser utilizado será de análise dinâmica. As ações sobre as estruturas são em geral dinâmicas, devendo ser consideradas as forças de inércia associadas às acelerações a que cada um dos seus componentes fica sujeito. Por este motivo, a análise do modelo numérico da Ponte de Arcos da Portela tem obrigatoriamente de considerar os efeitos dinâmicos.

### 3.2. Análise Modal Experimental

De modo a determinar-se as frequências próprias, as configurações dos modos de vibração de flexão e torção dos diferentes tramos, e os amortecimentos modais, foram efetuadas medições de vibração ambiental. Foram obtidas acelerações horizontais e verticais, no segundo tramo da Ponte de Arcos da Portela.

Foram extraídos modos de vibração, de flexão, de flexão com torção e de torção através das medições de vibração ambiente neste tramo. Devido às condições de apoio na ponte e às

semelhanças geométricas de todos os quatro tramos constituintes da mesma, considerou-se que o comportamento nos restantes três tramos seriam semelhantes ao do tramo analisado.

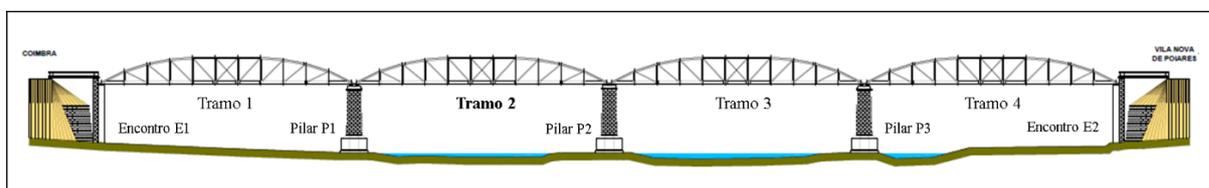


Figura 3. 2- Identificação dos tramos da Ponte de Arcos da Portela.

As medições foram efetuadas através do sistema de aquisição da National Instruments que consiste num condicionador de sinal para aquisição, amplificação, digitalização NI-cDAQ 9172 com interface USB e em placas de aquisição NI9233 de cinco canais. A aquisição é feita para um PC usando software LabView.



Figura 3. 3- Sistema de aquisição do equipamento de medições utilizado na análise modal.

Foram utilizados nas medições cinco transdutores de aceleração do tipo PCB 393B12 com uma sensibilidade nominal de 10V/g com as seguintes características.

Canal	Tipo	Sensibilidade	Peso	Frequências
1	PCB 914	1.041 $V/ms^{-2}$	210 g	0.15 – 1000 Hz
2	PCB 915	1.073 $V/ms^{-2}$	210 g	0.15 – 1000 Hz
3	PCB 917	1.029 $V/ms^{-2}$	210 g	0.15 – 1000 Hz
4	PCB 555	1.073 $V/ms^{-2}$	210 g	0.15 – 1000 Hz
5	PCB 556	1.029 $V/ms^{-2}$	210 g	0.15 – 1000 Hz

Foram analisadas 8 secções (incluindo a secção de referência) do segundo tramo da Ponte de Arcos da Portela, perfazendo um total de 22 setups.

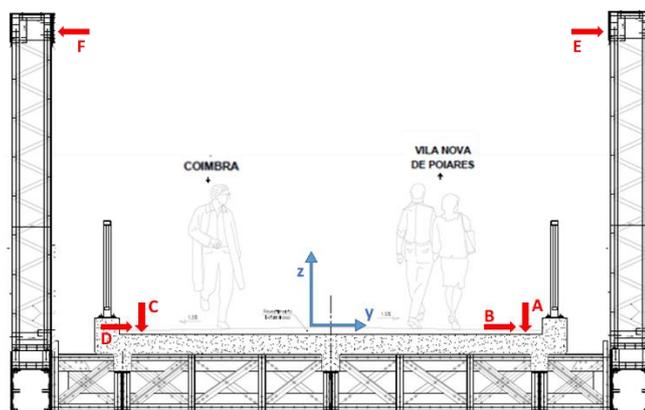


Figura 3. 4- Identificação das posições dos acelerómetros e eixo de referência.

Designação/Secção	Acelerómetro/canal				
	Secção Móvel		Secção de referência		
	555	556	914	915	917
	4	5	1	2	3
Setup_1/Secção 1	A/-z	B/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_2/Secção 1	C/-z	D/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_3/Secção 1	E/+y	F/-y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_4/Secção 2	A/-z	B/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_5/Secção 2	C/-z	D/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_6/Secção 2	E/+y	F/-y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_7/Secção 3	A/-z	B/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_8/Secção 3	C/-z	D/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_9/Secção 3	E/+y	F/-y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_10/Secção 4	A/-z	B/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_11/Secção 4	C/-z	D/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_12/Secção 4	E/+y	F/-y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_13/Secção 5	A/-z	B/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_14/Secção 5	C/-z	D/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_15/Secção 5	E/+y	F/-y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_16/Secção ref	E/+y	F/-y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_17/Secção 6	A/-z	B/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_18/Secção 6	C/-z	D/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_19/Secção 6	E/+y	F/-y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_20/Secção 7	A/-z	B/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_21/Secção 7	C/-z	D/+y	A/-z	B/+y	C/-z
Setup_22/Secção 7	E/+y	F/-y	A/-z	B/+y	C/-z



Figura 3. 5- a) Posição dos acelerómetros de referência; b) Posição dos acelerómetros de referência.

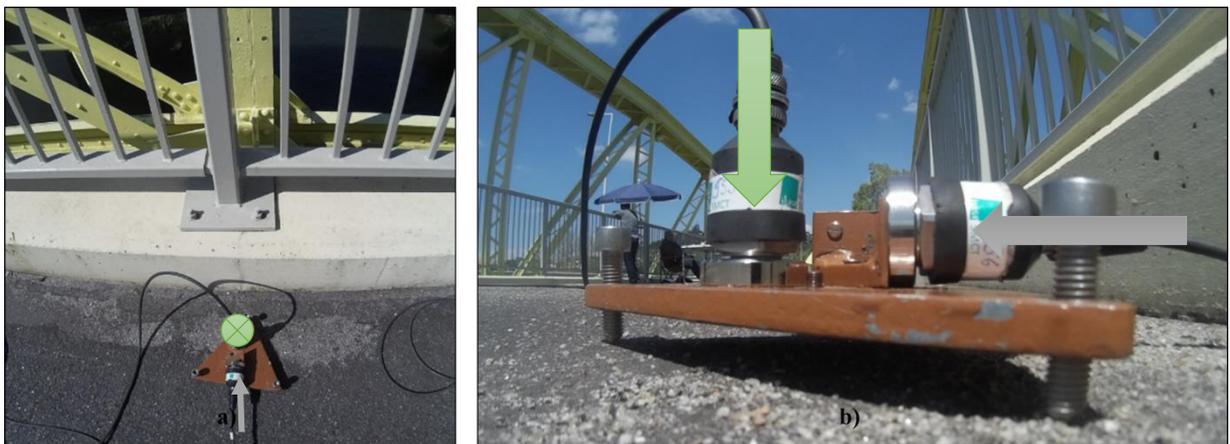


Figura 3. 6- a) Posição dos acelerómetros nos *setups* realizados sob o tabuleiro; b) Vista lateral dos acelerómetros nos *setups* realizados sob a laje



Figura 3. 7- a) Posição do acelerómetro nos *setups* realizados nos arcos da ponte; b) Posição do acelerómetro nos *setups* realizados nos arcos da ponte.

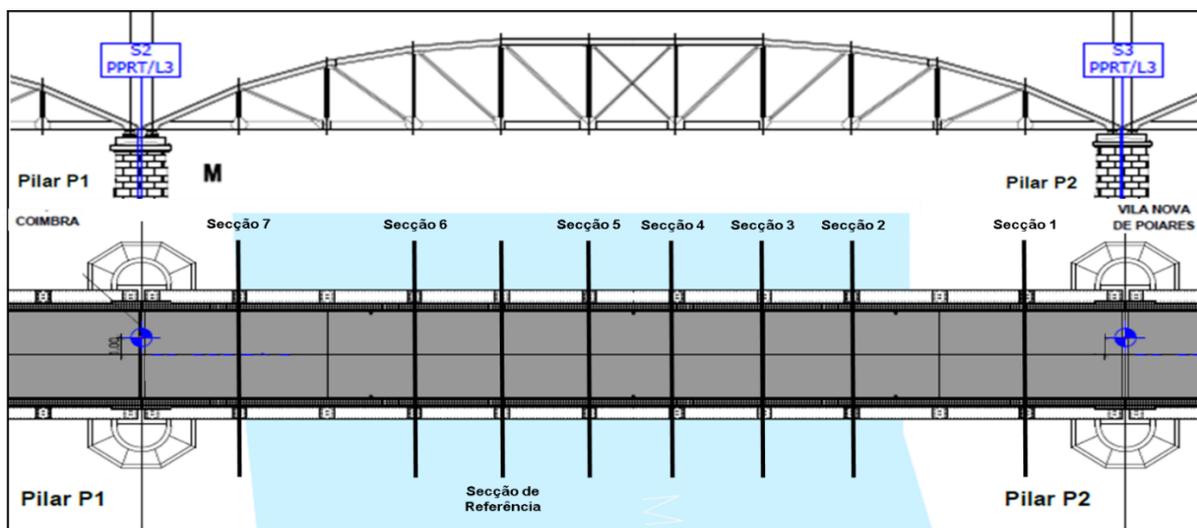


Figura 3. 8- Identificação das secções analisadas no segundo tramo da Ponte de Arcos da Portela.

Os resultados foram tratados através de duas abordagens, sendo que ambas apresentam uma proximidade de frequências bastante legítima e passam-se de seguida a apresentar os mesmos.

Modo	Frequência [Hz]	Amortecimento [%]	Tipo de Vibração (Método 1)
1	2.795	1.087	1º Modo de Flexão do Tabuleiro
2	2.852	0	1º Modo de Flexão do Tabuleiro
3	2.969	0	1º Modo de Flexão do Tabuleiro
4	3.939	1.254	1º Modo de Flexão dos Arcos
5	4.004	0	1º Modo de Torção do Tabuleiro
6	5.326	0.63	2º Modo de Flexão do Tabuleiro
7	5.625	0	1º Modo de Torção do Tabuleiro
8	6.226	1.054	2º Modo de Flexão do Tabuleiro
9	7.871	0	3º Modo de Flexão do Tabuleiro
10	9.238	0	2º Modo de Flexão dos Arcos
11	9.524	0.348	3º Modo de Flexão dos Arcos
12	10.098	0	2º Modo de Torção do Tabuleiro
13	10.499	0.468	4º Modo de Flexão do Tabuleiro
14	12.641	0.647	5º Modo de Flexão do Tabuleiro
15	13.418	0	3º Modo de Flexão dos Arcos
16	13.613	0	4º Modo de Flexão dos Arcos
17	14.471	-0.071	3º Modo de Torção do Tabuleiro

Modo	Freq. [Hz]	Desvio Padrão (Freq.) [Hz]	Amortecimento [%]	Desvio Padrão (Amort.) [Hz]	Tipo de Vibração (Método 2)
<b>1</b>	<b>2.835</b>	<b>0.002</b>	<b>3.044</b>	<b>0.142</b>	<b>1º Modo de Flexão do Tabuleiro</b>
2	2.852	0.008	4.047	0.401	1º Modo de Flexão do Tabuleiro
<b>3</b>	<b>3.884</b>	<b>0.005</b>	<b>2.926</b>	<b>0.255</b>	<b>1º Modo de Flexão dos Arcos</b>
<b>4</b>	<b>4.002</b>	<b>0.004</b>	<b>1.749</b>	<b>0.234</b>	<b>1º Modo de Torção do Tabuleiro</b>
<b>5</b>	<b>5.319</b>	<b>0.017</b>	<b>1.166</b>	<b>0.199</b>	<b>2º Modo de Flexão do Tabuleiro</b>
6	5.387	0.011	1.43	0.154	2º Modo de Flexão do Tabuleiro
<b>7</b>	<b>5.456</b>	<b>0.024</b>	<b>3.604</b>	<b>0.734</b>	<b>2º Modo de Flexão dos Arcos</b>
8	5.541	0.004	2.59	0.026	1º Modo de Torção do Tabuleiro
<b>9</b>	<b>9.173</b>	<b>0.005</b>	<b>4.655</b>	<b>0.07</b>	<b>3º Modo de Flexão dos Arcos</b>
10	9.188	0.006	1.846	0.391	3º Modo de Flexão dos Arcos
11	9.212	0.005	1.974	0.037	3º Modo de Flexão dos Arcos
<b>12</b>	<b>9.890</b>	<b>0.015</b>	<b>3.673</b>	<b>0.231</b>	<b>2º Modo de Torção do Tabuleiro</b>
13	9.921	0.013	2.887	0.11	2º Modo de Torção do Tabuleiro
<b>14</b>	<b>14.504</b>	<b>0.003</b>	<b>4.432</b>	<b>0.035</b>	<b>5º Modo de Flexão do Tabuleiro</b>

De seguida ilustram-se as semelhanças dos vários modos por entre as duas abordagens. Estas frequências obtidas através dos resultados modais obtidos da análise do sinal medido no segundo tramo da Ponte de Arcos da Portela servirão de base à calibração do modelo numérico.

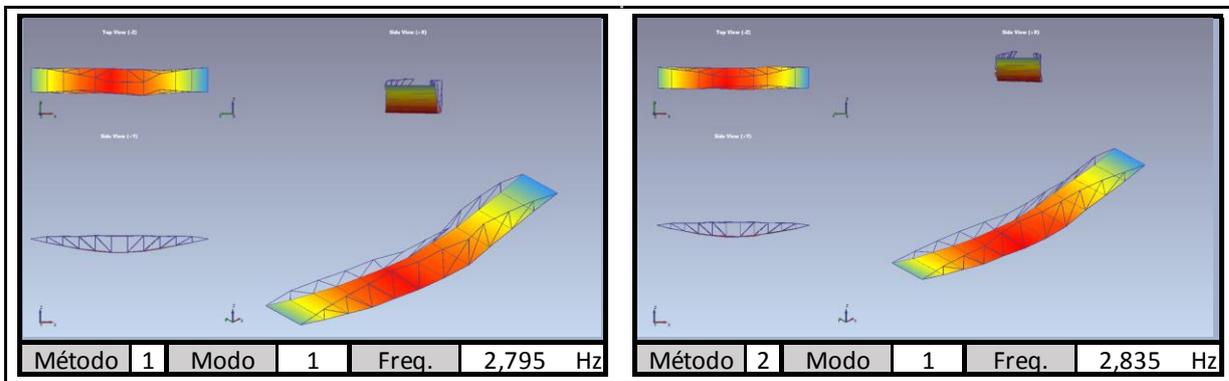


Figura 3. 9- Frequências de vibração relativas ao 1º Modo de Flexão do Tabuleiro.

