



Rui Manuel Rodrigues Pinheiro

Análise não linear 3D do  
Viaduto Misto sobre o rio Sousa

Universidade do Minho  
Escola de Engenharia







Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Rui Manuel Rodrigues Pinheiro

Análise não linear 3D do  
Viaduto Misto sobre o rio Sousa

Tese de Mestrado  
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao  
Grau de Mestre em Engenharia Civil  
Projeto de Estruturas e Geotecnia

Trabalho efetuado sob a orientação do  
Professor Doutor José António Campos e Matos

## AGRADECIMENTOS

---

A realização desta dissertação apenas foi possível devido à contribuição de inúmeras pessoas com quem tenho interagido ao longo da minha vida escolar e pessoal, expressando, desde já, os meus sinceros agradecimentos a todas.

Em especial agradeço ao meu orientador, Professor José António Campos e Matos, pelos diversos conselhos e orientações incansáveis, pela confiança depositada e por tudo quanto aprendi.

À *Cervenka Consulting*, por parte dos excelentíssimos senhores Dobromil e Zdenek que disponibilizaram muito do seu tempo para ajudar na resolução de diversos problemas com o modelo relativo ao ATENA<sup>®</sup>.

Ao professor Marco Alves, pela disponibilidade e sacrifício de me ajudar na parte escrita da tese.

A todos os meus amigos que sempre me apoiaram e que, de alguma forma, levantaram a minha autoestima para poder continuar em frente.

A toda a minha família, em especial aos meus pais e à minha irmã, por tudo o que me proporcionaram ao longo da minha vida académica, prometo recompensar.

Não poderia deixar de expressar o meu maior agradecimento e homenagem ao meu irmão José Domingos e o meu cunhado Narciso Daniel, falecidos durante a minha vida académica. A eles agradeço tudo que me proporcionaram e lhes dedico o resultado deste trabalho. Seguirei sempre os seus ideais.



## RESUMO

---

Com o avanço tecnológico e uma crescente aplicação da tipologia de estruturas mistas às obras de arte (pontes e viadutos), tornou-se necessário o desenvolvimento de métodos de análise mais eficazes. Estes simulam a interação entre os diferentes materiais e aproximamos resultados obtidos ao comportamento real da estrutura. Para tal existem ferramentas que, com o apoio dos dados provenientes dos diversos sistemas de observação, permitem a obtenção de uma imagem “real” das estruturas em análise.

A presente dissertação assenta na utilização do *software* de análise não linear ATENA<sup>®</sup>, para modelação e análise tridimensional do viaduto misto sobre o rio Sousa localizado na A43.

De forma a facilitar a modelação e posterior análise dos resultados obtidos através do modelo tridimensional, foram utilizados estudos já realizados à estrutura, nomeadamente, o ensaio de carga e o modelo bidimensional, servindo posteriormente para comparação aos resultados obtidos.

Como principais objetivos, pretendeu-se alcançar a modelação integral de um dos tabuleiros, extraíndo os principais resultados, nomeadamente, as extensões normais, as tensões tangenciais, os deslocamentos máximos, a carga de colapso e a posição mais desfavorável dos veículos.

Foi ainda simulada a influência dos esforços de torção, aproveitando uma das potencialidades dos modelos tridimensionais em relação aos bidimensionais. No caso em estudo, este efeito foi simulado utilizando alguns casos de carga realizados no ensaio de carga.

Perante o modelo apresentado, foram verificados resultados que não correspondem ao real comportamento da estrutura. Em causa, está sobretudo o efeito da excessiva rigidez aplicada a determinados elementos constituintes do modelo realizado.



## ABSTRACT

---

With the technological advancements in construction, the application of composite steel-concrete structures in civil engineering, namely in bridges and viaducts, increased considerably. Therefore, it became necessary to develop more efficient methods of analysis that simulate not only the material behaviour but also the interaction between them. With these methods it will become possible to numerically represent the real structural behaviour.

The software ATENA® is a nonlinear structural analysis software that incorporates these kind of interface models. In this thesis it will be used this software to model the composite steel-concrete Sousa river viaduct, located in A43 highway, Portugal. It will be developed a 3D model. In order to validate the developed numerical model, it will be used obtained data from developed load test as well as the results from a 2D model, developed in the same software ATENA®. Once the model is developed and calibrated, it is intended to process all obtained results, mainly, overall deformation, maximum displacements, strengths and strains in all directions.

One of the objectives of this thesis is to identify the most unfavourable position of vehicles from those used in load test. Other objective is to obtain the collapse load as well as the related mechanism. It will be studied both 2D and 3D load cases, namely, in this latter situation, to take into account the torsional effects. The developed 3D model revealed a higher stiffness, when compared to load test and 2D model results. This fact is essentially due to used finite element mesh which should be refined in some locations. However, it is verified that refinement will lead to a high computational cost which is also unacceptable. As future developments it is so intended to develop a numerical model that would provide good results and with a satisfactory computational cost.



---

**ÍNDICE DE TEXTO**

---

Agradecimentos .....	iii
Resumo .....	v
Abstract.....	vii
Índice De Texto .....	ix
Índice De Figuras .....	xi
Índice De Tabelas .....	xvii
1º Capítulo .....	1
Introdução, Enquadramento e Objetivos .....	1
1.1 Apresentação do Trabalho e seus Objetivos .....	1
1.2 Organização da Tese .....	3
2º Capítulo .....	5
Estado Da Arte .....	5
2.1 Evolução histórica das pontes e viadutos .....	5
2.2 Estruturas mistas .....	7
2.2.1 Comportamento estrutural.....	7
2.2.2 Elementos de estruturas mistas .....	9
2.2.3 Aplicação de Estruturas Mistas .....	11
2.3 Pontes Mistas.....	12
2.3.1 Tipologias de Pontes Mistas.....	12
2.3.2 Vantagens e Desvantagens de Pontes e Viadutos Mistos .....	19
3º Capítulo .....	21
Viaduto Sobre o Rio Sousa .....	21
3.1 Descrição Geral .....	21
3.2 Ensaio de Carga.....	26
3.2.1 Deslocamento máximo do viaduto.....	28
3.2.2 Comportamento da estrutura sob o efeito de torção.....	31

4º Capítulo.....	35
Modelação.....	35
4.1 ATENA® Engineering .....	35
4.1.1 ATENA® - Programa de análise não linear de estruturas .....	38
4.1.2 Formulações gerais de um problema no <i>software</i> ATENA®.....	39
4.2 ATENA® Win e Studio.....	40
4.3 Modelo 2D .....	42
4.4 Modelo 3D .....	44
4.4.1 Dados gerais.....	45
4.4.2 Materiais .....	48
4.4.3 Contatos / Interface.....	50
4.4.4 Apoios.....	53
4.4.5 Malha .....	53
4.4.6 Cargas .....	55
5º Capítulo.....	59
Interpretação dos Resultados .....	59
5.1 Calibração do modelo .....	59
5.2 Torção .....	71
5.3 Carga de Rotura .....	74
6º Capítulo.....	79
Conclusões e Desenvolvimentos Futuros .....	79
6.1 Conclusões.....	79
6.2 Desenvolvimentos Futuros .....	80

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

<b>Figura 2.1</b> – Ponte “Sant’Ângelo” (134 d.C.), em alvenaria de pedra [1].	5
<b>Figura 2.2</b> – Ponte “Old Sixth Street”, em madeira [2].	5
<b>Figura 2.3</b> – Ponte da Arrábida, Porto, em arco, construída em betão armado pré-esforçado [3].	6
<b>Figura 2.4</b> – Ponte D. Luís I, Porto, em estrutura metálica [4].	6
<b>Figura 2.5</b> – Ponte 25 de Abril, suspensa, em Lisboa. [5].	6
<b>Figura 2.6</b> – Ponte Vasco da Gama, atirantada e porticada, em Lisboa [6].	6
<b>Figura 2.7</b> – Ponte atirantada “Octávio Frias de Oliveira” [8].	7
<b>Figura 2.8</b> – Ponte “JUSCELINO KUBITSCHEK”, atirantada com arco [6].	7
<b>Figura 2.9</b> – Deformada das secções conforme a interação entre a laje e a viga [9].	7
<b>Figura 2.10</b> – Forças internas numa estrutura mista dependendo da interação [9].	8
<b>Figura 2.11</b> – Conectores metálicos tipo “headed stud” [10].	8
<b>Figura 2.12</b> – Vigas mistas [11].	9
<b>Figura 2.13</b> – Laje mista [12].	10
<b>Figura 2.14</b> – Pilares mistos [11].	10
<b>Figura 2.15</b> – Ponte mista [13].	11
<b>Figura 2.16</b> – Edifício em estrutura mista [13].	11
<b>Figura 2.17</b> – Tipologias de pontes segundo seu sistema estrutural [15].	12
<b>Figura 2.18</b> – Solução de viga dupla [16].	14
<b>Figura 2.19</b> – Evolução do contraventamento transversal, em secções de viga dupla [11].	14
<b>Figura 2.20</b> – Solução de viga múltipla [11].	15

<b>Figura 2.21</b> – Secção transversal de soluções do tipo viga múltipla [11].	16
<b>Figura 2.22</b> – Pontes mistas com, a) viga dupla e b) Múltiplas vigas [13].	16
<b>Figura 2.23</b> – Secção transversal em caixão [17].	17
<b>Figura 2.24</b> – Ponte com secção em caixão [18].	17
<b>Figura 2.25</b> – Exemplos de pontes e viadutos mistos.	18
<b>Figura 3.1</b> – Corte longitudinal, viaduto sobre o rio Sousa [20].	21
<b>Figura 3.2</b> – Corte transversal na zona de meio vão [20].	22
<b>Figura 3.3</b> – Corte transversal nas zonas de apoio com os pilares [20].	23
<b>Figura 3.4</b> – Corte transversal nas zonas dos encontros [20].	23
<b>Figura 3.5</b> – Fases de construção [20].	24
<b>Figura 3.6</b> – Viaduto sobre o rio Sousa.	25
<b>Figura 3.7</b> – Plano horizontal do sistema de aquisição de dados [21].	26
<b>Figura 3.8</b> – Veículo de quatro eixos utilizado no ensaio [21].	27
<b>Figura 3.9</b> – Distância (m), a) entre veículos, b) no tabuleiro. [21].	28
<b>Figura 3.10</b> – Caso de carga 1 (LC1) [21].	29
<b>Figura 3.11</b> – Caso de carga 2 (LC2) [21].	29
<b>Figura 3.12</b> – Caso de carga 3 (LC3) [21].	29
<b>Figura 3.13</b> – Ensaio de Carga, a) vista transversal b) vista geral. [21].	30
<b>Figura 3.14</b> – 1º Caso de carga de torção (LCT1) [21].	31
<b>Figura 3.15</b> – 2º Caso de carga de torção (LCT2) [21].	31
<b>Figura 3.16</b> – 3º Caso de carga de torção (LCT3) [21].	32
<b>Figura 3.17</b> – 4º Caso de carga de torção (LCT4) [21].	32