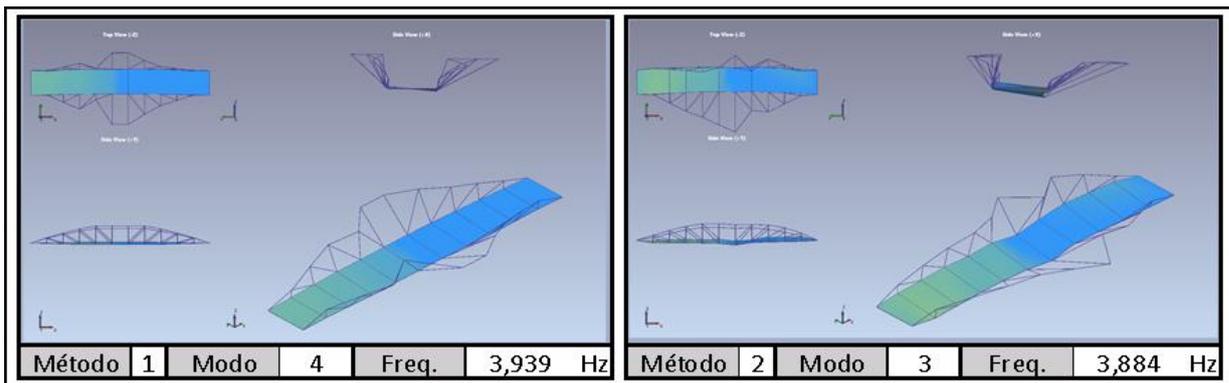


Figura 3. 10- Frequências de vibração relativas ao 1º Modo de Flexão dos Arcos.

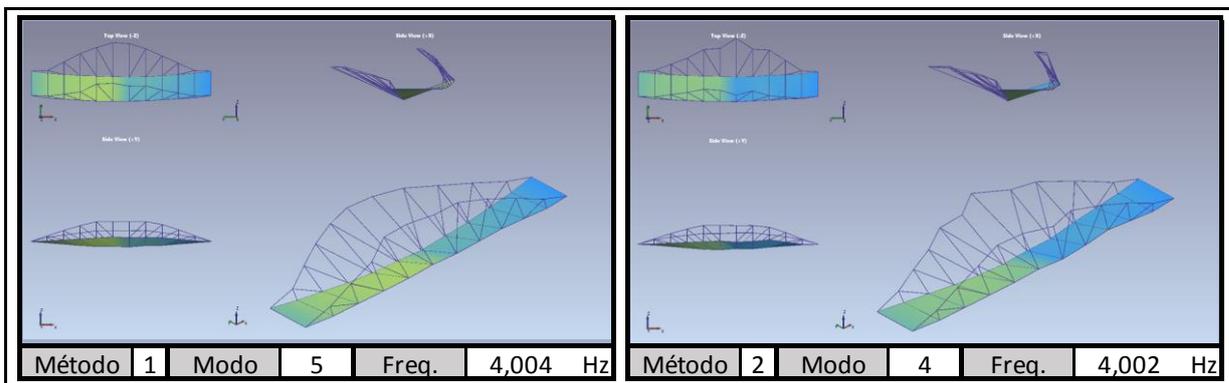


Figura 3. 11- Frequências de vibração relativas ao 1º Modo de Torção do Tabuleiro

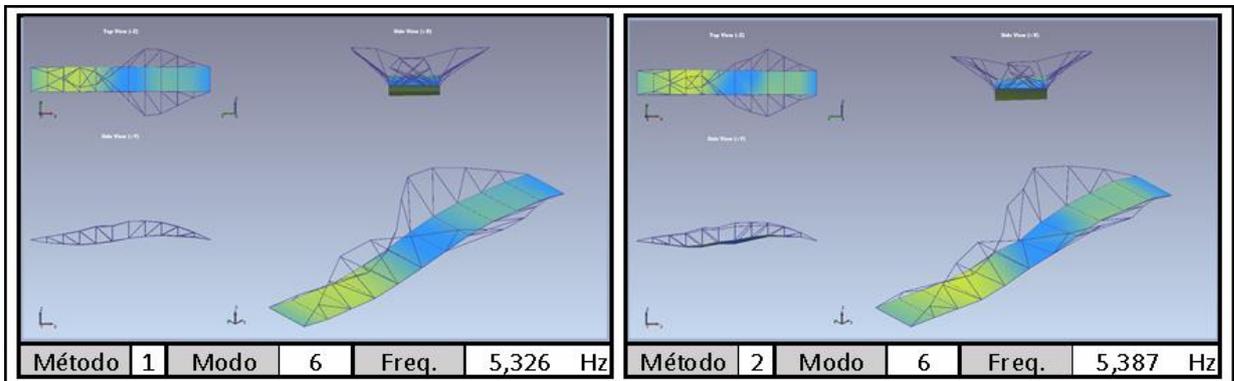


Figura 3. 12- Frequências de vibração relativas ao 2º Modo de Flexão do Tabuleiro.

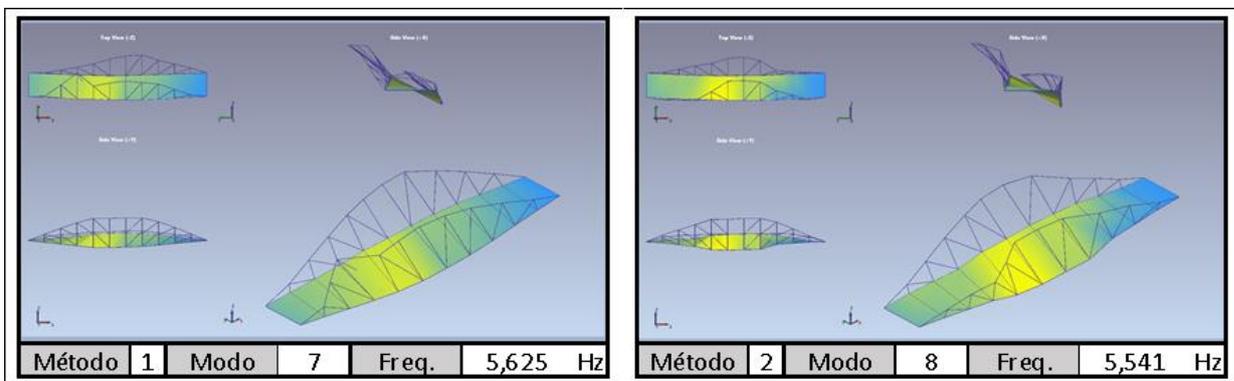


Figura 3. 13- Frequências de vibração relativas ao 1º Modo de Torção do Tabuleiro.

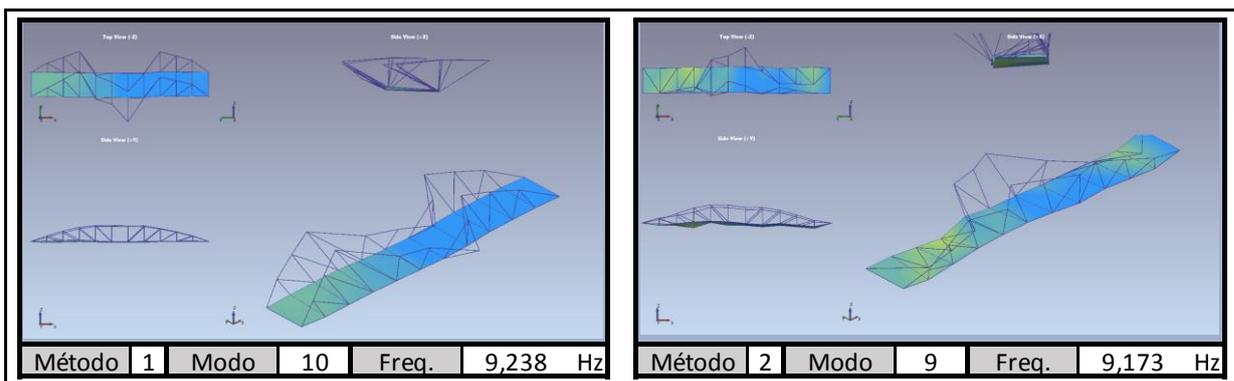


Figura 3. 14- Frequências de vibração relativas ao 3º Modo de Flexão dos Arcos.

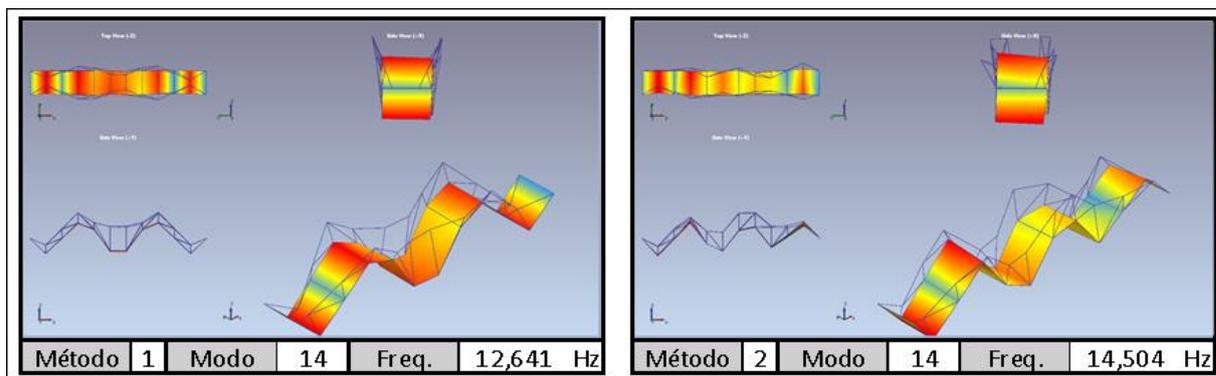


Figura 3. 15- Frequências de vibração relativas ao 5º Modo de Flexão do Tabuleiro.

### 3.3. Calibração do Modelo Numérico

A calibração do modelo numérico foi realizada com recurso ao *software* computacional ‘Autodesk Robot Structural Analysis’ (ROBOT).

Devido aos 4 tramos (48,40 metros cada) da Ponte de Arcos da Portela serem iguais e simplesmente apoiados não contínuos optou-se por se modelar apenas o segundo tramo desta através do *software* anteriormente referido.

Os elementos metálicos foram modelados do tipo barra e pode-se utilizar na modelação as secções reais destes tendo com base os resultados do estudo feito pela entidade BETAR durante o projeto de reabilitação desta ponte. A laje de BA foi modelada com base na sua configuração após a reabilitação estrutural.

A estrutura tem um comportamento simples. As vigas longitudinais apoiam-se simplesmente no início e no fim de cada arco, sendo que as transversais se apoiam simplesmente no arco. Os apoios são exceto no pilar central (Pilar P2), onde os deslocamentos longitudinais estão libertos.

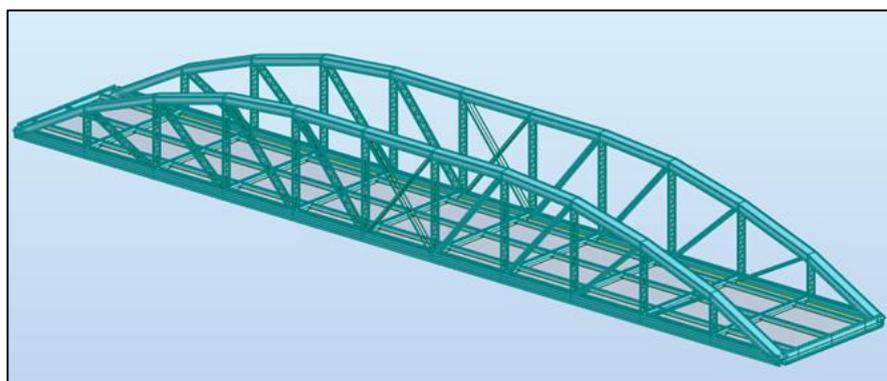


Figura 3. 16- Modelo Numérico Estrutural.

As vigas transversais são elementos em treliça a funcionar à flexão. De modo a validar-se o modelo simplificado considerado, em que estas foram modeladas como elementos de barra, comparou-se as diferenças de rigidez entre o modelo simplificado e o modelo constituído pelos elementos reais. Esta validação é feita recorrendo a uma carga atuante de igual valor nas duas estruturas e comparando os deslocamentos obtidos pelas mesmas em pontos semelhantes.

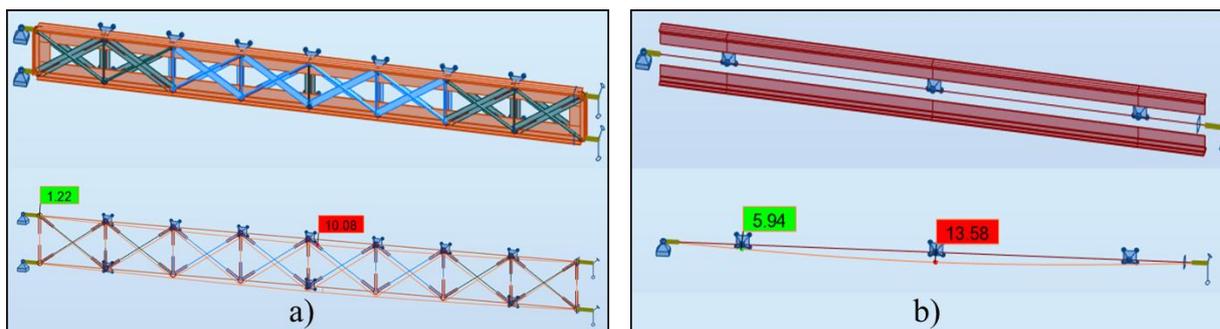


Figura 3. 17- Deslocamentos (mm) do modelo em treliça; Deslocamentos (mm) do modelo simplificado.

Como a figura em cima mostra, os deslocamentos no modelo em treliça são menores, resultando assim num modelo mais rígido, contudo, devido à proximidade dos valores obtidos, foi considerado o modelo simplificado na modelação da ponte.

Relativamente às cargas consideradas no tabuleiro da ponte, estas foram obtidas de acordo com o EN1991-1 e o EN1991-2, e passam-se de seguida a listar:

- Peso próprio dos elementos metálicos (ação permanente);
- Peso próprio do tabuleiro de BA (ação permanente);
- Peso próprio dos elementos não estruturais (ação permanente);
- Cargas de tráfego UDL e TS (ação variável);
- Temperatura uniforme e variável (ação variável);
- Vento (ação variável).

De seguida, realizou-se uma análise modal numa primeira versão do modelo numérico de modo a obter as frequências dos diferentes modos de vibração. As únicas ações consideradas na análise modal são as permanentes, multiplicadas pelo fator de participação igual à unidade.

Desta análise resultou que o modelo teria de sofrer algumas modificações de modo a obter-se valores de frequência mais próximos dos valores obtidos no capítulo anterior para cada um dos modos de vibração.

Este processo de calibração consistiu basicamente numa redefinição da intensidade das restantes cargas permanentes associadas ao tabuleiro, mais especificamente, a atuar no tabuleiro. Após 2 tentativas obtiveram-se as aproximações pretendidas, ou seja, conseguiu-se aproximar as frequências de vibração dos primeiros modos de flexão do tabuleiro e do primeiro modo de torção deste nas casas das décimas.

De seguida são apresentadas as ilustrações referentes aos primeiros modos de flexão e torção do tabuleiro, seguindo-se a estas um quadro referente à comparação das frequências obtidas no modelo numérico em relação às obtidas pelas duas abordagens seguidas para obtenção de resultados provenientes dos ensaios na ponte.

Desta calibração resulta o modelo numérico utilizado para simular os métodos de reforço estrutural adotados no capítulo seguinte.

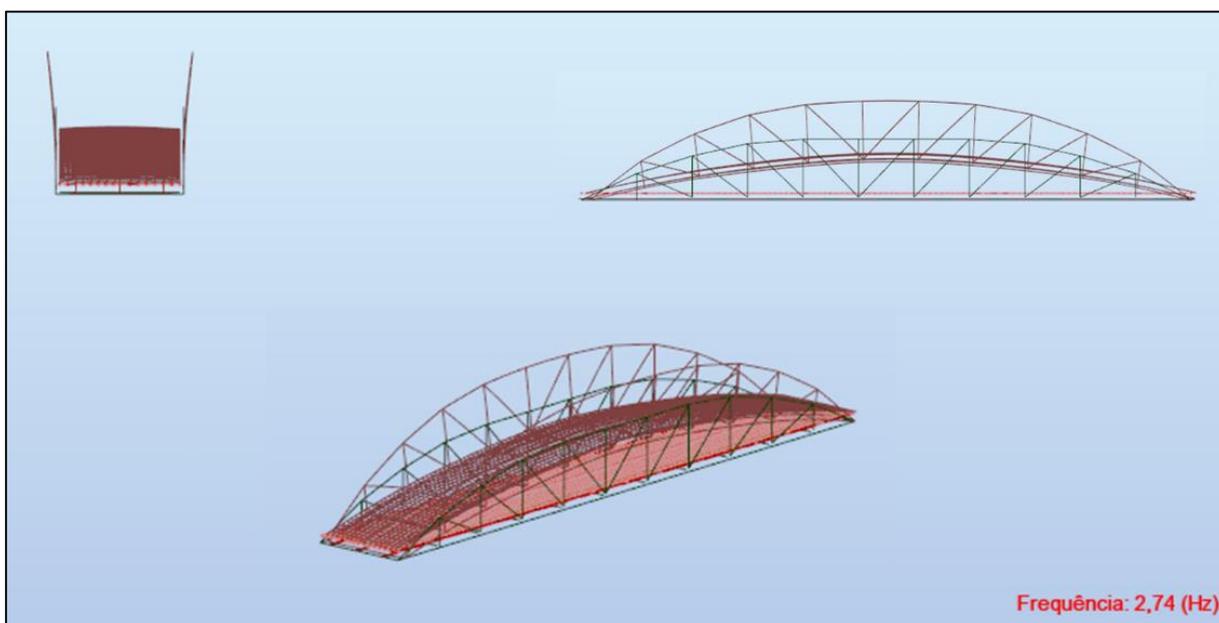


Figura 3. 18- 1º Modo de flexão do tabuleiro obtido através do modelo numérico.

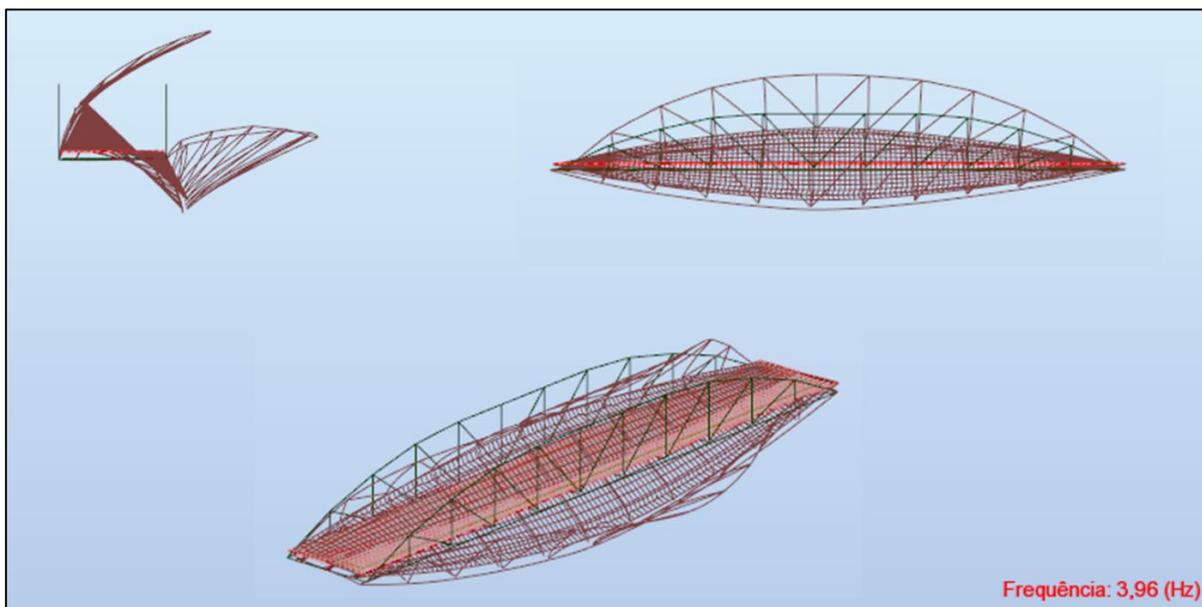


Figura 3. 19- 1º Modo de torção do tabuleiro obtido através do modelo numérico.

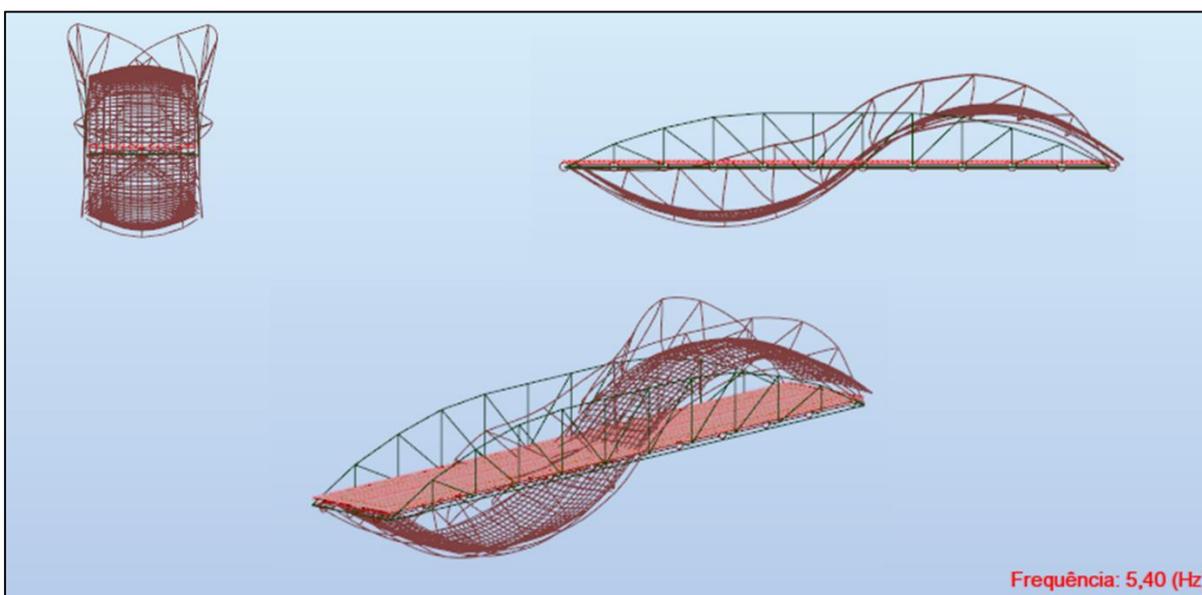


Figura 3. 20- 2º Modo de flexão do tabuleiro obtido através do modelo numérico.

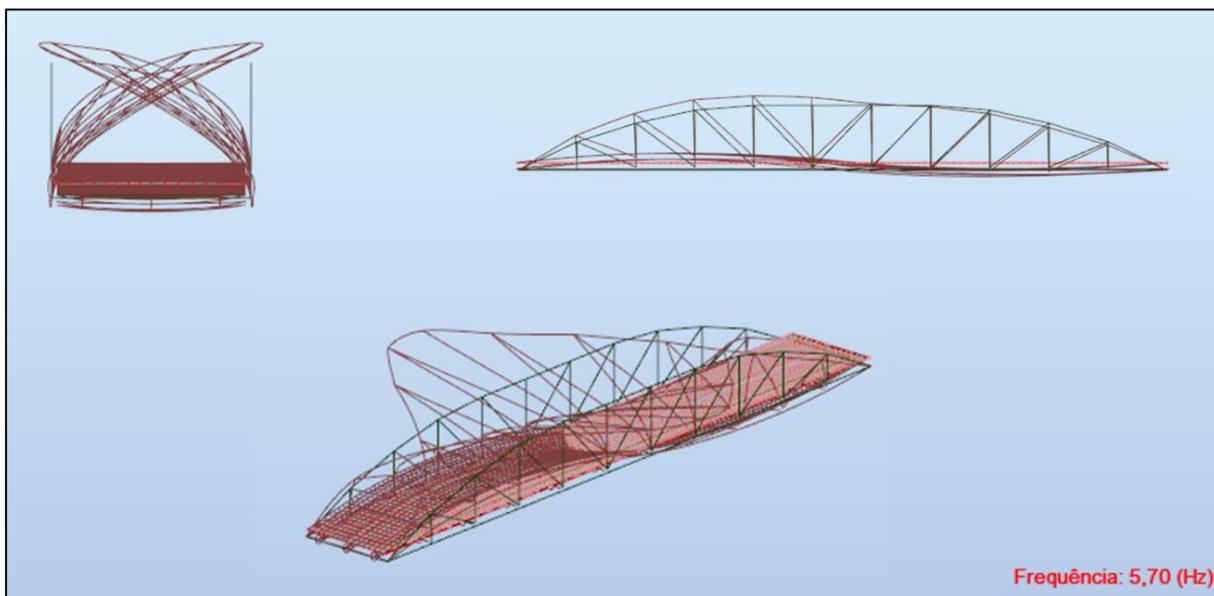


Figura 3. 21- 1º Modo de flexão dos arcos obtido através do modelo numérico.

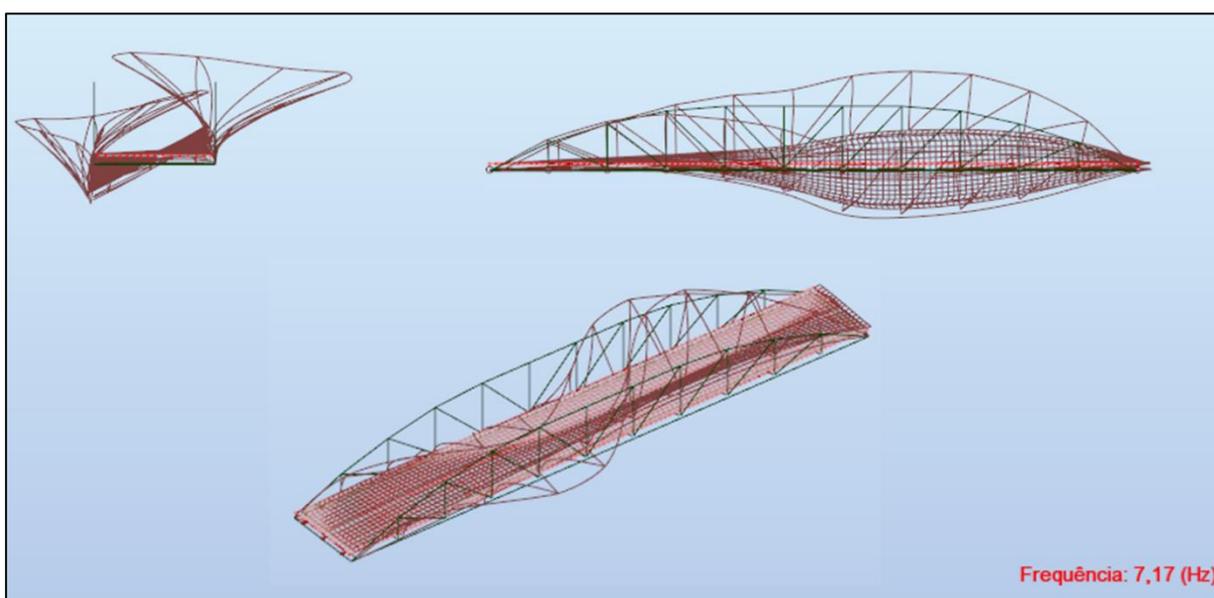


Figura 3. 22- 2º Modo de flexão dos arcos obtido através do modelo numérico.