<b>Figura 3.18</b> – Gráfico de comparação dos deslocamentos obtidos no ensaio de carga.....	33
<b>Figura 4.1</b> – Lei da Tensão / Extensão para o betão.....	36
<b>Figura 4.2</b> – Lei da falha biaxial para o betão. ....	36
<b>Figura 4.3</b> – Lei da Tensão / Extensão para as chapas de aço.....	36
<b>Figura 4.4</b> – Lei da falha biaxial para as chapas de aço. ....	36
<b>Figura 4.5</b> – Lei da Tensão / Extensão para o aço de reforço. ....	36
<b>Figura 4.6</b> – Lei da Tensão / Extensão para os elementos de suporte e betuminoso.....	36
<b>Figura 4.7</b> – Lei da Tensão / Extensão para apoios moveis (molas). ....	36
<b>Figura 4.8</b> – Lei da interface: <b>a)</b> tensões normais e de corte, <b>b)</b> tensões de corte e de deslizamento, <b>c)</b> Tensões normais e de tração.....	37
<b>Figura 4.9</b> – Exemplos do ATENA <sup>®</sup> , interface gráfica [23]. ....	37
<b>Figura 4.10</b> – ATENA <sup>®</sup> , resultados pós-processamento [23]. ....	38
<b>Figura 4.11</b> – Movimento do corpo da estrutura no sistema de coordenadas cartesianas.....	39
<b>Figura 4.12</b> – Interface gráfica ATENA <sup>®</sup> Studio. ....	41
<b>Figura 4.13</b> – Interface gráfica ATENA <sup>®</sup> Win.....	41
<b>Figura 4.14</b> – Modelo bidimensional em ATENA <sup>®</sup> 2D [26].....	42
<b>Figura 4.15</b> – Interface do pós-processamento dos resultados em ATENA <sup>®</sup> 2D [26]. ....	43
<b>Figura 4.16</b> – Modelo do tabuleiro do viaduto sobre o rio Sousa em ATENA <sup>®</sup> 3D. ....	44
<b>Figura 4.17</b> – Modelo da parte metálica do tabuleiro do viaduto sobre o rio Sousa em ATENA <sup>®</sup> 3D.....	45
<b>Figura 4.18</b> – <b>a)</b> Informação geral de análise. <b>b)</b> Dados de entrada [27]. ....	45
<b>Figura 4.19</b> – Tipos de macroelementos [27].....	46
<b>Figura 4.20</b> – Pormenor de contactos realizados pelos macroelementos. ....	47

<b>Figura 4.21</b> – Pormenor da modelação das armaduras. ....	47
<b>Figura 4.22</b> – Distribuição de conetores no banzo superior da longarina e transversinas. ....	50
<b>Figura 4.23</b> – Apoios na zona dos encontros e pilares. ....	53
<b>Figura 4.24</b> – Exemplo da modelação da malha. ....	54
<b>Figura 4.25</b> – Exemplo da modelação da malha. ....	54
<b>Figura 4.26</b> – Distribuição das cargas relativas ao peso dos veículos. ....	55
<b>Figura 4.27</b> – Exemplo da modelação das cargas para LC1. ....	56
<b>Figura 4.28</b> – Exemplo da modelação dos pontos de monitorização. ....	57
<b>Figura 5.1</b> – Deformada para o peso próprio da estrutura. ....	60
<b>Figura 5.2</b> – Extensões normais para o peso próprio da estrutura. ....	61
<b>Figura 5.3</b> – Tensões tangenciais na interface das longarinas para o peso próprio da estrutura. ....	61
<b>Figura 5.4</b> – Tensões tangenciais na interface da transversina para o peso próprio da estrutura. ....	62
<b>Figura 5.5</b> – Deformada para o caso de carga 1 (LC1). ....	62
<b>Figura 5.6</b> – Extensões normais para o caso de carga 1 (LC1). ....	63
<b>Figura 5.7</b> – Tensões tangenciais na interface das longarinas para o caso de carga 1 (LC1). ....	64
<b>Figura 5.8</b> – Tensões tangenciais na interface da transversina para o caso de carga 1 (LC1). ....	64
<b>Figura 5.9</b> – Deformada para o caso de carga 2 (LC2). ....	65
<b>Figura 5.10</b> – Extensões normais para o caso de carga 2 (LC2). ....	65
<b>Figura 5.11</b> – Tensões tangenciais na interface das longarinas para o caso de carga 2 (LC2). ....	66

---

<b>Figura 5.12</b> – Tensões tangenciais na interface da transversina para o caso de carga 2 (LC2). .....	66
<b>Figura 5.13</b> – Deformada para o caso de carga 3 (LC3). .....	67
<b>Figura 5.14</b> – Extensões normais para o caso de carga 3 (LC3). .....	68
<b>Figura 5.15</b> – Tensões longitudinais na interface das longarinas para o caso de carga 3 (LC3). .....	68
<b>Figura 5.16</b> – Tensões tangenciais na interface da transversina para o caso de carga 3 (LC3). .....	69
<b>Figura 5.17</b> – Gráficos dos deslocamentos verticais: (a) Modelo 3D; (b) Ensaio de carga. ...	70
<b>Figura 5.18</b> – Deformada de estrutura para o 1º caso de carga de torção (LCT1). .....	71
<b>Figura 5.19</b> – Deformada de estrutura para o 2º caso de carga de torção (LCT2). .....	72
<b>Figura 5.20</b> – Deformada de estrutura para o 3º caso de carga de torção (LCT3). .....	72
<b>Figura 5.21</b> – Deformada de estrutura para o 4º caso de carga de torção (LCT4). .....	72
<b>Figura 5.22</b> – Gráfico de comparação dos deslocamentos verticais obtidos no modelo 3D...73	
<b>Figura 5.23</b> – Gráficos dos deslocamentos verticais para os casos de torção: (a) Modelo 3D; (b) Ensaio de carga. ....	74
<b>Figura 5.24</b> – Extensões normais ( <i>step</i> 7) (LC1*).....	75
<b>Figura 5.25</b> – Extensões tangenciais máximas nas interfaces ( <i>step</i> 7) (LC1*).....	75
<b>Figura 5.26</b> – Extensões normais ( <i>step</i> 46) (LC2*).....	76
<b>Figura 5.27</b> – Extensões tangenciais máximas nas interfaces ( <i>step</i> 46) (LC2*).....	76
<b>Figura 5.28</b> – Extensões normais ( <i>step</i> 47) (LC3*).....	77
<b>Figura 5.29</b> – Extensões tangenciais máximas nas interfaces ( <i>step</i> 47) (LC3*).....	78



---

**ÍNDICE DE TABELAS**

---

<b>Tabela 3.1</b> – Veículos de quatro eixos utilizados no ensaio [21]. .....	27
<b>Tabela 3.2</b> – Principais resultados esperados [21]. .....	28
<b>Tabela 3.3</b> – Deslocamentos verticais registados [21]. .....	30
<b>Tabela 3.4</b> – Deslocamentos verticais registados para os casos de carga de torção [21]. .....	32
<b>Tabela 4.1</b> – Deslocamentos verticais com apresentação do erro relativamente ao ensaio de carga [26]. .....	42
<b>Tabela 4.2</b> – Propriedades dos elementos de betão pré-fabricado. ....	48
<b>Tabela 4.3</b> – Propriedades do aço de reforço. ....	48
<b>Tabela 4.4</b> – Propriedades das chapas de aço. ....	49
<b>Tabela 4.5</b> – Propriedades dos conetores metálicos S235 J2 G3 + C450. ....	49
<b>Tabela 4.6</b> – Distribuição do tipo de interface no banzo superior das longarinas. ....	51
<b>Tabela 4.7</b> – Propriedades das interfaces. ....	52
<b>Tabela 4.8</b> – Propriedades das molas [26]. ....	53
<b>Tabela 4.9</b> – Distribuição das cargas pontuais produzidas pelos veículos. ....	56
<b>Tabela 5.1</b> – Parâmetros do método Newton-Raphson. ....	59
<b>Tabela 5.2</b> – Valores absolutos dos deslocamentos verticais. ....	69
<b>Tabela 5.3</b> – Deslocamentos verticais após a deformação inicial. ....	70
<b>Tabela 5.4</b> – Valores absolutos dos deslocamentos verticais para os casos de carga de torção. ....	71
<b>Tabela 5.5</b> – Deslocamentos verticais após a deformação inicial para os casos de carga de torção. ....	73



# 1º CAPÍTULO

---

## INTRODUÇÃO, ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS

### 1.1 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO E SEUS OBJETIVOS

A presente dissertação consiste na utilização do programa de análise não linear ATENA<sup>®</sup> 3D com o objetivo de analisar o modelo tridimensional do viaduto misto sobre o rio Sousa, localizado na A43, que realiza a ligação entre Gondomar e Aguiar de Sousa (IC24).

O viaduto sobre o rio Sousa é uma estrutura mista aço-betão, constituído por um vão tipo de 44 metros e extensão total de 202 metros. Este apresenta uma secção transversal constituída por viga dupla (perfil metálico) e tabuleiro em betão armado de 13.1 metros de largura com 2 metros de altura. A conexão entre as duas peças, realizadas com materiais distintos, é conseguida por aplicação de conetores metálicos soldados ao perfil metálico.

A respetiva estrutura já se encontra executada e em funcionamento tendo sido, em fase de receção, submetida a um ensaio de carga. A análise do seu comportamento baseou-se no relatório do ensaio de carga, que contemplou registos dos deslocamentos obtidos e da medição do peso por eixo de cada veículo. Para a conceção do presente trabalho, foi utilizado como base, um modelo já realizado em regime elástico num programa de análise estrutural.

Para uma análise mais detalhada do comportamento da estrutura até à rutura, foi ainda desenvolvido um modelo bidimensional (2D) no *software* de análise não linear (ATENA<sup>®</sup>) que apresentava contudo algumas limitações, pois não permitia contemplar todos os casos de carga, tais como, aqueles associados aos efeitos de torção.

O presente trabalho de investigação resulta na elaboração de um modelo tridimensional (3D) para o respetivo viaduto, através do *software* de análise não linear (ATENA<sup>®</sup>), tendo em consideração os resultados obtidos em anteriores análises. O modelo contemplou todos os elementos constituintes do tabuleiro, e efetuou-se uma simples modelação das suas condições de apoio. Contudo, estava em aberto a possibilidade de modelar os pilares de apoio, que fazem a ligação entre o tabuleiro e as fundações.

O modelo foi, numa primeira fase, validado com os resultados obtidos no ensaio de carga, sendo que a análise pretendeu simular todos os casos de carga e daí retirar também a posição mais desfavorável dos veículos para o viaduto. Posteriormente aumentou-se a carga aplicada até à rutura da estrutura. Deste modo, foi possível obter a carga de rutura do viaduto para cada caso de carga. A carga de colapso da estrutura considerada foi a menor de todas as cargas anteriormente obtidas sendo, o caso de carga associado, aquele mais crítico.

Devido ao recente aparecimento no mercado do ATENA<sup>®</sup> e à escassa modelação tridimensional de estruturas mistas para a análise não linear, torna a presente dissertação um papel inovador, não só na avaliação dos resultados, para este tipo de estrutura, como também na avaliação e desempenho do referido programa.

## **1.2 ORGANIZAÇÃO DA TESE**

A presente dissertação está dividida em seis capítulos, apresentando-se, de uma forma sumária, o conteúdo de cada um deles.

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução à temática da análise não linear em 3D do viaduto sobre o rio Sousa, descrevendo os principais objetivos da tese e sua organização.

Com o capítulo 2 pretendeu-se introduzir alguns conceitos gerais sobre o estado da arte de pontes mistas, particularmente no que diz respeito à sua evolução histórica, ao comportamento estrutural, aos principais elementos estruturais, bem como, às diversas aplicações, às diversas tipologias e a algumas vantagens e desvantagens para as mesmas.

No capítulo 3, é possível ser consultada a descrição total do ensaio de carga, sendo descrito igualmente as características principais do viaduto sobre o rio Sousa.

O capítulo 4 apresenta o programa de modelação e cálculo ATENA<sup>®</sup>, bem como a descrição dos modelos 2D e 3D realizados com o mesmo programa, sendo apresentado de forma mais detalhada, o modelo tridimensional, devido à importância em estudo.

O capítulo 5 demonstra a análise feita ao modelo tridimensional em termos de tensões, extensões e deslocamentos para as diversas secções críticas. Contendo, ainda, algumas considerações gerais relativas ao posicionamento mais desfavorável dos veículos para o viaduto e sobre a fiabilidade dos resultados, análises do comportamento da estrutura quando sujeita a esforços de torção e a obtenção da carga de rutura.

No capítulo 6, são tecidas algumas considerações gerais sobre a tese, destacando-se os principais aspetos do trabalho, propondo-se também a possibilidade de desenvolvimentos futuros.



## 2º CAPÍTULO

---

### ESTADO DA ARTE

#### 2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS PONTES E VIADUTOS

Desde sempre, houve a necessidade da existência de vias de comunicação entre as comunidades vizinhas, necessárias para o seu desenvolvimento. A existência de rios e vales, entre as populações, constituíam os principais obstáculos de maior dificuldade a vencer. A solução criada para satisfazer tais dificuldades, foi a criação de pontes e posteriormente os viadutos. As figuras 2.1 e 2.2 ilustram duas das primeiras tipologias de pontes.



**Figura 2.1** – Ponte “Sant’Ângelo” (134 d.C.), em alvenaria de pedra [1].



**Figura 2.2** – Ponte “Old Sixth Street”, em madeira [2].

As primeiras pontes foram realizadas em alvenaria de pedra (figura 2.1) e, posteriormente, em madeira (figura 2.2). Com a revolução industrial, deu-se o aparecimento das pontes com estruturas metálicas e aço estrutural (figura 2.4 e 2.5). As pontes em betão armado surgem na primeira década do século XX, com posterior aplicação de pré-esforço, que possibilitou construções de pontes e viadutos de grande envergadura que se revelaram de grande importância para a população que as servem (figura 2.3 e 2.6).



**Figura 2.3** – Ponte da Arrábida, Porto, em arco, construída em betão armado pré-esforçado [3].



**Figura 2.4** – Ponte D. Luís I, Porto, em estrutura metálica [4].



**Figura 2.5** – Ponte 25 de Abril, suspensa, em Lisboa. [5]



**Figura 2.6** – Ponte Vasco da Gama, atirantada e porticada, em Lisboa [6].

Na época, era espetável que a construção de pontes tivesse atingido o seu limite, mas a história tem demonstrado uma outra realidade. Com o aparecimento de novos materiais, novas técnicas de construção e análises computacionais de pontes e viadutos, foi possível a execução de estruturas mais esbeltas.

O recurso a programas computacionais permite, hoje em dia, ao engenheiro ter maior poder de análise e decisão, diminuindo substancialmente o tempo de cálculo e análise deste tipo de estruturas, permitindo assim, que estas sejam analisadas com maior rigor e sensibilidade, com vista à obtenção do ótimo desempenho da estrutura [7].

As duas figuras seguintes realçam a tendência das novas construções de pontes e as inovadoras configurações geométricas.



**Figura 2.7** – Ponte atirantada “Octávio Frias de Oliveiras” [8].



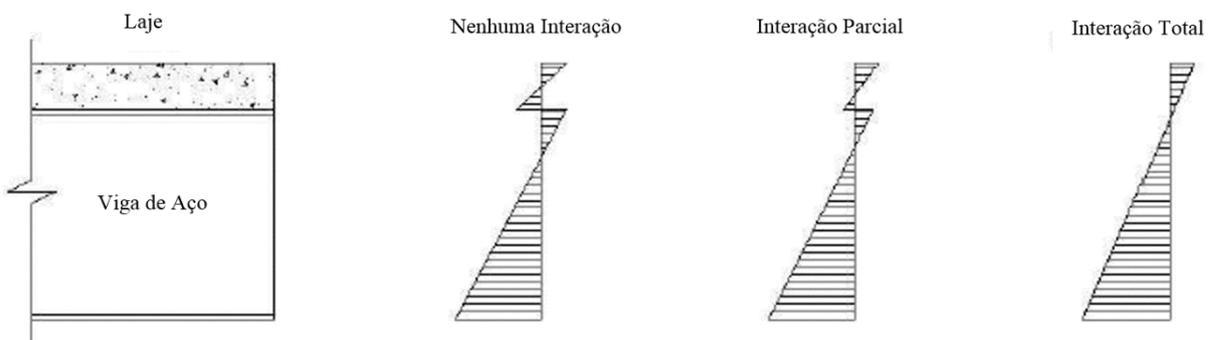
**Figura 2.8** – Ponte “JUSCELINO KUBITSCHEK”, atirantada com arco [6].

## 2.2 ESTRUTURAS MISTAS

### 2.2.1 Comportamento estrutural

Uma das principais preocupações, quando se projeta uma estrutura mista, é o grau de interação entre dois materiais, que difere no tipo de absorção dos esforços. O grau de interação pode ser classificado como: nenhuma interação, interação parcial e interação total (figura 2.1).

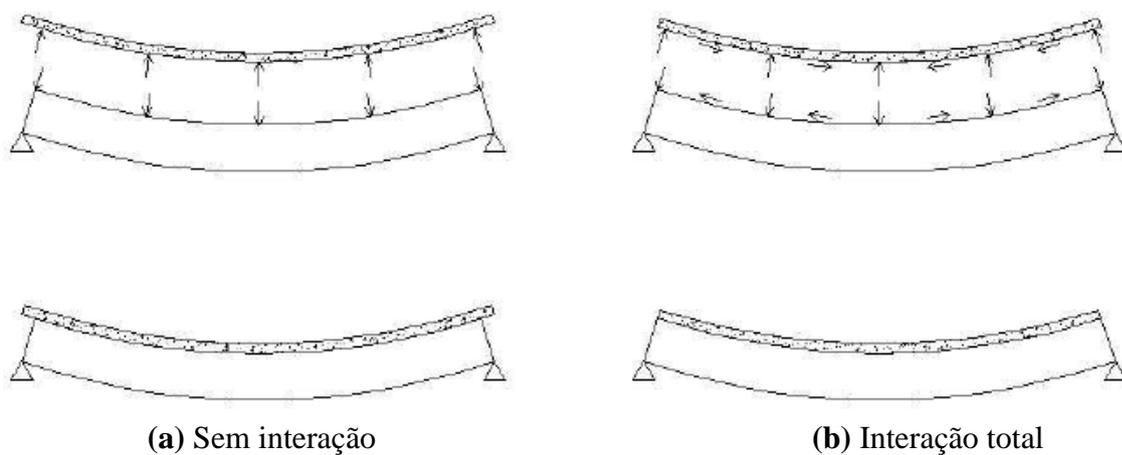
Analisando a figura 2.9 é possível deduzir que uma estrutura mista, sujeita a uma conexão total, tem melhor desempenho do que as restantes, uma vez que só existirão trações no perfil metálico e compressões na laje de betão.



**Figura 2.9** – Deformada das secções conforme a interação entre a laje e a viga [9].

A desigualdade é traduzida em deslocamentos relativos entre os dois materiais, que serão tanto maiores quanto menor o grau de interação, como pode ser verificado na figura 2.10(a).

Para que a interação entre os dois materiais seja total, com uma consequente deformação conjunta, terá de se proceder à colocação de conectores entre os dois materiais para a absorção dos esforços de corte na interface [10], como é possível verificar na figura 2.10 (b).



**Figura 2.10** – Forças internas numa estrutura mista dependendo da interação [9].

Como referido anteriormente, para a obtenção de uma conexão total é necessário recorrer a conectores metálicos, que são soldados ao banzo superior em contato com a laje de betão. A quantidade de conectores a colocar numa determinada viga será tanto maior, quanto necessário, para que assim se consiga atingir a conexão desejada entre os dois materiais. Os conectores mais comuns são os de tipo perno com cabeça “*headed stud*” [10], como representado na figura 2.11.



**Figura 2.11** – Conectores metálicos tipo “headed stud” [10].

## 2.2.2 Elementos de estruturas mistas

As secções transversais de estruturas mistas aço/betão são constituídas por elementos de aço estrutural (perfis, treliças ou secções em caixão), ligadas aos elementos de betão armado, funcionando como um único elemento. Este tipo de solução é atualmente aplicado a qualquer elemento estrutural como vigas, lajes ou pilares. São descritas seguidamente, algumas das principais características dos três elementos referidos anteriormente.

### Vigas mistas

As vigas mistas são constituídas inferiormente por perfis metálicos que podem ser laminados ou reconstituídos soldados, ou então treliças, ou secções em caixão e superiormente por uma laje de betão armado ou mista com chapa colaborante. A laje pode ser betonada *in situ* ou pré-fabricada. Neste segundo caso, as zonas onde se encontram os conectores de ligação terão de ser betonadas *in situ*, de forma a garantir a continuidade entre os diferentes materiais [11]. Alguns exemplos de vigas mistas são ilustrados na figura 2.12.

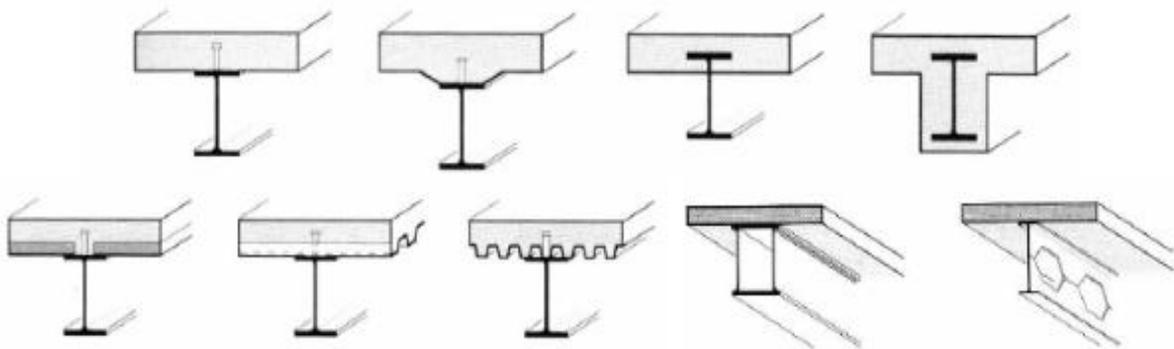
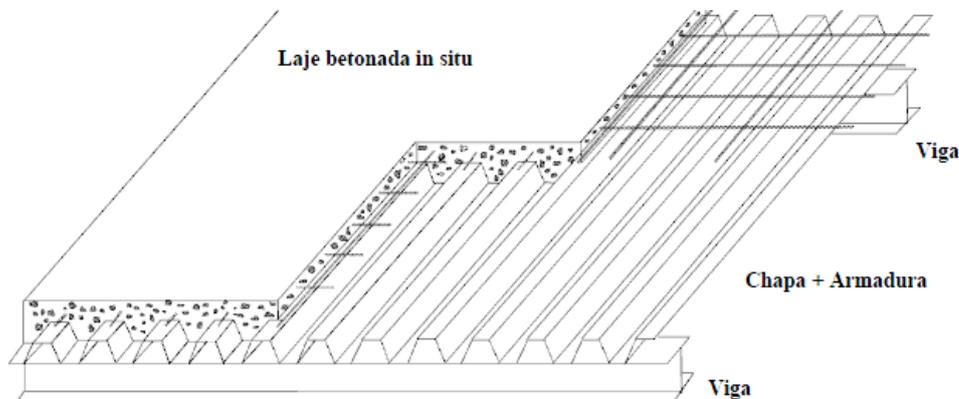


Figura 2.12 – Vigas mistas [11].