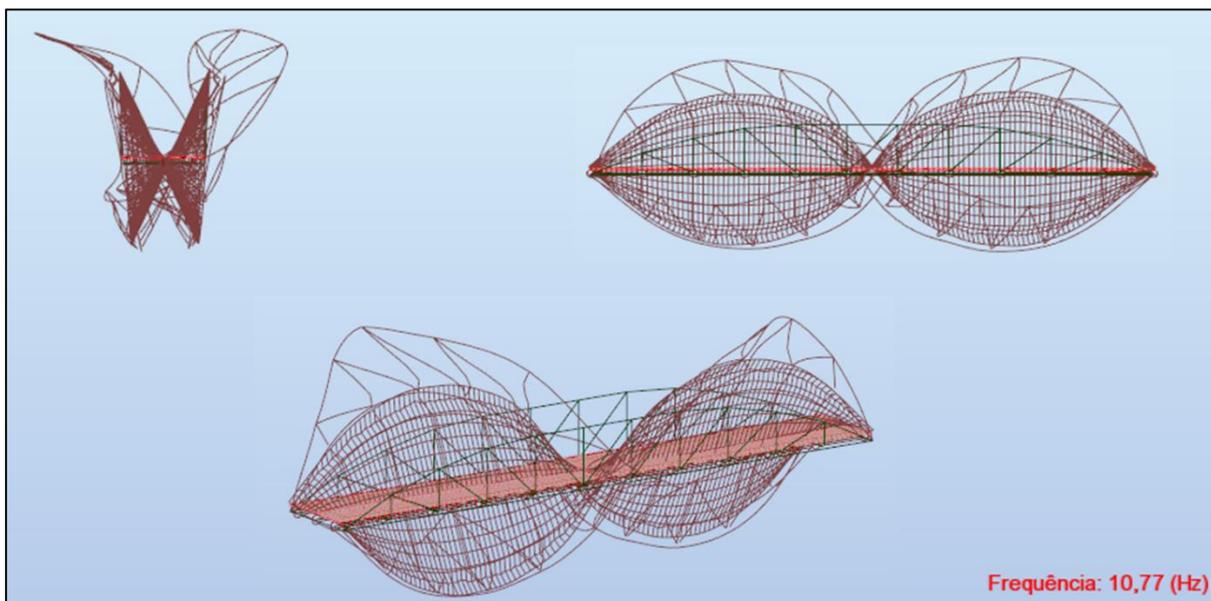


Figura 3. 23- 2º Modo de torção do tabuleiro obtido através do modelo numérico.

Tipo de Vibração		Robot		Ensaios de Medições				Δ (Hz)
				Método 1		Método 2		
		Modo	Freq. (Hz)	Modo	Freq. (Hz)	Modo	Freq. (Hz)	
Flexão Tabuleiro	<b>1º Modo de Flexão do Tabuleiro</b>	<b>1</b>	<b>2,74</b>	<b>1</b>	<b>2,795</b>	<b>1</b>	<b>2,835</b>	<b>0,055</b>
	<b>2º Modo de Flexão do Tabuleiro</b>	<b>4</b>	<b>5,4</b>	<b>6</b>	<b>5,326</b>	<b>5</b>	<b>5,319</b>	<b>0,074</b>
	3º Modo de Flexão do Tabuleiro	8	7,87	9	7,871	-	-	0,001
	4º Modo de Flexão do Tabuleiro	12	10,94	13	10,499	-	-	0,441
	5º Modo de Flexão do Tabuleiro	15	14,23	14	12,641	14	14,504	0,274
Arcos	<b>1º Modo de Flexão dos Arcos</b>	<b>5</b>	<b>5,7</b>	<b>4</b>	<b>3,939</b>	<b>3</b>	<b>3,884</b>	<b>1,761</b>
	<b>2º Modo de Flexão dos Arcos</b>	<b>6</b>	<b>7,17</b>	<b>10</b>	<b>9,238</b>	<b>7</b>	<b>5,456</b>	<b>1,714</b>
	3º Modo de Flexão dos Arcos	13	11,5	11	9,524	9	9,173	1,976
	4º Modo de Flexão dos Arcos	17	16,04	16	13,613	-	-	2,427
Torção Tabuleiro	<b>1º Modo de Torção do Tabuleiro</b>	<b>2</b>	<b>3,96</b>	<b>5</b>	<b>4,004</b>	<b>4</b>	<b>4,002</b>	<b>0,042</b>
	<b>2º Modo de Torção do Tabuleiro</b>	<b>11</b>	<b>10,77</b>	<b>12</b>	<b>10,098</b>	<b>12</b>	<b>9,89</b>	<b>0,672</b>
	3º Modo de Torção do Tabuleiro	18	16,69	17	14,471	-	-	2,219

Como se pode verificar, relativamente aos modos de flexão dos arcos, não foram obtidas aproximações legítimas. Isto deve-se ao facto de ser de uma complexidade extrema simular o comportamento destes em conjunto com a estrutura numa análise modal.

## 4. REFORÇO ESTRUTURAL DA PONTE DE ARCOS DA PORTELA

### 4.1. Solução Atualmente em Uso

A Ponte de Arcos da Portela foi inaugurada a 13 de Julho de 1873 e contava inicialmente com um tabuleiro baseado em pranchas de madeira, que mais tarde, em 1945 foram substituídas por um tabuleiro de BA, não sofrendo quaisquer tipos de alteração a nível estrutural até à data da conceção da solução de reabilitação que se encontra atualmente em uso.



Figura 4. 1- a) Ponte de Arcos da Portela antes de ser reabilitada (2012); b) Ponte de Arcos da Portela depois de ser reabilitada (2016).

A solução adotada há sensivelmente 4 anos atrás consistiu numa pintura anticorrosiva dos elementos metálicos e uma redução do peso próprio através do redimensionamento do tabuleiro de BA (passou de 6,32 metros para 5,30 metros). Tais alterações resultaram numa requalificação desta ponte, tornando-a numa ponte pedonal.

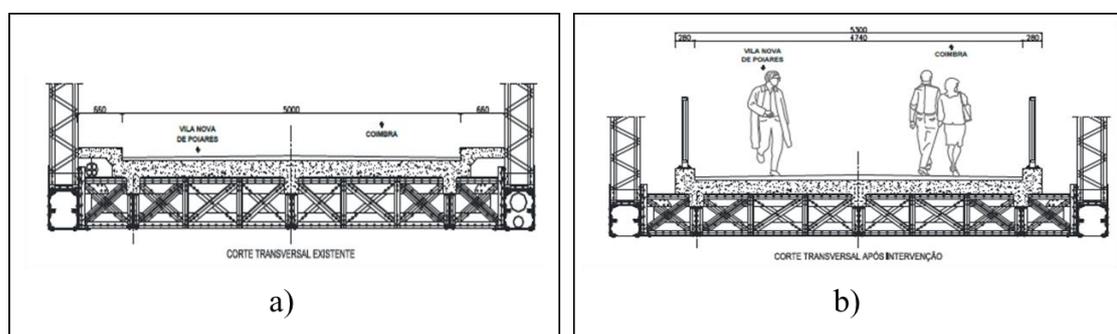


Figura 4. 2- a) Tabuleiro de BA antes da reabilitação; b) Tabuleiro de BA depois a reabilitação.

De seguida ilustram-se as anomalias encontradas na ponte que conduziram à solução de reabilitação. Estas estão basicamente relacionadas com o fenómeno de corrosão, sendo que em alguns casos encontrou-se uma perda total da secção e também com o crescimento de vegetação junto dos elementos estruturais.



Figura 4. 3- a) Fenómeno de corrosão nas placas entre vigas; b) Fenómeno de corrosão no interior das vigas metálicas; c) Crescimento da vegetação junto de um dos encontros; d) Crescimento de vegetação no topo de um dos encontros.



Figura 4. 4- a) Aspeto final da Ponte de Arcos da Portela; b) Vista panorâmica de um dos arcos da Ponte de Arcos da Portela.

Atualmente, esta solução estrutural da Ponte de Arcos da Portela apresenta problemas ao nível da compressão nos arcos e no funcionamento da laje. É no âmbito de corrigir estes problemas que as soluções de reforço estrutural abaixo descritas foram realizadas.

## 4.2. Possíveis Soluções Alternativas

### 4.2.1. Pré-Esforço Exterior

#### 4.2.1.1. Metodologia e Modelo Estrutural

As principais razões de aplicação deste tipo de reforço estão ligadas com a alteração do sistema estrutural, o aumento da capacidade resistente da estrutura e a correção do seu comportamento em serviço. De seguida ilustra-se o pormenor da aplicação deste sistema para a correção do

comportamento deficiente inicial, permitindo assim o controlo da fendilhação e deformação e um claro aumento da capacidade resistente, resultando num aumento de segurança.

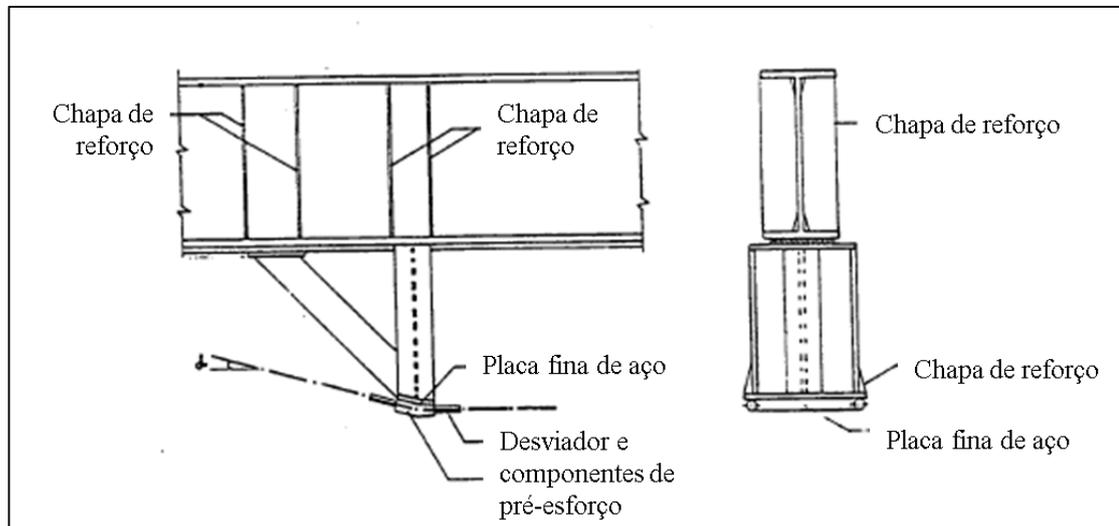


Figura 4. 5- Pormenor das zonas de atuação do pré-esforço exterior a meio vão (Daly & Witarnawan, 1997).

As 3 componentes de um sistema de pré-esforço são as armaduras, as ancoragens e os dispositivos de tensionamento do pré-esforço.

As armaduras de pré-esforço caracterizam-se pela elevada resistência e apresentam três formas comerciais, fios, cordões e barras. A norma europeia que estabelece as características dos aços de pré-esforço é a norma EN 10318.

No pré-esforço exterior, a solução mais utilizada para a armadura de pré-esforço é um ou mais cordões envolvidos numa bainha de polietileno de alta densidade e apresenta um diâmetro de 2 cm por cordão. Um conjunto de cordões forma um cabo.



Figura 4. 6- Cabos de pré-esforço (Barbosa, 2014).

As ancoragens de pré-esforço são peças metálicas onde os cordões ou cabos ficam amarrados por meio de cunhas, e existem três tipos:

- Ancoragem ativa (onde é realizado o tensionamento);
- Ancoragem de continuidade/Acopladores (permite a continuidade entre dois cabos esticados em fases consecutivas);
- Ancoragem passiva (possibilitam a fixação dos cordões ou cabos ao elemento estrutural).

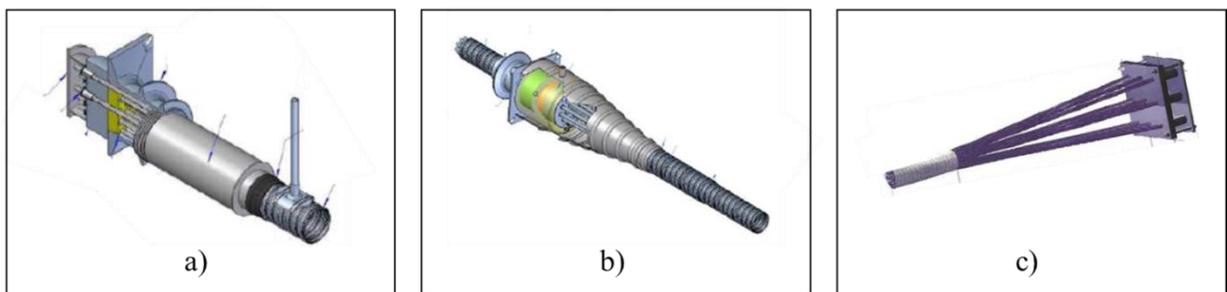


Figura 4. 7- a) Ancoragem ativa (Barbosa, 2014); b) Acoplador (Barbosa, 2014); c) Ancoragem passiva (Barbosa, 2014).

Os dispositivos de tensionamento do pré-esforço podem ser do tipo de macacos hidráulicos e existem dispositivos de tensionamento de um cordão ou de cabos. A sua função, tal como o próprio nome indica é proceder ao tensionamento dos cordões ou cabos de pré-esforço.



Figura 4. 8- a) Macaco hidráulico para tensionamento de cabos (Barbosa, 2014) ; b) Macaco hidráulico para tensionamento de um cordão (Barbosa, 2014).

Algumas das vantagens da utilização de um sistema de pré-esforço por pós-tensão são as seguintes:

- Boa proteção contra a corrosão;
- Possibilidade de controlar o valor da tensão;

- Redução do valor de perdas por atrito, quando comparado ao sistema de pré-esforço com bainhas injetáveis;
- Condução a excentricidades favoráveis para a estrutura;
- Flexibilidade dos cordões permite um traçado simples;
- Componentes do sistema (ancoragens e macacos) são de fácil transporte.