### Lajes mistas

As lajes mistas são, cada vez mais, utilizadas na construção de edifícios, devido à rapidez de execução e à diminuição do peso próprio do elemento, bem como pelo facto de fornecerem uma plataforma de trabalho segura, com redução dos escoramentos. Após o endurecimento da laje de betão, esta funciona como um elemento misto, em que a transferência de esforços é garantida através das nervuras e da configuração transversal da chapa perfilada. A chapa é dimensionada, inicialmente, para servir de cofragem e,

posteriormente, à betonagem, servindo de armadura inferior da laje [11]. Está ilustrado na figura 2.13 um exemplo de uma laje mista.



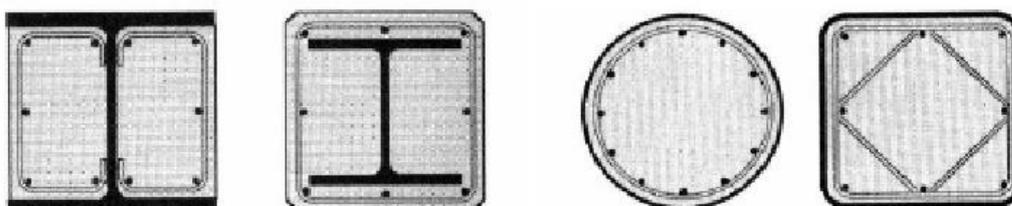
**Figura 2.13** – Laje mista [12].

### **Pilares mistos**

Os pilares mistos encontram-se divididos em dois grupos. Esta divisão depende da posição que o betão ocupa em relação ao aço (figura 2.14).

Os pilares com secção metálica aparente e preenchida por betão são, normalmente, formados por perfis metálicos tubulares circulares ou quadrados. Estes apresentam como vantagens a ausência de cofragem na execução e conferem cintagem ao betão, obtendo uma maior resistência a esforços de compressão.

No segundo grupo, estão incorporados os pilares com secção parcialmente ou totalmente embebidas em betão. Estes pilares são, normalmente, formados por perfis laminados em que parte ou toda a superfície é envolvida em betão. Quando comparados ao primeiro grupo, estes apresentam uma maior resistência ao fogo e, quando comparados a pilares de betão armado, apresentam maior resistência à compressão, entre outras vantagens [11].



**Figura 2.14** – Pilares mistos [11].

### 2.2.3 Aplicação de Estruturas Mistas

A utilização de estruturas mistas nas diferentes tipologias (vigas mistas, lajes mistas e pilares mistos) tem vindo a aumentar sobretudo devido ao baixo custo (quando comparado com os métodos tradicionais), ao desenvolvimento de regulamentos aplicados a este tipo de construção e à evolução dos processos construtivos. Nos dias correntes, estas apresentam uma parcela considerável da construção em muitos países, com aplicação em diversas estruturas como: edifícios de carater comercial, edifícios de indústria, edifícios de escritórios, edifícios de habitação, parques de estacionamento, pontes, hospitais, etc. Tal como é ilustrados nas figuras 2.15 e 2.16.



**Figura 2.15** – Ponte mista [13].



**Figura 2.16** – Edifício em estrutura mista [13].

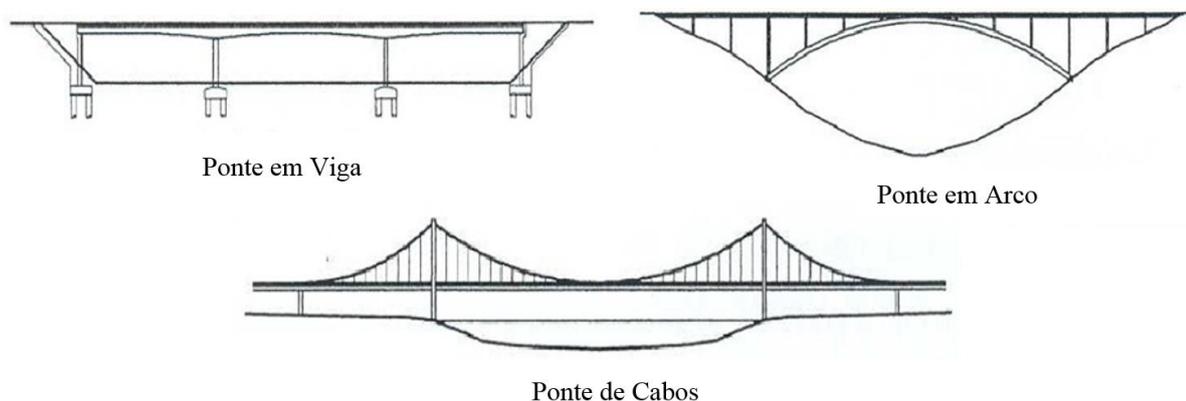
## 2.3 PONTES MISTAS

Os primeiros ensaios a um tabuleiro misto foram realizados pouco antes da 1ª Guerra Mundial, tendo lugar no “Laboratório Nacional de Física”, em Inglaterra. Posteriormente, surgiram publicações de “*Scott & Caughey*” que sugeriam métodos de cálculo de pontes mistas e que foram as primeiras bases para o desenvolvimento de estruturas experimentais. Após a 2ª Guerra Mundial, começaram-se a construir pontes mistas como alternativa às pontes de betão armado.

Um tabuleiro misto de aço e betão tem um comportamento idêntico ao de outras estruturas mistas, sendo o seu cálculo extremamente parecido. Contudo, as ações a considerar no cálculo de pontes são, em parte, distintas. De entre as diversas ações que solicitam uma ponte ao longo da sua vida útil, a mais importante para o dimensionamento é, sem dúvida, o peso próprio. Sempre se procurou, na escolha dos materiais, que as pontes atingissem uma relação peso/resistência ideal, para a diminuição dos esforços de corte e flexão. Com o aparecimento das pontes mistas foi possível diminuir consideravelmente o peso próprio das pontes, devido à elevada resistência à tração dos perfis metálicos e ao seu baixo peso próprio, conjugando uma alta resistência do betão à compressão e um baixo custo [14].

### 2.3.1 Tipologias de Pontes Mistas

Existe uma grande variedade de sistemas estruturais para pontes. Estes podem ser agrupados em três grandes famílias: as pontes em viga, as pontes em arco e as pontes de cabos, conforme ilustrado na figura 2.17.



**Figura 2.17** – Tipologias de pontes segundo seu sistema estrutural [15].

A escolha de uma tipologia é sempre condicionada pelo seu comportamento estrutural e pela sua expressão estética. As pontes mistas possibilitarão ao projetista uma maior liberdade na execução de novas e inovadoras formas de pontes e viadutos. Estas enquadram-se em qualquer um dos grupos acima indicados. Neste sentido, apresentam-se alguns dos sistemas mais usuais em pontes e viadutos mistos:

- Vigas de alma cheia;
- Vigas em caixão;
- Treliza mista;
- Arcos;
- Pórticos;
- Estruturas suspensas e atirantadas com tabuleiros mistos.

O presente trabalho incide sobre um viaduto construído com viga de alma cheia.

### **Vigas de alma cheia**

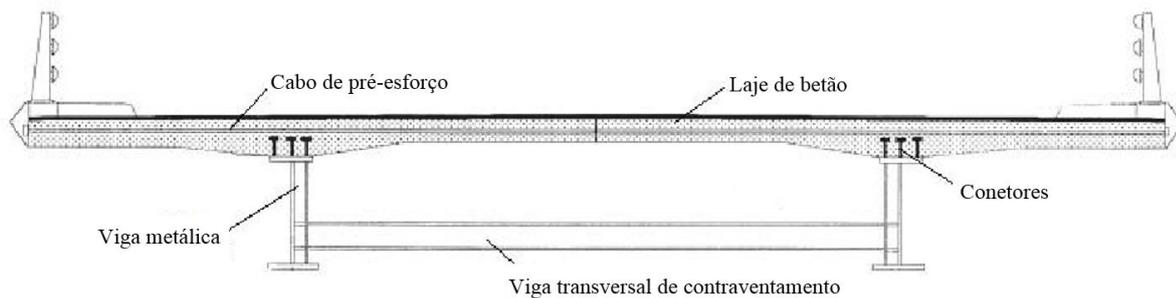
Com a evolução da indústria metálica e metalomecânica, é possível obter uma vasta gama de perfis metálicos laminados e reconstituídos soldados. A principal condicionante para os perfis de pontes é a sua altura que, no caso de perfis laminados, chega a um máximo de 1100mm e, para os perfis soldados, não tem limite, sendo a espessura limitada até 150mm. A altura ótima da viga está estimada entre os  $1/18$  a  $1/25$  do vão. Os perfis reconstituídos soldados são constituídos por duas chapas assimétricas (banzos), ligadas por uma outra chapa de menor espessura (alma).

A construção de pontes e viadutos com vigas de alma cheia tem, como principal particularidade, a simplicidade da geometria transversal, aquando comparadas com outros tipos de sistemas mistos. Este facto, contribui para o baixo custo de manutenção. Uma segunda característica é a definição da alma do perfil escolhido que irá influenciar, no peso próprio da estrutura, na altura do respetivo perfil e no seu custo [7].

No que respeita ao sistema estrutural transversal pode-se distinguir dois tipos de soluções para vigas de alma cheia:

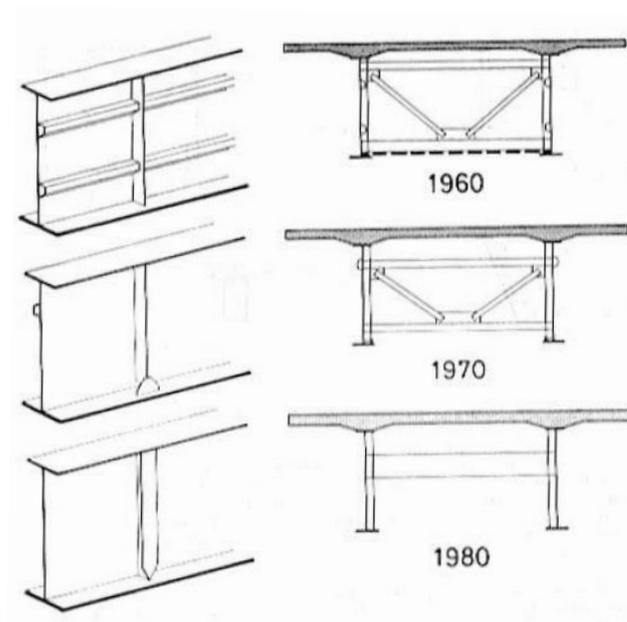
- Viga dupla;

A solução de viga dupla apresenta (figura 2.18), normalmente como secção transversal, duas vigas em “I” assimétricas, com banzo inferior maior que o superior. Devido ao afastamento entre os perfis, estes são reforçados transversalmente na alma. Dependendo da altura da alma, poderá ser aplicado um reforço longitudinal.