Contudo, este sistema apresenta também algumas desvantagens que passam de seguida a destacar-se:

- Não é aconselhável o seu uso em locais de elevado risco de incêndio, sendo necessário garantir um recobrimento apropriado;
- Não mobilizam, em ULS, a resistência máxima do aço de pré-esforço.

Identificadas as vantagens e desvantagens deste método de reforço, dimensionaram-se os cordões/cabos necessários para permitir à estrutura anular a deformação vertical imposta pelas cargas permanentes.

De modo a poder obter um valor de referência começou-se por identificar o valor da flecha que as ações permanentes impõem à estrutura.

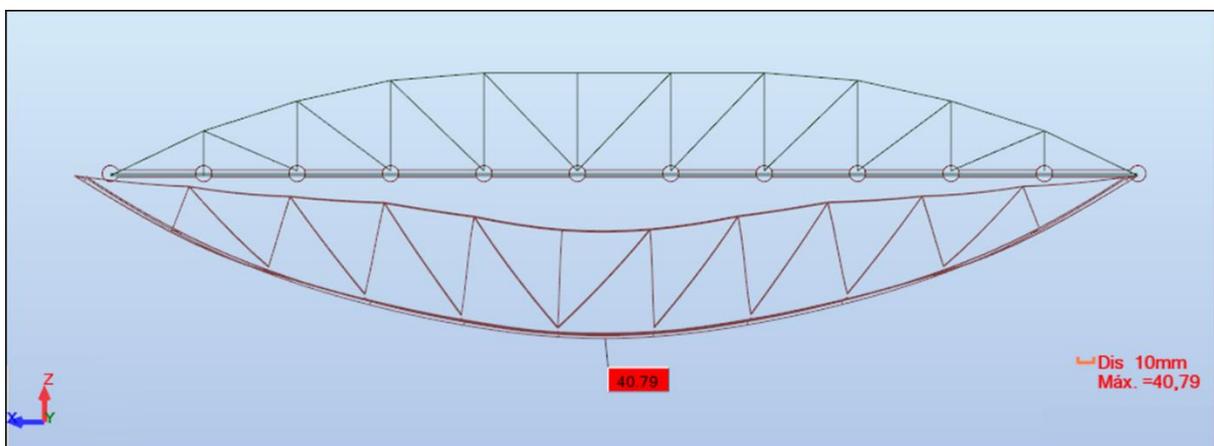


Figura 4. 9- Deslocamento vertical (em milímetros) do tabuleiro da ponte quando submetida unicamente às ações permanentes.

Com o valor de referência da deformação vertical a meio vão do tramo da ponte analisado limitado a 44,79 milímetros, foram dimensionados os cordões necessários nos cabos de pré-esforço para contrariarem esta flecha.

Primeiramente identificam-se as características do aço de pré-esforço considerado. Recorrendo-se ao catálogo “VSL – Post-tensioning solutions”, para o tipo de aço 0.6 polegadas, e de acordo com a norma EN10138, extraíram-se as seguintes características:

- Diâmetro nominal de cada cordão ( $d$ ) = 15,3mm;
- Área nominal de cada cordão ( $A_p$ ) = 140 mm<sup>2</sup>;
- Peso nominal de cada cordão ( $M$ ) = 1,093 KG/m;
- Força de rendimento nominal ( $f_{p0,1k}$ ) = 1636 MPa;
- Força de tensão nominal ( $f_{pk}$ ) = 1860 MPa;
- Módulo de Elasticidade ( $E_p$ ) = 195 GPa;
- Aço de classe 2 (aço em fio ou cordão com baixa relaxação);
- Relaxação após 1000 horas a 20°C ( $\rho_{1000}$ ) = 2,5%.

O número de cordões por cabo adotados foi 9 e o número de cabos foi unicamente uma unidade em cada uma das vigas principais do tabuleiro (as mesmas que suportam os arcos). Quanto ao ângulo ( $\theta$ ) dado ao traçado poligonal dos cabos, este será de 5°. Posto isto, o valor de excentricidade máximo ( $f$ ) será de 1,155 metros. A seguinte ilustração serve para identificar as características geométricas do traçado.

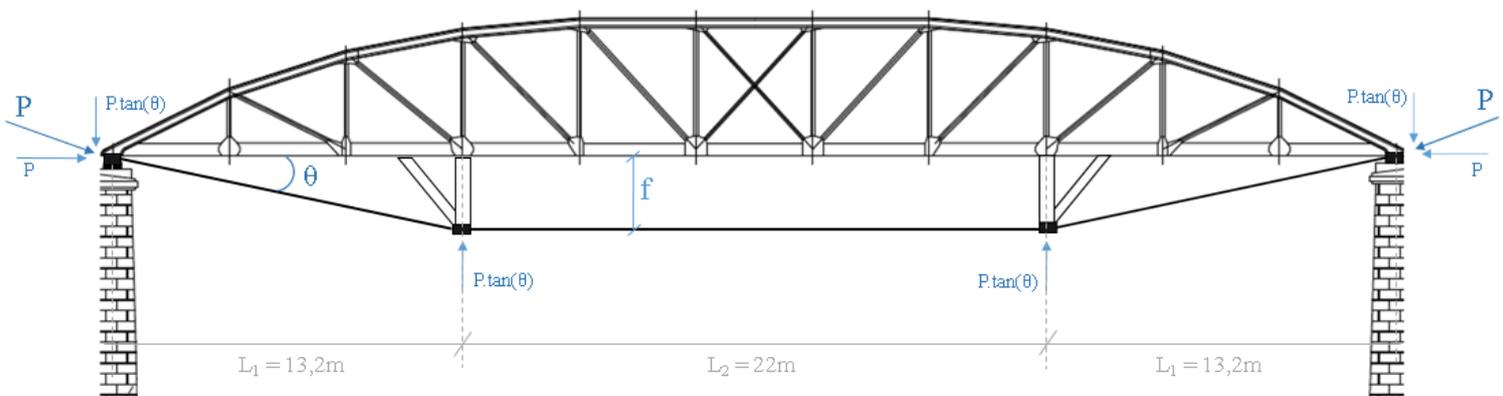


Figura 4. 10- Identificação da geometria do traçado poligonal do pré-esforço exterior.

Posto isto tem-se como valor inicial da força de pré-esforço ( $P_{m\acute{a}x}$ ):

$$P_{m\acute{a}x} = n_{cabos} \times A_p(m^2) \times \min \{0,8 \cdot f_{pk} (KPa) ; 0,9 \cdot f_{p0,1k} (KPa)\}$$

$$= 10 \times 140 \times 10^{-6} \times 1472 \times 10^3 = 2061,4 \text{ KN}$$

De seguida calcularam-se as perdas instantâneas. Tratando-se do pré-esforço exterior apenas existirão perdas devido à reentrada dos cabos, excluindo-se assim as perdas por atrito e por deformação instantânea do betão.

Após a libertação do macaco de aplicação do pré-esforço e fixação das cunhas na ancoragem ativa verifica-se uma reentrada ( $\Delta l_c$ ) das cunhas do sistema de ancoragem e portanto, do cabo. Essa reentrada está associada a uma perda de alongamento do cabo e correspondente perda de tensão das armaduras e normalmente assume valores na ordem dos 4 aos 6 mm. Arbitrou-se um valor de reentrada de 6mm e assumiu-se que a perda ocorre em todo o cabo.

De seguida é expresso o cálculo do valor de perdas por reentrada das cunhas:

$$\begin{aligned}\Delta P_{r.c.} &= \frac{\Delta l_c \text{ (m)}}{L \text{ (m)}} \times E_p \text{ (KPa)} \times A_{p,\text{total}} \text{ (m}^2\text{)} \\ &= \frac{0,006}{48,4} \times 195 \times 10^6 \times 1400 \times 10^{-6} = 33,84 \text{ KN}\end{aligned}$$

Calculadas as perdas instantâneas segue-se o cálculo das perdas diferidas, em que novamente são excluídas as perdas relacionadas com o betão (perdas por retração e por fluência do betão), sobrando unicamente as perdas por relaxação da armadura de pré-esforço.

A relaxação é a perda de tensão ao longo do tempo que ocorre em armaduras que estejam sujeitas a tensões elevadas. Este valor pode ser considerado igual a 80% das perdas de tensão, e calculam-se com recurso ao desenvolvimento da seguinte expressão:

$$\begin{aligned}\Delta P_{r.a.} &= 0,8 \times 0,66 \times \rho_{1000}(\%) \times e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t(\text{h})}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \times \sigma_{pi} \text{ (KPa)} \times 10^{-5} \\ &= 0,528 \times 2,5 \times e^{9,1 \times 0,779} \times \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75(1-0,779)} \times \frac{(2061,4 - 33,84)}{1400 \times 10^{-6}} \times 10^{-5} \\ &= 89,71 \text{ KN}\end{aligned}$$

A variável  $\sigma_{pi}$  representa a tensão instalada nas armaduras de pré-esforço após as perdas instantâneas. A variável  $t$  representa o tempo (em horas) para o qual se pretende calcular estas perdas e visto querermos estas perdas a tempo infinito tomou-se o valor de cerca de 57 anos (500000 horas). O valor de  $\mu$  é obtido através da divisão da tensão após perdas instantâneas ( $\sigma_{pi}$ ) pelo valor da força de tensão nominal ( $f_{pk}$ ).

Calculadas as perdas, obtém-se então um valor final para consideração do pré-esforço no tramo analisado (P) de, aproximadamente, 1937,8 KN. Isto resulta numa força vertical de 169,5 KN.

Encontram-se assim as condições necessárias para o cálculo da flecha máxima no tabuleiro devida ao pré-esforço exterior imposto à estrutura. De seguida ilustram-se a distribuição de cargas e a deformada do tramo (com a identificação da flecha máxima) devido a este reforço.



Figura 4. 11- Identificação das cargas equivalentes de pré-esforço no modelo numérico do tramo analisado.

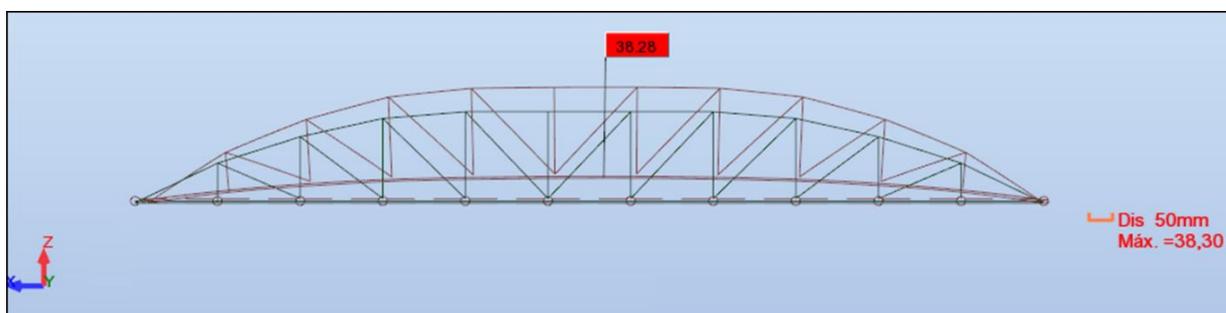


Figura 4. 12- Deslocamento vertical (em milímetros) do tabuleiro da ponte quando submetida unicamente ao pré-esforço.

#### 4.2.1.2. Análise Comparativa com a Alternativa em Uso

A aplicação do pré-esforço exterior na Ponte de Arcos da Portela permitiu para além da diminuição da flecha máxima do tramo para maior parte do seu período de vida útil (situação relativa às combinações quase permanentes), também uma diminuição de tensões nos arcos da do tramo, que era um dos problemas que se mantiveram após a reabilitação de que foi alvo a estrutura anteriormente.

Serve de apoio a esta análise comparativa as ilustrações apresentadas neste subcapítulo e que permitem verificar a flecha máxima do tabuleiro após a inclusão do pré-esforço e as tensões nos elementos estruturais que constituem os arcos da ponte antes e após a inclusão do mesmo reforço.

Após a aplicação do pré-esforço exterior, a ponte passa a apresentar deformações muito menores, sendo que o valor máximo apresentado na figura de trata do deslocamento horizontal junto do apoio livre longitudinalmente. Quanto ao valor da deformação vertical a meio vão, esse ronda os 5 milímetros.

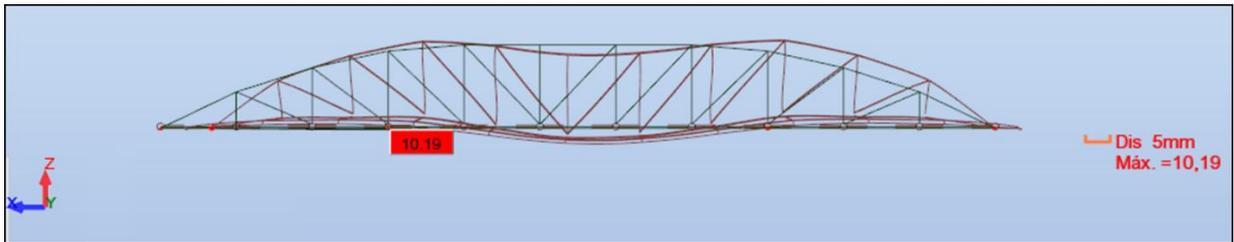


Figura 4. 13- Deformada do tramo analisado no modelo numérico após a consideração do pré-esforço exterior.

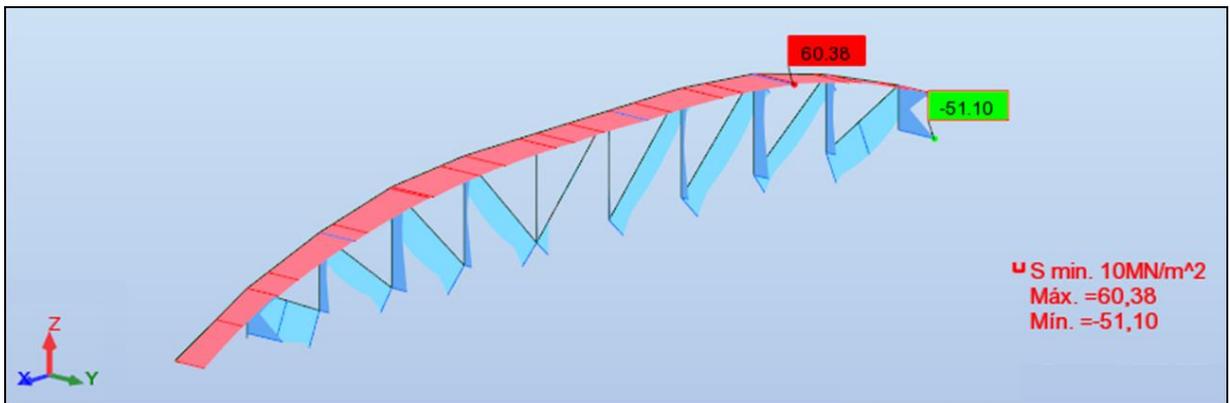


Figura 4. 14- Tensões instaladas nos elementos estruturais dos arcos da ponte antes da aplicação do pré-esforço.

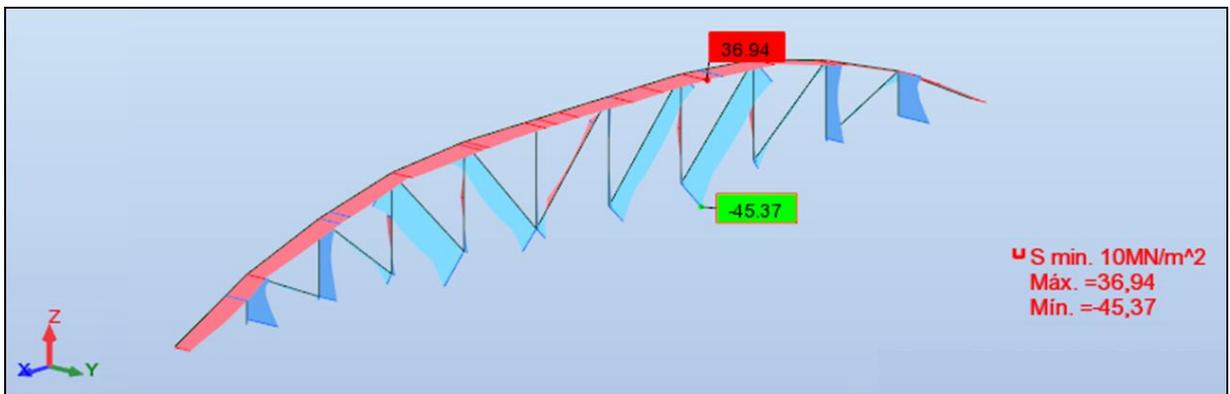


Figura 4. 15- Tensões instaladas nos elementos estruturais dos arcos da ponte após a aplicação do pré-esforço.

Quanto às tensões, verifica-se uma clara diminuição das mesmas após a aplicação do pré-esforço, concluindo-se com isto os objetivos inicialmente pretendidos com a aplicação deste método de reforço estrutural.

## 4.2.2. Compósitos de Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (CFRP)

### 4.2.2.1. Metodologia e Modelo Estrutural

As fibras de carbono resultam da carbonização de fibras precursoras orgânicas tais como o poliacrilonitril (PAN) com base no alcatrão derivado do petróleo ou do carvão num ambiente inerte e, também, através de fibras de rayon.

Normalmente os sistemas compostos estruturados que utilizam as fibras de carbono como um dos elementos resistentes apresentam as seguintes características:

- Excelente resistência mecânica e dureza;
- Bom comportamento à fadiga e à atuação de cargas cíclicas;
- Elevada resistência a vários tipos de químicos;
- Não são afetados pela corrosão por se tratar de um produto inerte;
- Elevada leveza, devido ao baixo peso específico do sistema (da ordem de  $1,6\text{g/cm}^3$  a  $1,9\text{g/cm}^3$ , cerca de 5 vezes menor do que o do aço estrutural).

Existem vários tipos de sistema de reforço em CFRP. Um destes são os laminados de fibras de carbono unidirecionais, já endurecidos (prontos a usar), simplesmente colados com um adesivo de resina epóxida, outro são as mantas de fibras contínuas uni ou multidirecionais, endurecidas *in situ*, aglutinadas e coladas com uma matriz epóxida e também existem os varões, cordões ou cabos de CFRP.

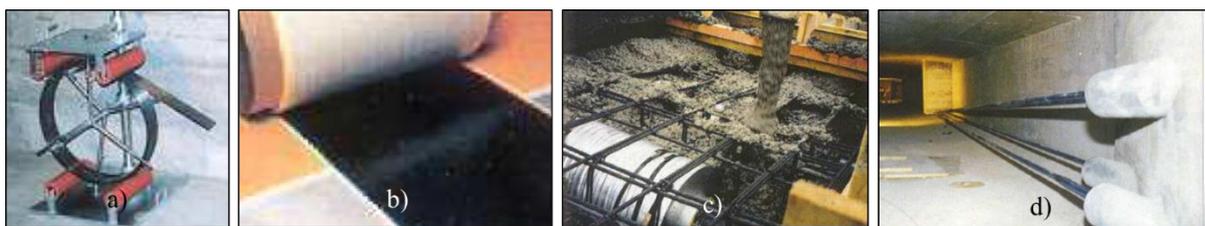


Figura 4. 16- a) Laminados de CFRP (Correia, 2012); b) Mantas de CFRP (Correia, 2012); c) Varões de CFRP para reforço de betão (Correia, 2012); d) Cabos de pré-esforço em CFRP (Correia, 2012).

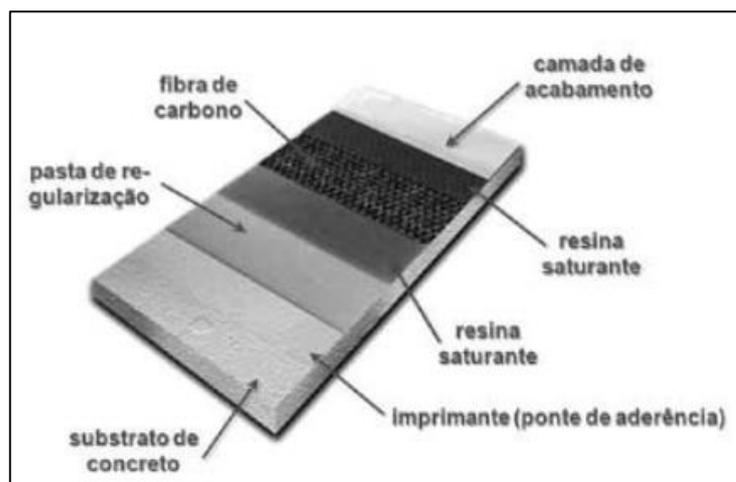


Figura 4. 17- Componentes dos sistemas de reforços de tecido de CFRP (Machado, 2007).

Segundo (Machado, 2007), os sistemas de CFRP são construídos com dois elementos fundamentais e que se distinguem bastante um do outro:

- A matriz polímera, a quem cabe a função de manter as fibras que as estruturam coesas, propiciando a transferência das tensões de cisalhamento entre os dois elementos estruturais, concreto e fibra de carbono;
- O elemento estrutural, constituído pelas fibras de carbono. As fibras dispostas unidireccionalmente dentro das matrizes polímera absorvem as tensões de tração decorrentes dos esforços solicitantes atuantes.

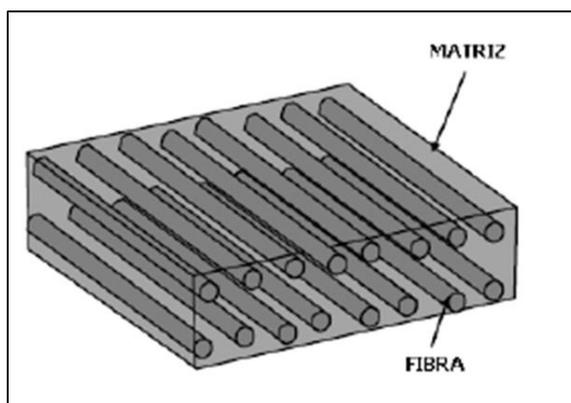


Figura 4. 18- Representação esquemática de um sistema de fibras de carbono (Obaidt, 2007).

A percentagem de deformação de rutura que ocorre na fibra de carbono terá de ser obrigatoriamente bastante inferior do que a da matriz polímera, de modo a permitir que esta última possua capacidade de carga após a tensão na fibra ter atingido os valores limites que levam à rutura da mesma (Machado, 2007).

Para tanto, os sistemas compostos com fibras de carbono devem trabalhar segundo o critério fibra com rutura frágil e matriz polímera com rutura dúctil, conforme indicado na figura 4.19-a). Dessa maneira fica descartada a possibilidade de que o sistema composto entre em colapso pela rutura frágil da matriz, possibilidade de ocorrência que está indicada na figura 4.19-b).

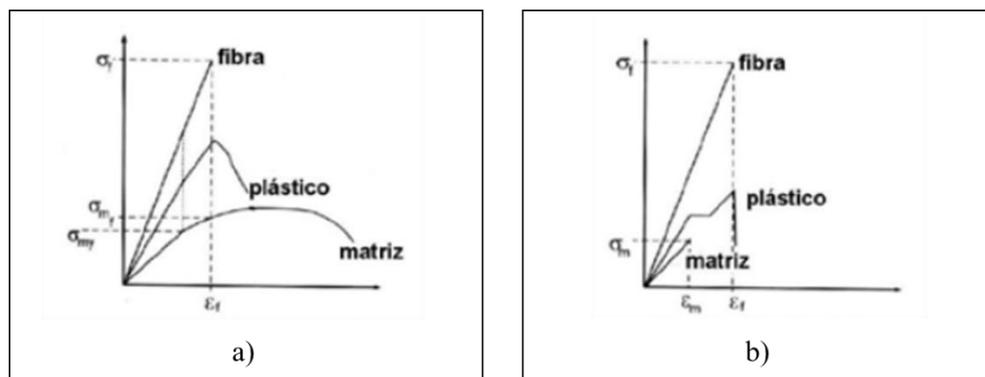


Figura 4. 19- a) Diagrama tensão vs. deformação para matrizes polímera dúctil (Machado, 2007); b) Diagrama tensão vs. deformação para matrizes polímera frágil (Machado, 2007).

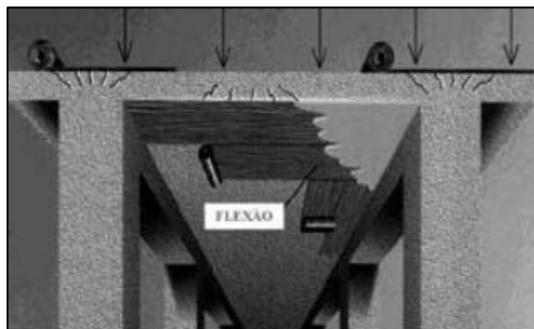


Figura 4. 20- Reforço de uma laje de BA em ambas as direções (Machado, 2007).

No posterior desempenho do tecido de fibras de carbono, o processo construtivo é parte fundamental para que se realize eficientemente a instalação deste. O substrato de betão ao qual o tecido será aderido tem obrigatoriamente de dispor de capacidade mecânica resistente suficiente para que a transmissão de esforços entre elementos ocorra na interface de ambos.

Primeiramente requer-se uma superfície límpida e o mais suave possível, portanto, através de (Machado, 2007), é necessário começar pela recuperação do substrato de betão, removendo as superfícies degradadas, seguir-se pela recuperação de possíveis fissuras estruturais e posterior preparação da superfície para a instalação do reforço.

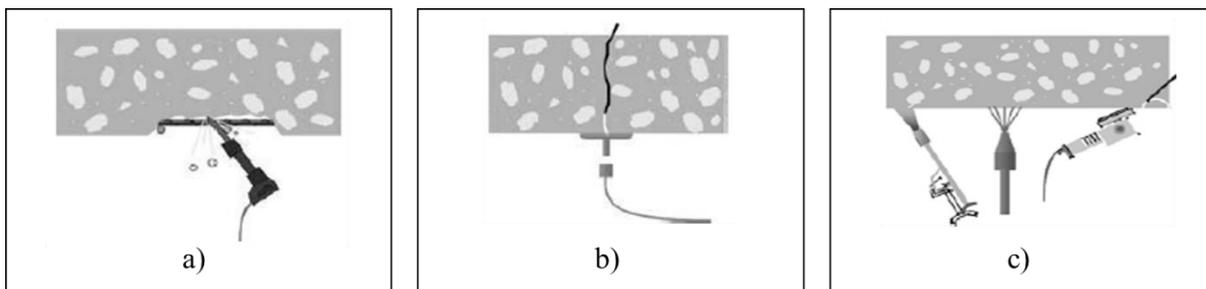


Figura 4. 21- a) Remoção de superfícies degradadas (Machado, 2007); b) Injeção de fissuras (Machado, 2007); c) Limpeza da superfície de instalação do sistema (Machado, 2007).

De seguida procede-se á regularização da superfície através de massas próprias regularizadoras, que previamente auxiliadas através da aplicação de impregnadores primários garantirão a eficiência do sistema de transmissão de esforços.

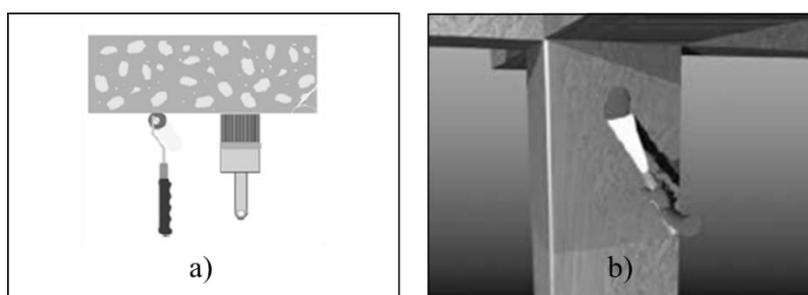


Figura 4. 22- a) Aplicação do impregnador primário (Machado, 2007); b) Regularização da superfície com a massa regularizadora (Machado, 2007).