**Figura 2.18** – Solução de viga dupla [16].

Com o decorrer dos anos e evolução da experiência na construção deste tipo de soluções, o contraventamento transversal foi sofrendo algumas alterações, como é possível verificar-se na figura 2.19.



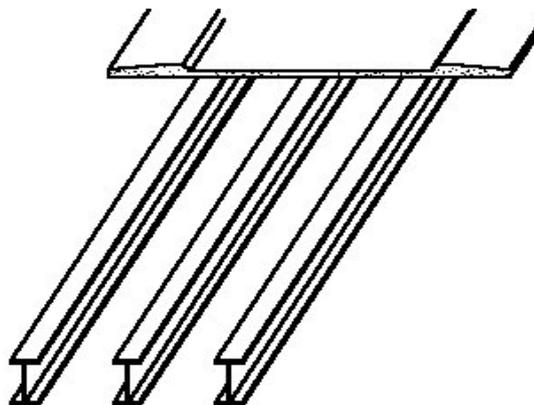
**Figura 2.19** – Evolução do contraventamento transversal, em secções de viga dupla [11].

O contraventamento transversal pode funcionar, também, como suporte à laje, quando este se localiza na parte superior das almas, junto ao banzo comprimido. Ao fornecer uma maior estabilidade ao tabuleiro, a laje poderá dispensar o pré-esforço, apresentando, deste modo, uma secção mais esbelta.

A parte comprimida é formada por uma laje de betão armado, podendo possuir uma espessura variável. A laje é ligada à viga por conetores metálicos e poderá incorporar também pré-esforço, dependendo da largura total do tabuleiro. Normalmente, as pontes rodoviárias apresentam espessuras variáveis que são, em média, 15cm, para as consolas de extremidade, 20cm, na zona entre vigas, e 40cm, na zona de apoio da laje sobre as vigas. Para um vão tipo, de aproximadamente 70m, a solução de viga dupla é a mais adequada [11].

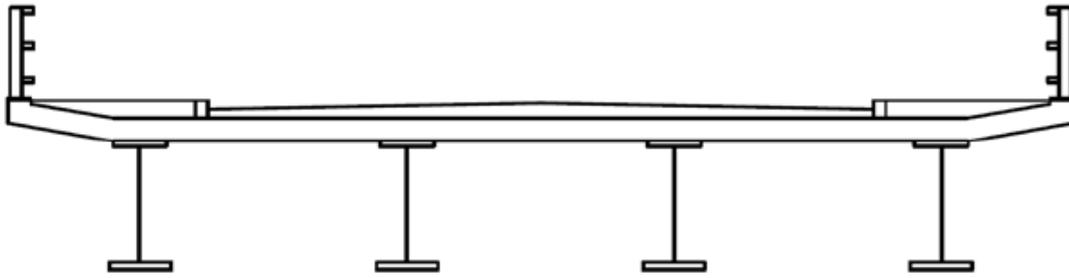
- Múltiplas vigas.

Esta solução é constituída por várias vigas metálicas colocadas paralelamente entre si (figura 2.20). A laje de betão armado, normalmente de espessura constante, assenta nas diversas vigas. Os perfis, juntamente com a laje, formam uma série de vigas em “T”, que se encontram interligados a partir de conetores metálicos, obrigando os diferentes elementos a trabalharem solidariamente.



**Figura 2.20** – Solução de viga múltipla [11].

Os perfis metálicos laminados têm maior utilização neste tipo de soluções, devido ao pequeno vão a vencer e à altura reduzida dos perfis (figura 2.21). O espaçamento entre os perfis, em pontes e viadutos rodoviários com duas vias de tráfego é, em média, 3.5m. Dependendo do espaçamento entre as vigas e a largura total do tabuleiro, a espessura da laje pode variar, em média, entre os 200 e os 300 mm [11].



**Figura 2.21** – Seção transversal de soluções do tipo viga múltipla [11].

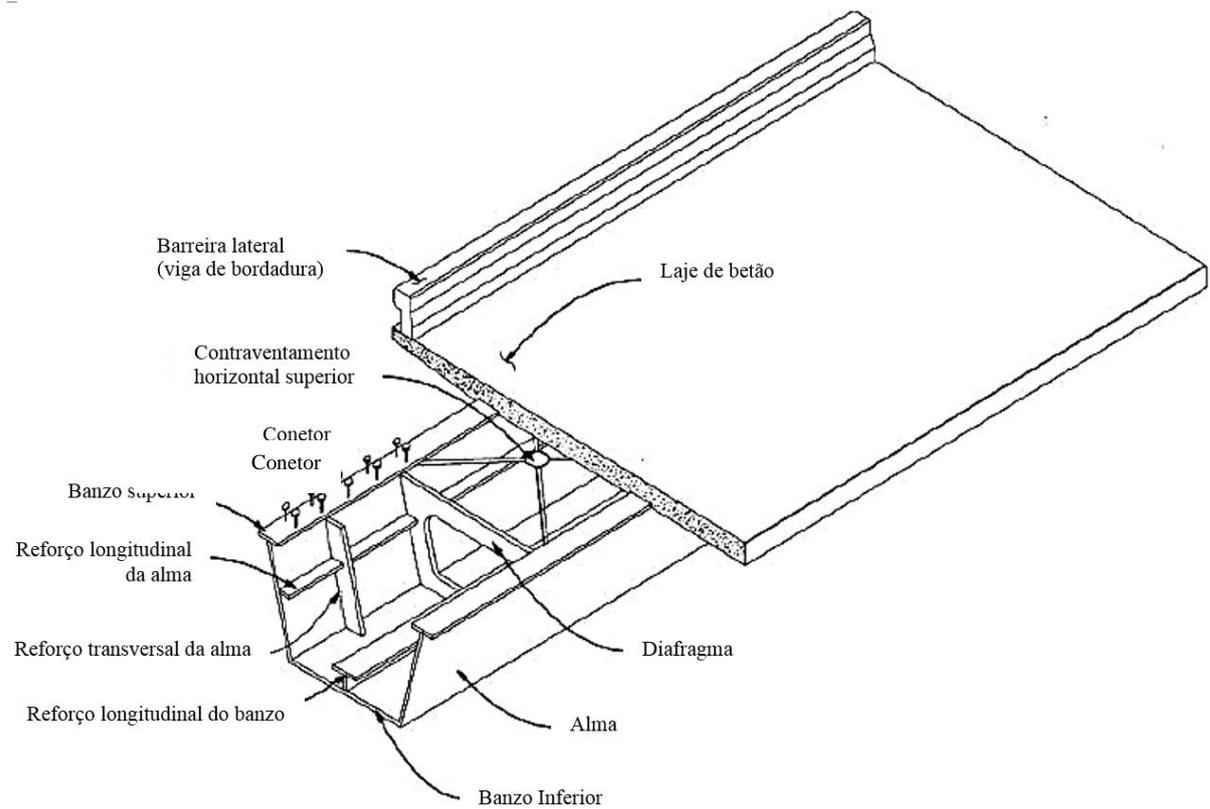
Pelas figuras 2.22 (a) e 2.22 (b) é possível comparar as pontes compostas por viga dupla com as de múltiplas vigas.



**Figura 2.22** – Pontes mistas com, a) viga dupla e b) Múltiplas vigas [13].

### **Vigas em caixão**

Este tipo de vigas é eficaz no comportamento à torção do tabuleiro, devido à sua configuração fechada. No interior da viga caixão, geralmente, existe contraventamento, para um melhor desempenho da secção. Este tipo de solução torna-se especialmente interessante em pontes de grande vão, pontes curvas e em situações em que a esbelteza seja condicionante (figuras 2.23 e 2.24) [17].



**Figura 2.23** – Secção transversal em caixão [17].



**Figura 2.24** – Ponte com secção em caixão [18].

**Restantes tipologias de pontes mistas**

A título indicativo, apresentam-se as figuras 2.25 a), b), c) e d), que explicitam alguns exemplos das restantes tipologias de pontes mistas.



(a) Ponte suspensa Max-Eyth-See, Estugarda [15]



(b) Ponte em arco, Estugarda [15]



(c) Viaduto em treliça, Brasil [19]



(d) Ponte em pórtico, França [13]

**Figura 2.25** – Exemplos de pontes e viadutos mistos.

De salientar ainda o fato de que, as soluções mistas são frequentemente utilizadas para reabilitação de pontes e viadutos existentes. Esta solução é a mais adotada para estes casos, sobretudo devido ao seu desempenho durante a construção, pois não cria grandes obstruções a possíveis movimentos sobre a estrutura e, também, pela sua rapidez de execução.

Na reabilitação de pontes mistas é, de conhecimento geral, que a principal fragilidade é o elemento em betão. Estas são projetadas para uma intervenção de reabilitação, em que são suportadas pelos perfis metálicos, podendo assim ser substituído a totalidade do elemento em betão.

### 2.3.2 Vantagens e Desvantagens de Pontes e Viadutos Mistos

De salientar que um tabuleiro misto, à partida, fornece a este tipo de estruturas relações entre custo/resistência consideravelmente satisfatórias, o que torna a solução uma das mais escolhidas.

#### Vantagens:

- As vigas metálicas fornecem, na construção, suporte a uma plataforma de trabalho, tornando o processo mais simples e rápido de execução;
- Economia dos diferentes componentes da estrutura resistente do tabuleiro, quando comparados a outros tipos de pontes e viadutos onde são utilizados os mesmos materiais em separado;
- Secções mistas mais rígidas, logo mais leves e mais esbeltas, tornando-as mais atrativas;
- Existência de menos deformações no tempo, devido às propriedades do aço;
- Coeficiente de segurança menor, pois o controlo de produção do aço é extremamente fiável;
- Baixo peso próprio da estrutura que permite realizar, de um modo eficaz, a técnica de construção por viga de lançamento.

#### Desvantagens:

- Necessidade de um correto dimensionamento de conetores de ligação entre o perfil metálico e o betão;
- Problemas de resistência ao fogo e à corrosão, caso não sejam tomados os devidos cuidados;
- Necessidade de conferir rigidez à torção e a ações horizontais, o que obriga ao dimensionamento de elementos de contraventamento que unam as vigas transversalmente.



## 3º CAPÍTULO

# VIADUTO SOBRE O RIO SOUSA

### 3.1 DESCRIÇÃO GERAL

A presente dissertação é referente ao viaduto, misto aço/betão, sobre o rio Sousa, localizado na A43 – Gondomar/Aguiar de Sousa (IC24).

O referido viaduto tem uma disposição longitudinal realizada por quatro vãos de 44m e um extremo de 26m, perfazendo uma extensão total de 202m, como pode ser observado na figura 3.1.

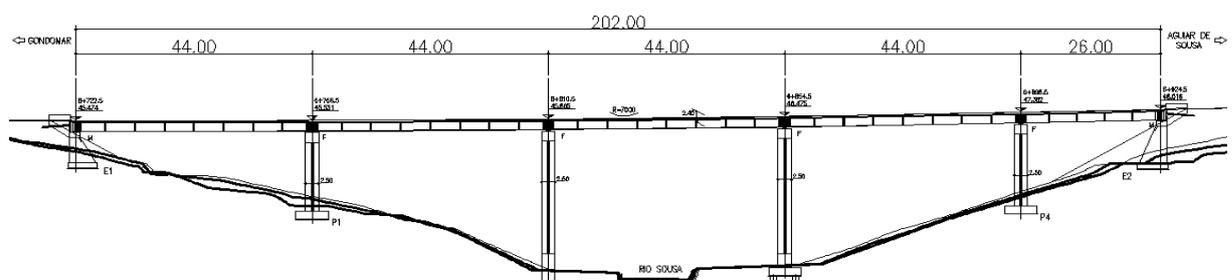
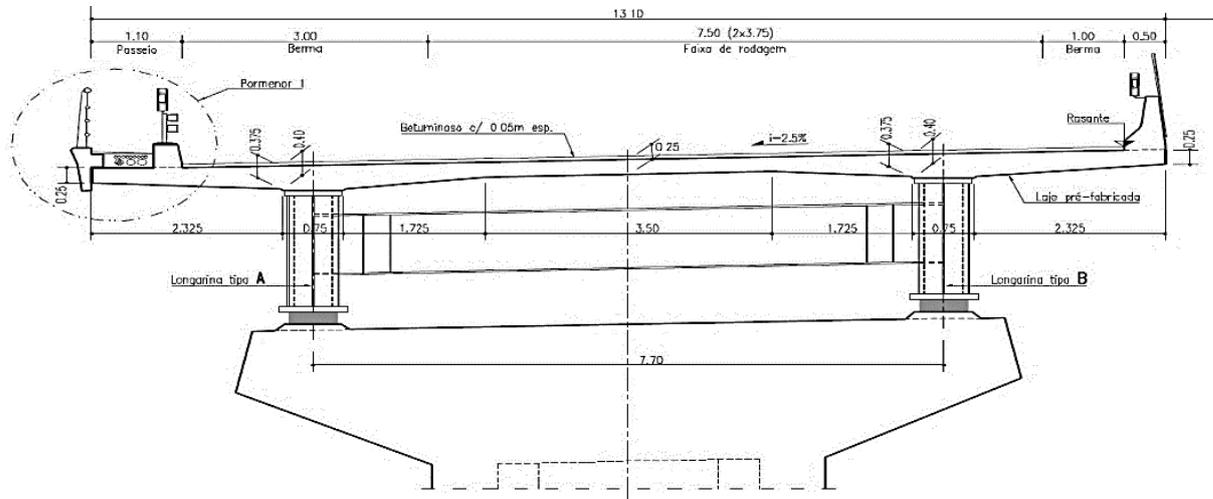


Figura 3.1 – Corte longitudinal, viaduto sobre o rio Sousa [20]

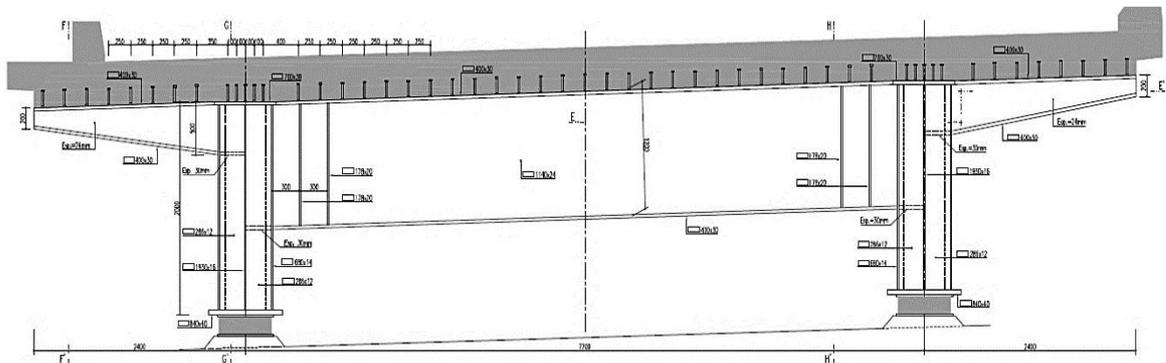


Sobre os apoios, as carlingas, são constituídas por perfis soldados a partir de chapas individuais, centralizadas nas almas das longarinas (figuras 3.3 e 3.6 (b)).



**Figura 3.3** – Corte transversal nas zonas de apoio com os pilares [20].

Nas zonas dos encontros, os reforços das almas são interiores e exteriores, com o objetivo de centrar melhor as reações, com a particularidade de fornecerem apoio à laje de betão, como pode ser observado nas figuras 3.4 e 3.6 (d).



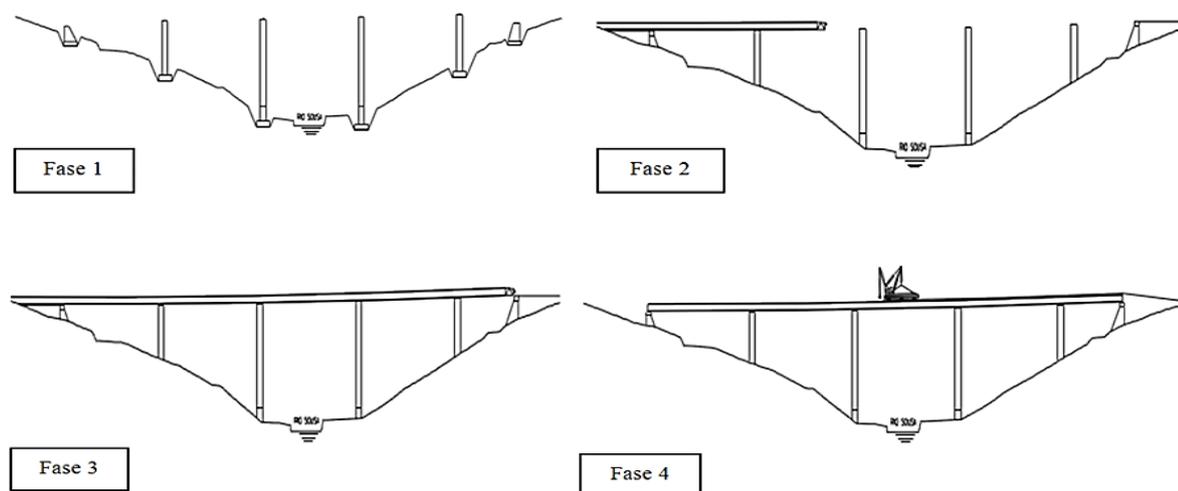
**Figura 3.4** – Corte transversal nas zonas dos encontros [20].

Complementarmente, para efeitos de não-instabilidade das almas, introduziram-se reforços transversais afastados entre si de  $1/3$  da distância entre carlingas e que correspondem a chapas verticais a toda a altura da alma (figura 3.6 (g)).

Superiormente à estrutura metálica, são colocadas lajes pré-fabricadas em betão armado a toda a largura do tabuleiro, posteriormente encostadas e interligadas entre si através de armaduras ordinárias e de betonagem *in situ*. Anteriormente à betonagem *in situ*, procedeu-se à instalação de pernos-conectores do tipo "Nelson" soldados ao banzo superior das longarinas. A fim de garantir a estanquicidade e cobrir eventuais defeitos de execução na interface laje/longarina, são dispostas juntas de neoprene nos bordos do banzo.

O tabuleiro apoia sobre os pilares e encontros através de aparelhos de apoio do tipo “potbearing” (figura 3.6 (e)). Longitudinalmente, o tabuleiro está fixo aos pilares e desliza sobre os encontros. Transversalmente, todos os pilares e encontros lhes dão fixação. Nas extremidades da obra são criadas juntas de dilatação [20].

Relativamente ao tabuleiro, a estrutura metálica é lançada incrementalmente a partir do encontro com auxílio de hidráulicos, dispondo ainda de um “nariz” frontal e de guiamentos laterais nos encontros e pilares, como se pode constatar na figura 3.5. As lajes pré-fabricadas foram colocadas através de equipamento móvel, instalado em plataforma rolante sobre carris e apoiados nas lajes, segundo o ilustrado na figura 3.5 fase 4. Finalmente, foi efetuada a selagem das caixas e bandas de ligação entre painéis de laje com betão autocompactável. A figura 3.6 (b) demonstra a forma final da laje de betão com elementos pré-fabricados, bem como as juntas de selagem.



**Figura 3.5** – Fases de construção [20].

O aspeto final da obra, que se encontra em pleno funcionamento, é ilustrado nas figuras seguintes.



(a)

(b)



(c)

(d)

(e)



(f)

(g)

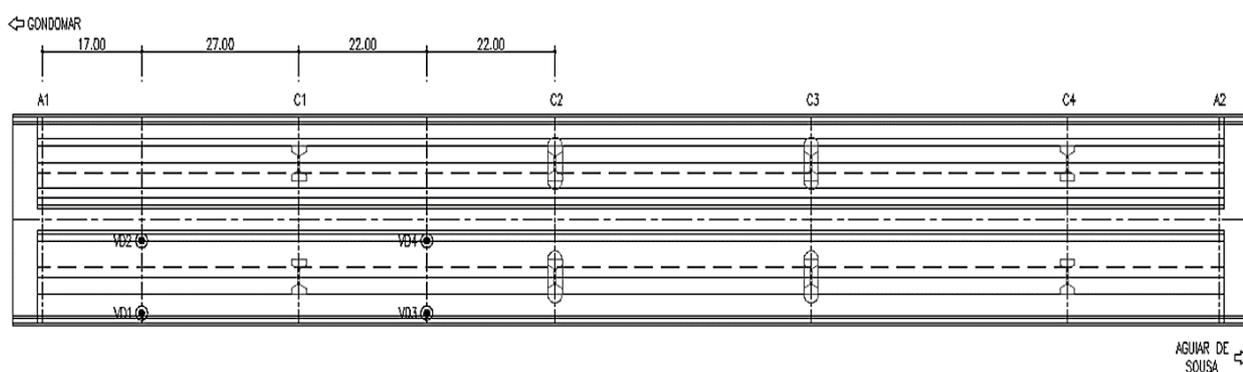
**Figura 3.6** – Viaduto sobre o rio Sousa.

## 3.2 ENSAIO DE CARGA

Antes da fase de exploração do viaduto, este foi submetido a um ensaio de carga feito pelo LABEST [21]. Durante o ensaio foram medidos o deslocamento vertical e a temperatura do respetivo viaduto, através de um sistema de aquisição de dados implantados na estrutura. A temperatura foi medida, tanto na parte superior, como na parte inferior do tabuleiro. Todos os equipamentos utilizados na medição dos dados foram anteriormente testados em laboratório.