De seguida são cortadas em bancadas próprias e impregnadas as fibras de carbono, sendo que a aderência deste reforço ao elemento estrutural a ser reforçado pode ser garantida através duas hipóteses de saturação. Quando o tipo de reforço é saturado numa bancada própria trata-se de uma saturação via húmida, quando este é saturado diretamente sobre o betão então trata-se de uma saturação via seca.



Figura 4. 23- a) Saturação via húmida (Machado, 2007); b) Saturação via seca (Machado, 2007).

Para finalização do processo aplica-se o reforço em CFRP, garantindo uma perfeita aderência ao substrato de betão, seguindo-se a isto uma segunda camada de saturação. Pode ou não haver lugar ainda ao revestimento do reforço por razões de proteção ou de estética.

A aplicação do reforço tem um especial detalhe em ter em conta. Para verificar a perfeita aderência ao substrato de betão, imediatamente após a aplicação do reforço é executada uma rolagem compressora para eliminação de iminentes bolhas de ar.

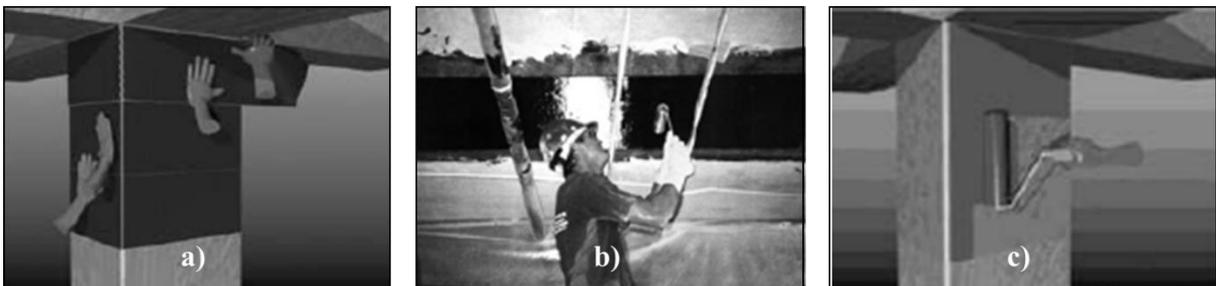


Figura 4. 24- a) Aplicação do reforço (Machado, 2007); b) Rolagem das bolhas de ar (Machado, 2007); c) Segunda saturação do reforço (Machado, 2007).

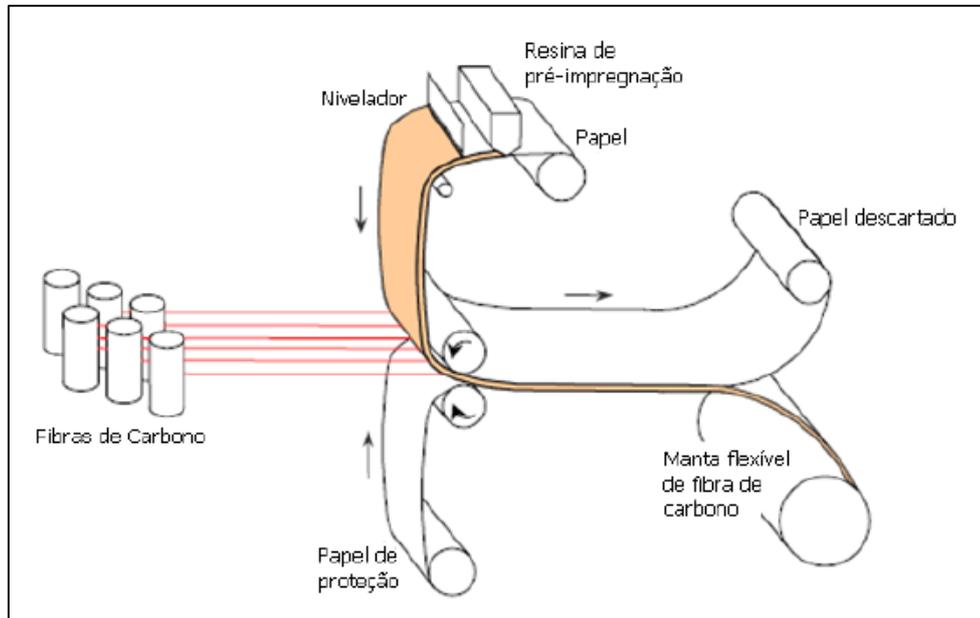


Figura 4. 25- Esquema de fabricação da manta de fibra de carbono (Beber, 2003).

De seguida são identificadas algumas vantagens da particular utilização deste tipo de reforço em mantas de tecido de fibras de carbono:

- Peso e espessura muito reduzidos;
- Fácil manuseamento e transporte;
- Aplicação rápida;
- Elevada resistência à flexão e tração;
- Boa resistência química, principalmente à corrosão;
- Bom comportamento à fadiga;
- Bom comportamento ao choque;
- Bom isolamento eletromagnético.

No entanto, este tipo de reforço apresenta também algumas desvantagens que são apresentadas de seguida:

- Não funcionam à compressão;
- Apenas funcionam numa direção;
- Reduzida resistência ao fogo.

Em lajes de BA este sistema de reforço estrutural implica um claro aumento da resistência. Com recurso a Bettor (1999) ilustra-se um gráfico que relaciona a carga numa laje de BA com os deslocamentos a meio vão da mesma.

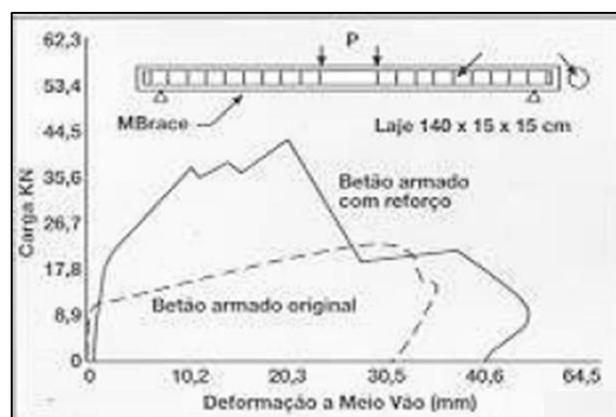


Figura 4. 26- Gráfico de comparação entre os deslocamentos de uma laje de BA sem e com reforço por tecido de CFRP (Bettor, 1999) .

Segundo (Correia, 2012), quando aplicado a perfis metálicos, este tipo de reforço resulta num claro aumento de rigidez. No entanto, o aumento de rigidez, quando comparado ao aumento de capacidade resistente é pouco significativo. De seguida ilustra-se uma chapa de aço simples antes e após a colagem de um laminado de modo a comprovar-se o aumento de rigidez provocado por este método.

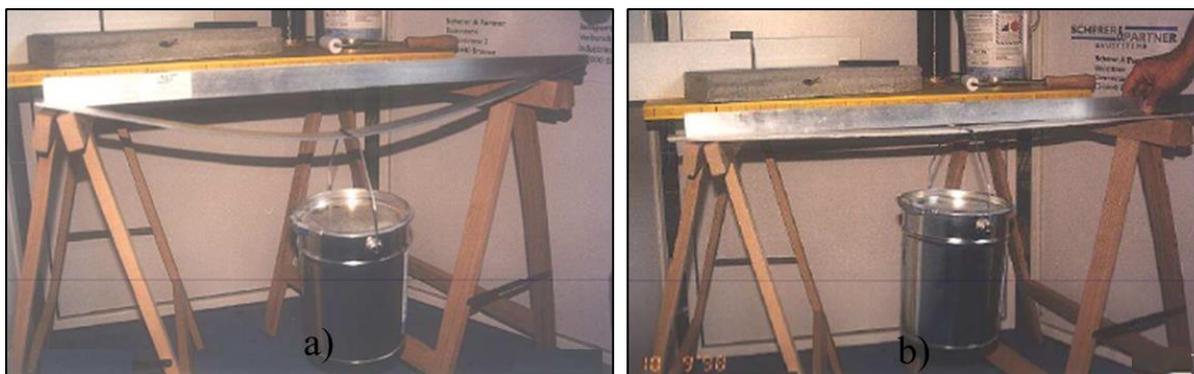


Figura 4. 27- a) Chapa de aço simples sujeita a carregamento a meio vão sem reforço (Correia, 2012); b) Chapa de aço simples após a colagem do laminado sujeita ao mesmo carregamento a meio vão (Correia, 2012).

No modelo estrutural, este reforço será simulado na laje de BA de modo a reduzir a sua deformação e reduzir os esforços transmitidos às carlingas. O modo de aplicação do tecido usado como reforço será semelhante ao que é mostrado na figura 4.28.



Figura 4. 28- Exemplo de aplicação de tecido de fibras de carbono ao longo de uma laje de BA suportada por vigas metálicas (Alwash & Jaber, 2014).

Para a hipótese de reforço estrutural da Ponte de Arcos da Portela é considerada a tipologia de mantas em tecido de CFRP. Estas mantas têm as seguintes propriedades, de acordo com o catálogo FOSROC – Nitowrap Carbon Fibre Sheet, para o tipo de tecido SK-N200:

- Peso específico unitário =  $200 \text{ g/m}^2$
- Módulo de elasticidade ( $E_u$ ) =  $235 \text{ GPa}$
- Resistência Máxima de Tração ( $\sigma_u$ ) =  $3550 \text{ MPa}$
- Deformação de rutura ( $\epsilon_u$ ) =  $1,5 \%$
- Coeficiente de poisson ( $\nu$ ) =  $0,1$
- Espessura do tecido =  $0,111 \text{ mm}$
- Largura do tecido =  $100 \text{ mm}$

De seguida, é mostrado o aspeto das fibras de carbono no modelo numérico.

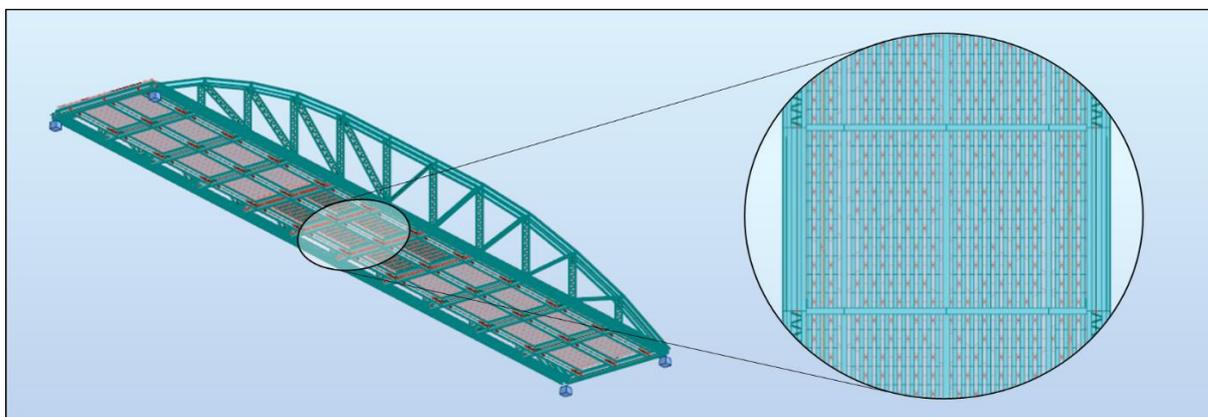


Figura 4. 29- Aspeto final do modelo numérico após a colocação dos tecidos de CFRP.

A combinação de ações utilizada para a comparação de valores antes e após o reforço através de tecido de CFRP é a que, de entre as inseridas no programa de cálculo, a que maior momento fletor causa nas carlingas/longarinas da infraestrutura da ponte. Esta combinação provoca à estrutura uma deformação vertical na ordem dos 186,04 milímetros, tal como mostra a figura seguinte.

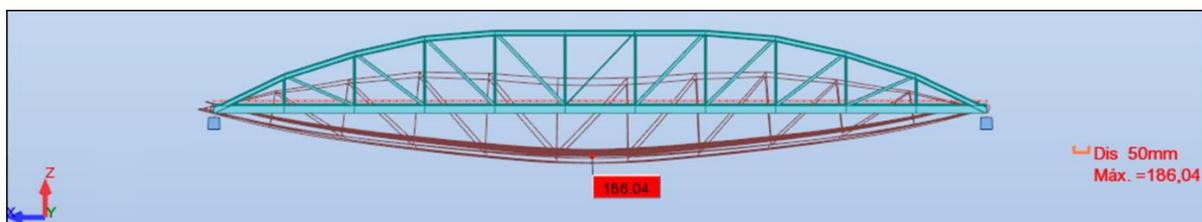


Figura 4. 30- Deformação vertical causada pela combinação mais desfavorável das consideradas no modelo de cálculo.

#### 4.2.2.2. Análise Comparativa com a Alternativa em Uso

A aplicação destes tecidos de CFRP na laje da Ponte de Arcos da Portela permitiu reduzir claramente os esforços transmitidos às carlingas pela laje de BA, nas zonas onde estes foram colocados, e para além disto, verificou-se também a redução da deformação vertical na ponte.

As figuras seguintes servem para demonstrar os resultados obtidos antes e após a consideração do reforço através de do tecido de fibras de carbono e servem também de justificação das conclusões previamente citadas. Os valores apresentados têm como base a combinação de ações referida no subcapítulo anterior.

Começa-se por expor o deslocamento vertical verificado após a consideração do tecido de fibras de carbono. Este deslocamento, verifica-se que é menor ao verificado anteriormente à consideração do reforço, no entanto o seu valor não decresce muito pois este tipo de reforço, quando aplicado por colagem ao betão, numa estrutura em funcionamento misto, acaba por não ter um desempenho muito preponderante na redução da flecha.

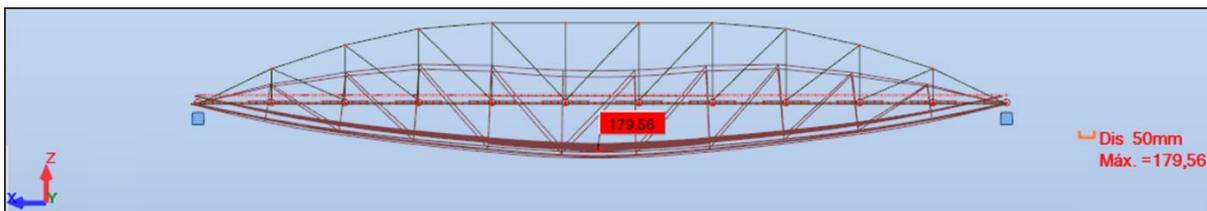


Figura 4. 31- Deformação vertical causada pela combinação mais desfavorável das consideradas no modelo de cálculo após consideração do reforço.