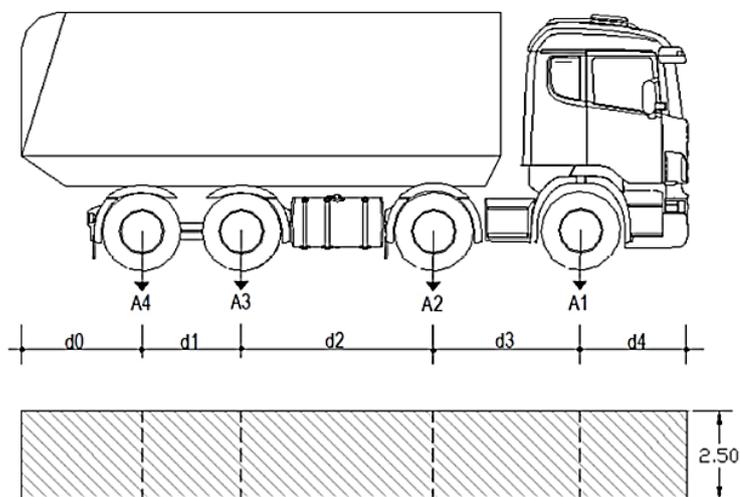
Para a medição do deslocamento vertical foram utilizados LDVT's (linear variable differential transformer), utilizando como ponto de referência o nível do solo. Estes sensores têm uma precisão de medida até aos 0,05mm (valor máximo) para um campo de medição de  $\pm 25$ mm (maior escala), o que corresponde a uma linearidade de 0,10%. Foram instalados, na estrutura, quatro sensores, dois deles foram instalados entre os alinhamentos A1 e C1 e os outros dois entre C1 e C2, designados por VD1 e VD2, VD3 e VD4, respetivamente. A figura 3.1 ilustra perfeitamente a localização dos respetivos sensores.

O sistema de aquisição de dados, composto pelos LVDT's e sensores de temperatura ambiente, teve um posto de observação localizado nas proximidades do alinhamento A1 (figura 3.7). A leitura dos dados foi realizada através da ligação desse posto a um computador portátil, para a minimização de erros humanos.



**Figura 3.7** – Plano horizontal do sistema de aquisição de dados [21].

O ensaio de carga consiste em carregar a estrutura com quatro veículos tipologicamente idênticos (quatro eixos), representado na figura 3.8. Estes foram carregados com areia, a fim de se obter um peso total de cerca 32 toneladas [21].



**Figura 3.8** – Veículo de quatro eixos utilizado no ensaio [21].

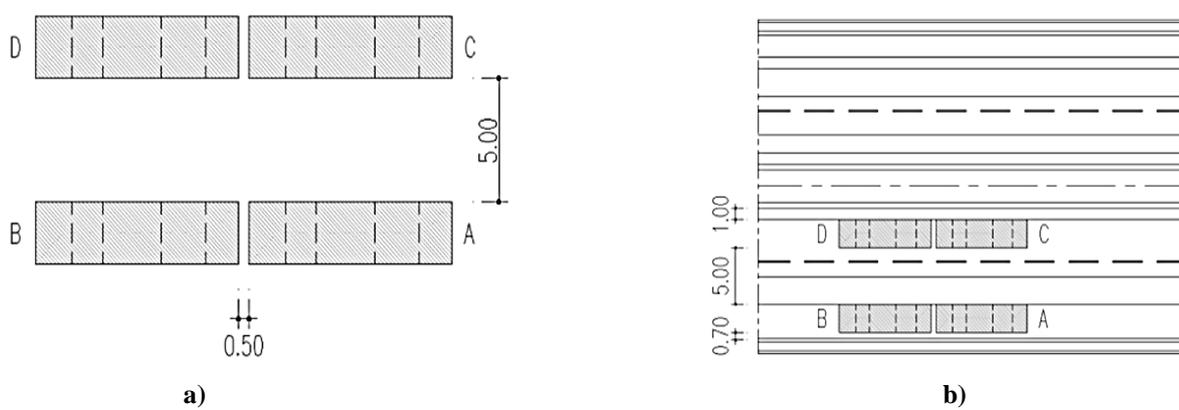
Assim, temos uma ação distribuída da carga do peso total de 40% (20% cada eixo) para os eixos dianteiros, e 60% (30% cada eixo) para os eixos traseiros. A tabela 3.1 apresenta a distribuição de cargas e distâncias entre eixos dos diferentes veículos.

**Tabela 3.1** – Veículos de quatro eixos utilizados no ensaio [21].

Eixos		Veículos			
		A	B	C	D
d1	(m)	1.35	1.40	1.40	1.35
d2	(m)	2.25	2.20	2.30	2.50
d3	(m)	2.10	2.10	2.00	1.85
Total	(ton)	32.82	32.36	32.68	32.92

### 3.2.1 Deslocamento máximo do viaduto

Primeiramente foram definidos, para o respectivo ensaio, três casos de carga (LC1, LC2 e LC3). Em cada situação, os veículos são imobilizados num período de cerca 5 minutos. Este tempo, entre os casos de carga, deve ser suficiente para anular quaisquer vibrações presentes na estrutura mas, ao mesmo tempo, não deve ser demasiadamente elevado, para minimizar os efeitos ambientais. A posição exata, onde os veículos tinham de parar, foi marcada no pavimento (figura 3.9) [21].



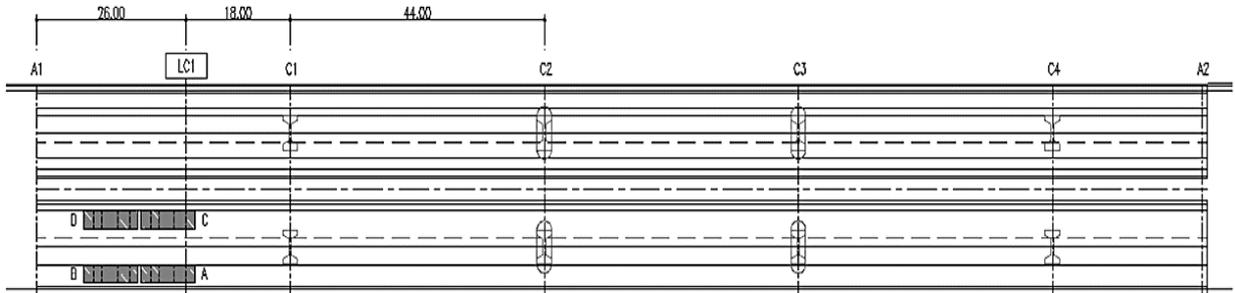
**Figura 3.9** – Distância (m), a) entre veículos, b) no tabuleiro. [21]

Os casos de carga foram definidos, a fim de obter o valor máximo de cada um dos parâmetros a serem medidos. Os resultados esperados para cada caso de carga são apresentados na tabela 3.2 [21].

**Tabela 3.2** – Principais resultados esperados [21].

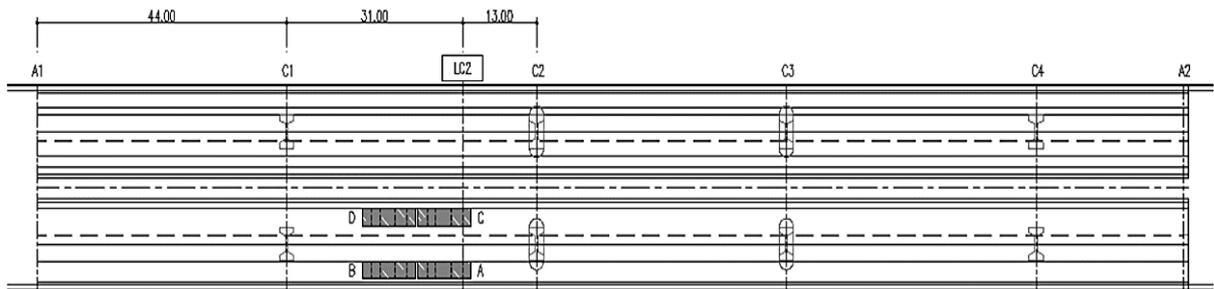
<b>Estrutura</b>	<b>Casos de carga</b>	<b>Objetivo</b>
Parte inferior do viaduto	LC1	Deslocamento máximo A1 – C1
	LC2	Deslocamento máximo A1 – C2 e rotação em C1
	LC3	Rotação máxima em C2

Os três casos de carga estão representados nas figuras 3.10 a 3.12. Em LC1 (figura 3.10), os eixos dianteiros dos veículos da frente foram posicionados a 26,00m do alinhamento A1, concentrados entre os alinhamentos A1 e C1 [21].



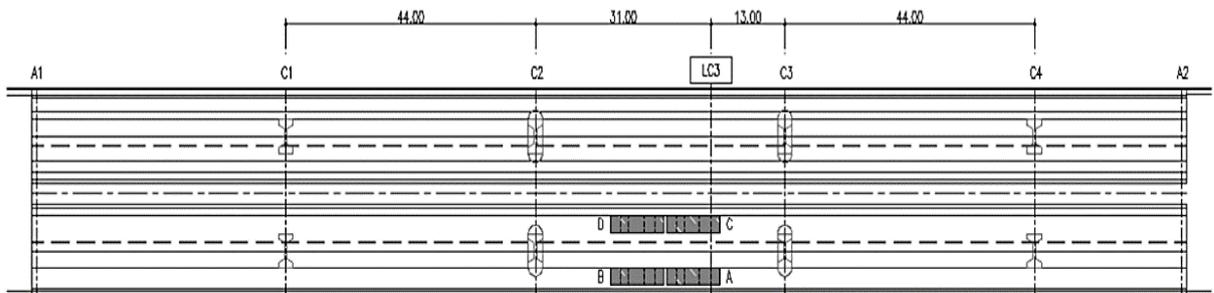
**Figura 3.10** – Caso de carga 1 (LC1) [21].

Em LC2 (figura 3.11), os eixos dianteiros dos primeiros veículos foram posicionados a 31,00m do alinhamento C1, concentrados entre os alinhamentos C1 e C2 [21].



**Figura 3.11** – Caso de carga 2 (LC2) [21].

Em LC3 (figura 3.12), os eixos dianteiros dos primeiros veículos foram posicionados a 31,00m do alinhamento C2, concentrados entre os alinhamentos C2 e C3 [21].



**Figura 3.12** – Caso de carga 3 (LC3) [21].

Os diferentes casos de carga foram desenvolvidos de uma forma contínua no sentido Gondomar – Aguiar de Sousa. Algumas imagens do teste desenvolvido são apresentadas na figura 3.13. O valor de referência “zero” da estrutura foi definido para a situação em que não existe quaisquer veículos sobre a mesma.



**Figura 3.13** – Ensaio de Carga, a) vista transversal b) vista geral. [21].

Verificou-se, durante o ensaio, que a temperatura ambiente se manteve constante durante todo o tempo de ensaio, o que nos permite concluir que o efeito da temperatura, nos valores registados, pode ser desprezado [21].

Os valores obtidos para os quatro sensores de deslocamentos (LVDT), nos respetivos casos de carga, são indicados na tabela 3.3. O deslocamento vertical máximo foi registado para o vão de A1 a C1. Como a dimensão do vão e da carga aplicada são idênticos para todos os casos de carga, este fenómeno pode advir da limitação de rotação dos apoios.

Além disso, verificou-se uma variação entre os pares de sensores posicionados na mesma secção (inferior a 5%). Estas diferenças podem acontecer devido à aplicação da carga, à geometria da laje de betão ou às variações nas ligações, tanto no betão, como no perfil metálico. Os resultados obtidos do ensaio de carga indicam que o comportamento estrutural é admissível e que o viaduto foi construído conforme o projeto [21].