Segue-se então a verificação da redução dos esforços de flexão nas vigas metálicas que suportam o tabuleiro. A redução de momentos fletores nas vigas que se encontram nas zonas onde foi aplicado o reforço (nos 3 tramos centrais) está na ordem dos 50%.

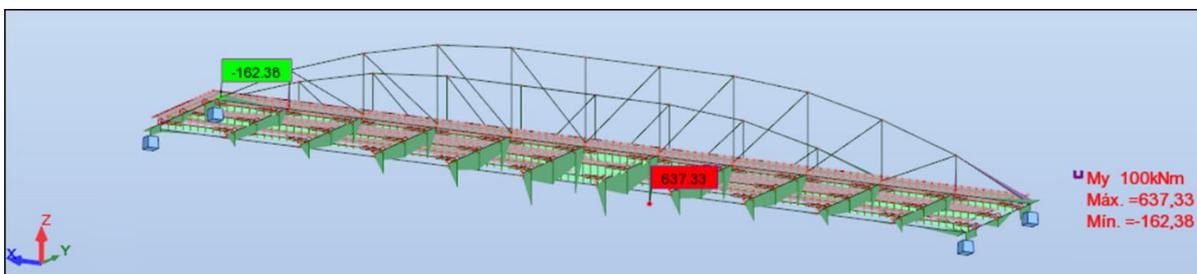


Figura 4. 32- Momentos fletores nas vigas metálicas da infraestrutura antes da consideração do tecido de fibras de carbono nos 3 tramos centrais.

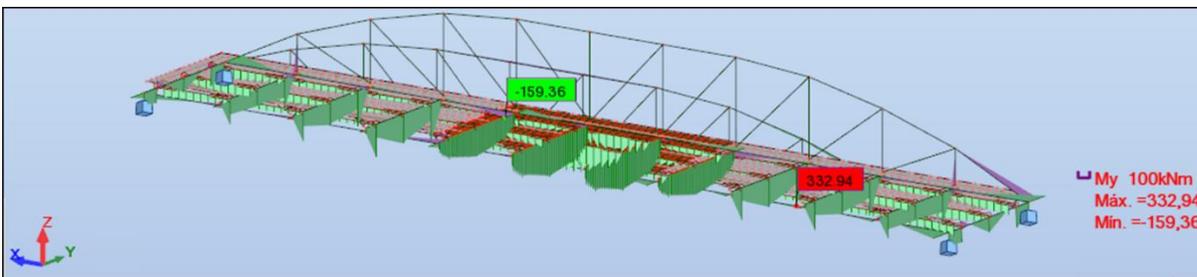


Figura 4. 33- Momentos fletores nas vigas metálicas da infraestrutura após a consideração do tecido de fibras de carbono nos 3 tramos centrais.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 5.1. Conclusões Principais sobre as várias Soluções

Nesta dissertação, tendo como base o estudo e controlo de alternativas de reforço estrutural para a Ponte de Arcos da Portela, caracterizou-se duas soluções alternativas a ser aplicadas à solução atualmente em uso.

Inicialmente foram introduzidos vários métodos de reforço estrutural, dando particular destaque aos dois métodos escolhidos para as soluções de reforço.

A primeira solução, o pré-esforço exterior, permitiu concluir que esta é uma alternativa bastante viável para uma reabilitação estrutural de estruturas deste tipo.

Esta solução de reforço ativo responde com sucesso aos problemas de compressão nos arcos e flexão do tabuleiro, sendo então uma solução a ter em conta em futuras análises de reabilitação e reforço estrutural da Ponte de Arcos da Portela.

Contudo, apesar da viabilidade desta solução, são necessários mais trabalhos no âmbito deste tipo de reforço, principalmente na área de reforço ao corte de elementos estruturais que transmitem os efeitos do pré-esforço exterior à estrutural global.

A segunda solução, o tecido de CFRP, permite-nos verificar que a capacidade resistente da infraestrutura aumenta significativamente, e isto poderá ser um fator importante para que a Ponte de Arcos da Portela pudesse encontrar-se novamente habilitada à passagem de veículos rodoviários, ou seja, passa-se a ser designada como ponte rodoviária, ao invés de pedonal.

Esta solução de reforço passivo não responde com o sucesso pretendido nos valores de deformação vertical da estrutura devido ao facto do tecido de fibras de carbono em estruturas mistas não proporcionar uma redução destes valores nas casas percentuais desejadas.

O aumento de trabalhos no âmbito de ambas as soluções pode e deve levar ao aumento de intervenções destes géneros.

## 5.2. Sugestões para Desenvolvimentos Futuros

O trabalho realizado pretende ser um alargamento dos trabalhos que se têm vindo a desenvolver neste tema geral de reabilitação e reforço estrutural, de modo a poder complementar pesquisas bibliográficas futuras.

Para desenvolvimento futuro, propõe-se o estudo de outros tipos de reforços para este tipo de OA e problemas de funcionamento estruturais apresentados.

As tipologias de reforço adotadas para estudo neste trabalho podem também ser combinadas e estudadas, através do recurso a cabos de pré-esforço de compósitos de fibras de carbono. Esta solução poderia levar à diminuição do número de cabos a ser necessários para diminuição da flecha causada pelas cargas permanentes na ponte.

A solução de alargamento do tabuleiro junta com a adição de elementos estruturais poderia conduzir a gastos económicos elevados, mas traria também a possibilidade de um novo desígnio ao tipo de ponte para a qual a Ponte de Arcos da Portela está a ser utilizada, ou seja, poderia passar a ponte a ser do tipo rodoviária novamente, deixando de ser apenas pedonal.

A substituição de alguns elementos estruturais poderia ser também a resposta necessária para a eliminação dos problemas de compressão nos arcos, tendo obviamente o cuidado de não se prejudicar o funcionamento da estrutura.

Para além destas alternativas adicionais de reforço estrutural, existem inúmeras outras alternativas que podiam ser consideradas e estudadas.

No sentido de desenvolver o estudo de alternativas de reforço estrutural para este tipo de OA sugere-se um maior detalhe na análise de reforços através de matérias com propriedades físicas e mecânicas diferentes dos habituais, como é o caso do tecido de compósitos de polímeros reforçados por fibras de carbono.

## BIBLIOGRAFIA

- Alwash, N. A., & Jaber, M. A. (2014). Behavior of Composite Girders Strengthened By CFRP Products. *International Journal of Science & Technology Research - Volume 3 Issue 10*.
- Appleton, J. (2007). *Curso promovido pela OZ e STAP, Reforço de Estruturas - Modelos de Análise e Dimensionamento*. DECivil - I.S.T., Lisboa.
- Appleton, J. (2011a). A Sustentabilidade nos Projetos de Reabilitação de Edifícios. *Encontro Nacional de Engenharia Civil - ENEC 2011*. Porto.
- Appleton, J. (2011b). Reabilitação e Reforço de Estruturas - Aula 20: Reforço com Pré-Esforço Exterior (Material de Apoio). Lisboa: I.S.T.
- Appleton, J., & Gomes, A. (1997). Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE) nº41*.
- Azevedo, Á. F. (2003). *Método dos Elementos Finitos*. Porto: F.E.U.P.
- Barbosa, B. T. (2014). *Dimensionamento de soluções de vigas pré-esforçadas por pós-tensão, pré-fabricadas e para tabuleiros de pontes e viadutos*. Porto: I.S.E.P.
- Beber, A. J. (2000). Estudo Teórico Experimental de Vigas de Concreto Reforçadas com Tecidos de Fibra de Carbono. *IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*. São Paulo.
- Beber, A. J. (2003). *Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Bettor, M. P. (1999). *Sistema Compósito MBrace*. Lisboa.
- Brewdog@. (22 de Fevereiro de 2013). Steel Beams and Columns. Obtido em 4 de Maio de 2016, de <http://brewdog.myblog.arts.ac.uk/2013/02/22/steel-beams-and-columns/>
- Campos, L. E. (2006). *Técnicas de Recuperação e Reforço Estrutural com Estruturas de Aço*. Rio de Janeiro: Faculdade de Engenharia da U. E. de Rio de Janeiro.
- Carvalho, P. M. (2012). *Reabilitação e Reforço Estrutural da Ponte sobre a Ribeira do Jamor, na EN nº6, ao KM 1+550, com recurso a Compósitos de CFRP*. Porto: F.E.U.P.
- CompositesWorld@. (11 de Novembro de 2014). Carbon Fiber: Key to Cost-conscious Rehab. Obtido em 4 de Maio de 2016, de <http://www.compositesworld.com/articles/carbon-fiber-key-to-cost-conscious-rehab>
- Correia, J. R. (2012). *Utilização de Materiais FRP na Reabilitação e Reforço de Estruturas*. Lisboa: I.S.T.D.E. Civil.
- Costa, A. (2012). *Reforço com Pré-Esforço Exterior*. Lisboa: I. S. T. D. E. Civil.

- Costa, A., Appleton, J., & Figueiredo, M. (2010). Reforço Estrutural do Viaduto sobre o Rio Trancão. *Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2010*. Lisboa.
- Costa, A., Oliveira, C. S., Arêde, A., Varum, H., Costa, A., Rodrigues, H., . . . Furtado, A. (2014). Reforço Estrutural de Edifícios: Casos Concretos e Custos.
- Curty, L. A. (2009). *Estudo Experimental dos Consoles Curtos de Concreto Armado Reforçados com Compósitos de Fibras de Carbono*. Rio de Janeiro: PUC-Rio.
- da Silva, E. A. (2006). *Técnicas de Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto Armado*. São Paulo: Universidade Anhembi Morumbi.
- Daly, A. F., & Witarnawan, I. W. (1997). *Strengthening of Bridges using external post-tensioning*. Seoul: 2nd Conference of Eastern Asia Society for Transportation Studies.
- das Neves, S. P. (2012). *Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*. Lisboa: F. C. T. U. Nova de Lisboa.
- Ferraz, A. M. (2009). *Dimensionamento Ótimo de Pontes Mistas Rodoviárias de Pequeno Vão*. Porto: F.E.U.P.
- Fonseca, J. P. (2010). *Pontes Ferroviárias Mistas Aço-Betão com Tabuleiro em Viga Contínua*. Lisboa: I.S.T.U. Técnica de Lisboa.
- FOSROC, S. B. (s.d.). *Nitowrap Carbon Fibre Sheet*. Malaysia.
- Franco, V. (2012). *Fundamentos do Método dos Elementos Finitos - Conceitos básicos para a utilização do M.E.F. no âmbito de um sistema de CAD/CAE*. Lisboa: E.N.I.D.H.
- Garcia, P. R. (2012). *Análise de Pontes Pedonais em Estrutura Metálica e Mista*. Lisboa: F.C.T.U. Nova de Lisboa.
- Gomes, I. M. (2008). *Pontes Mistas Aço-Betão: Efeito da Retracção no Controlo da Fendilhação da Laje*. Lisboa: I.S.T.U. Técnica de Lisboa.
- ISTDECivil@. (24 de Fevereiro de 2014). Reabilitação e Reforço de Pontes. Lisboa. Obtido em 18 de Abril de 2016
- Klinsky, G. E. (1999). *Uma Contribuição ao Estudo das Pontes em Vigas Mistas*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- LaShomb, S. M., Kou, J.-W., Gant, E. V., & DeWolf, J. T. (1985). *Study of Bridge Vibrations for Connecticut*. Connecticut: University of Connecticut.
- Lopes, E. (2010). Gestion de la Surveillance et Entretien des Ouvrages d'Art - Estradas de Portugal, S.A. Colóquio "Le Pont". Centro de Congressos "Diagora à Labège", Toulouse.
- Lotti, R. S., Machado, A. W., Mazzeiro, Ê. T., & Júnior, J. L. (2006). Aplicabilidade científica do método dos elementos finitos. *R. Dental Press. Ortdon. Ortop. Facial*.
- Lourenço, P. B. (2014). *Reabilitação de edifícios de alvenaria e adobe*. Lisboa: DECivil - I.S.T.
- Machado, A. d. (2007). *Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com fibras de carbono*. São Paulo: Viapol.

- Melo, L. G., & Reis, A. J. (2003). Ponte Metálica de Vila Real, sobre o Rio Corgo - Reabilitação e Reforço. *IV Congresso de Construção Metálica e Mista*, (p. 10). Lisboa.
- Obaidt, Y. (2007). *Retrofitting of reinforced concrete beams using composites laminates*. Jordan University of Science and Technology.
- Oliveira, C. B., & Calixto, J. M. (2014). Análise da Eficácia de Métodos de Reforço em Ponte Rodoviária de Concreto Armado - Estudo de Caso. *VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*, (p. 10). Rio de Janeiro.
- Pereira, R. D. (2007). *Reabilitação de Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos*. São Paulo: Universidade Anhembi Morumbi.
- Preto, P. D. (2014). *Aplicação de Pré-Esforço Exterior como Técnica de Reforço de Estruturas de Betão*. Lisboa: I.S.T. Lisboa.
- Rigueiro, C., Rebelo, C., Simões, R., & Gonçalves, F. (2011). *Caracterização Modal da Ponte de Odemira*. Castelo Branco: ISISE.
- Santos, N. E. (1998). *Conservação e Reabilitação de Pontes Metálicas*. Porto: F.E.U.P.
- Suntharavadivel, T. G., & Aravinthan, T. (2005). *Overview of External Post-Tensioning in Bridges*. Toowoomba QLD: Faculty of Engineering & Surveying of University of Southern Queensland.
- TalProjecto@. (2010). Recuperação e Reforço de Estruturas. Lisboa. Obtido em 13 de Abril de 2016, de Tal Projecto: <http://www.talprojecto.pt/recup.html>
- Tejedor, C. M. (2013). *Patologias, Recuperações e Reforço com Protensão Externa em Estruturas de Pontes*. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Vitório, J. A., & Barros, R. M. (2012). Métodos Mais Utilizados para Alargamento e Reforço de Obras de Arte Especiais no Brasil. *Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012*. Porto.