**Tabela 3.3** – Deslocamentos verticais registados [21].

Casos de Carga	VD1	VD2	VD3	VD4
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
LC1	16.01	14.48	-4.11*	-3.51*
LC2	-4.10*	-3.84*	14.00	13.40
LC3	1.86	1.84	-3.47*	-2.92*

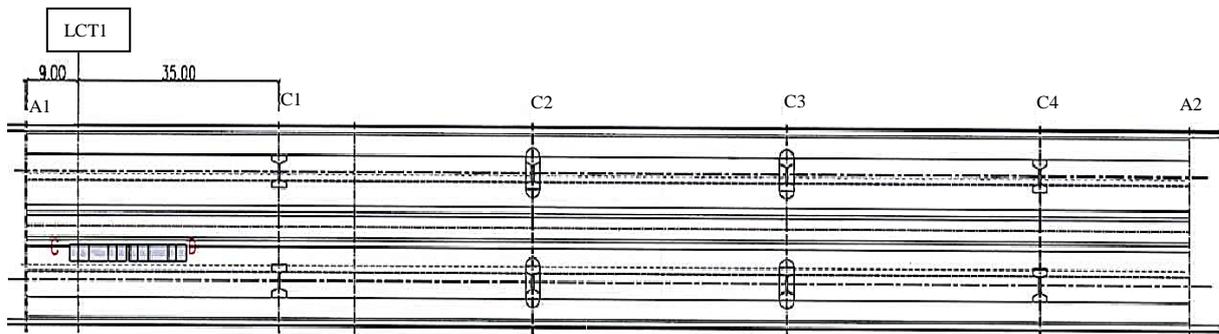
\* Valores negativos correspondem a um deslocamento ascendente

### 3.2.2 Comportamento da estrutura sob o efeito de torção

Seguidamente aos três ensaios de carga descritos (LC1, LC2 e LC3), foram executados mais quatro casos de carga (LCT1, LCT2, LCT3 e LCT4). Seguindo os mesmos critérios de ensaio dos anteriores, estes quatro casos de carga foram criados para se observar a resposta da estrutura quando submetida a efeitos de torção.

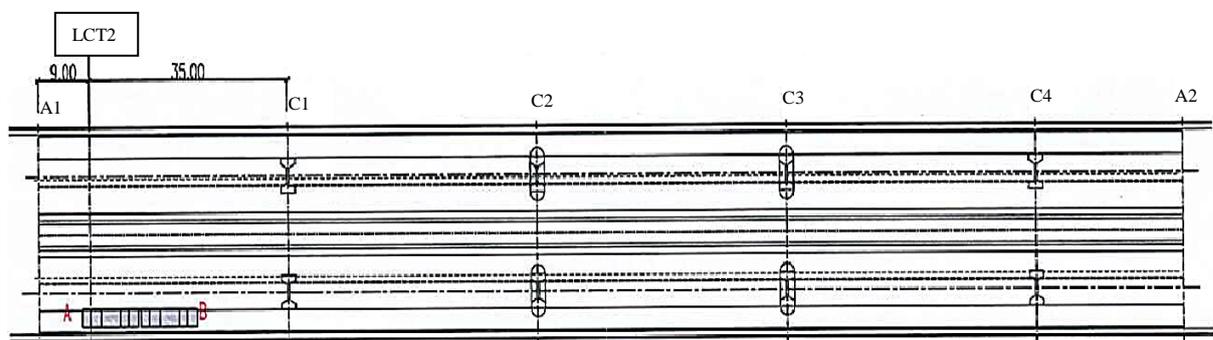
Os efeitos de torção são aplicados na estrutura através da colocação de apenas dois veículos, numa das vias de circulação. As figuras 3.14 a 3.17 indicam as posições dos veículos para os diferentes casos de carga.

No primeiro caso de carga de torção, LCT1 (figura 3.14), o eixo traseiro do veículo de traz foi posicionado a 9,00m do alinhamento A1, estando os dois veículos estão concentrados entre os alinhamentos A1 e C1 [21].



**Figura 3.14** – 1º Caso de carga de torção (LCT1) [21].

Em LCT2 (figura 3.15), os veículos estão no mesmo alinhamento que LCT1 (figura 3.14) mas noutra via de circulação [21].



**Figura 3.15** – 2º Caso de carga de torção (LCT2) [21].

Em LCT3 (figura 3.16), o eixo traseiro do veículo de traz foi posicionado a 13,00m do alinhamento C1, estando os dois veículos concentrados entre os alinhamentos C2 e C3 [21].

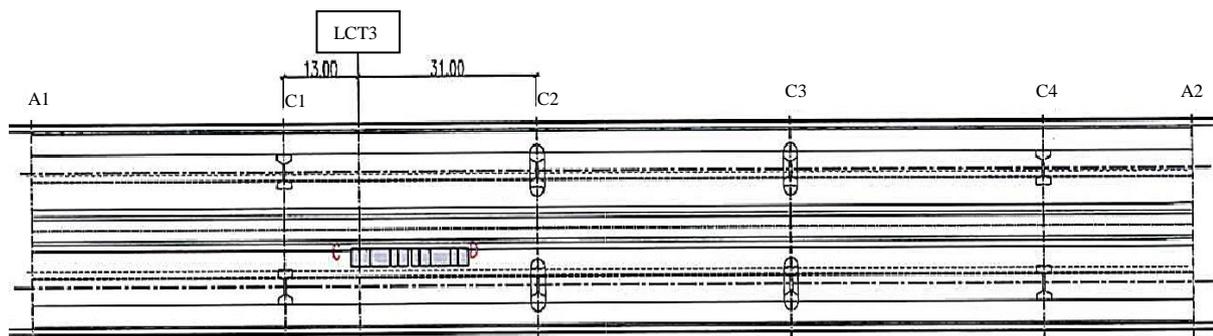


Figura 3.16 – 3º Caso de carga de torção (LCT3) [21].

De igual forma, como em LCT3 (figura 3.16), o quarto caso de carga LCT4 (figura 3.17) tem a mesma disposição dos veículos nos alinhamentos C2 e C3, mas noutra via de circulação [21].

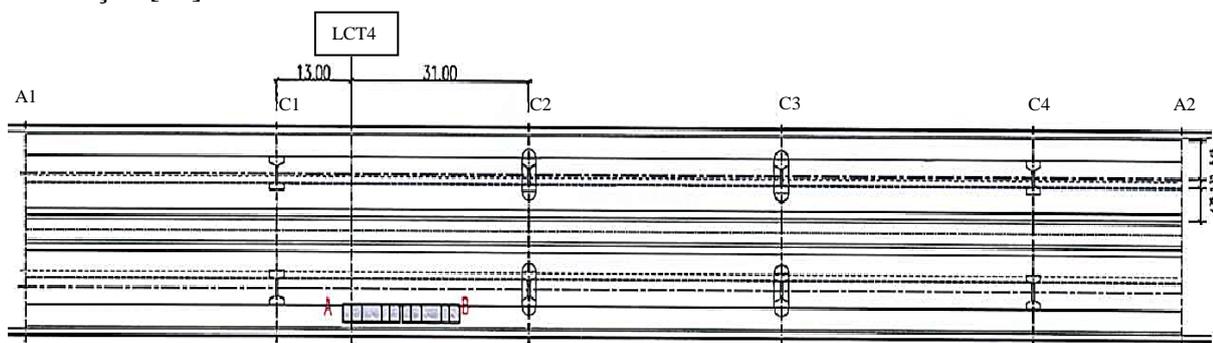


Figura 3.17 – 4º Caso de carga de torção (LCT4) [21].

Os valores obtidos para os quatro sensores de deslocamentos (LVDT), nos respectivos casos de carga de torção, são apresentados pela tabela 3.4. Os deslocamentos máximos estão presentes nas zonas onde as cargas são aplicadas, sendo os restantes deslocamentos muito inferiores. Mas, como era previsível, nenhum dos casos de carga ultrapassou o limite alcançado nos anteriores casos de carga (tabela3.3)

Tabela 3.4 – Deslocamentos verticais registados para os casos de carga de torção [21].

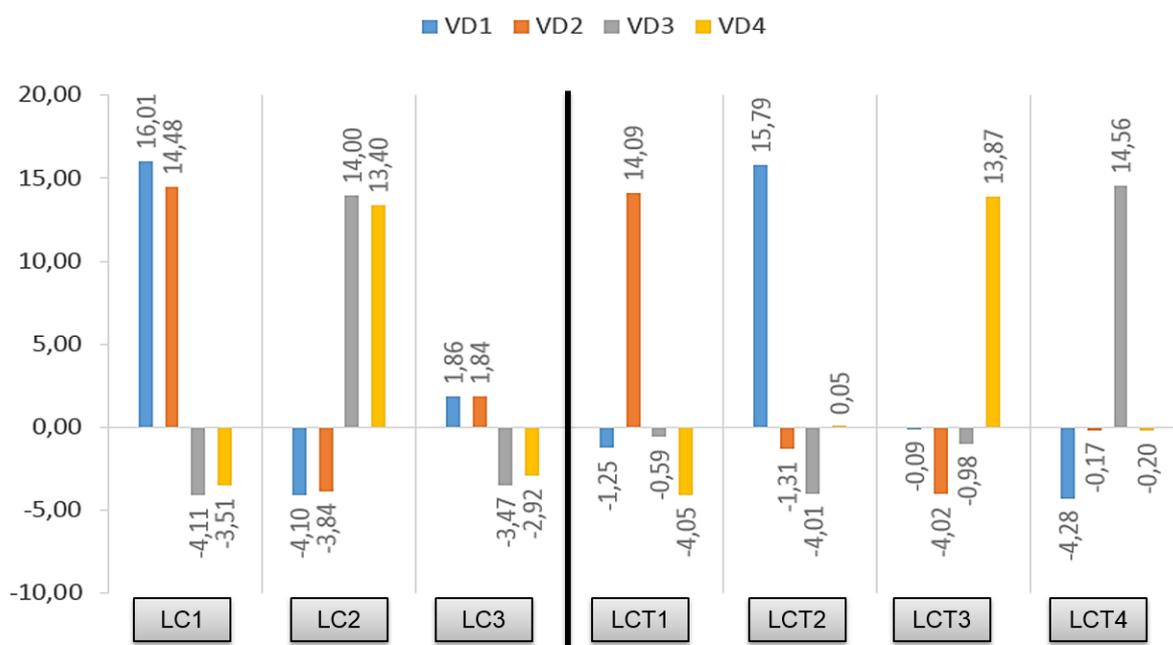
Casos de Carga	VD1	VD2	VD3	VD4
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
LCT1	1.25	-14.09*	0.59	4.05
LCT2	-15.79*	1.31	4.01	-0.05*
LCT3	0.09	4.02	0.98	-13.87*
LCT4	4.28	0.17	-14.56*	0.20

Segundo o relatório de ensaio, as medições efetuadas na obra com os correspondentes valores das flechas previstas, verificou que a estrutura construída apresenta mais rigidez e integridade global do que a fornecida pelo modelo de previsão. A razão desta diferença deve-se, essencialmente, à utilização de um modelo de cálculo simplificado que não teve em conta elementos não-estruturais da obra, que influenciaram o seu comportamento para as cargas do ensaio [21].

Em face dos resultados obtidos e especificados no presente documento, podemos avançar que para as cargas utilizadas, a estrutura ensaiada apresenta um comportamento satisfatório, tendo em conta a geometria projetada para a obra e as características dos materiais utilizados. Pode assim, concluir-se que a obra construída estará conforme o projeto [21].

Para posterior comparação do modelo 3D com ensaio de carga, no que diz respeito a deslocamentos verticais para os diversos casos de carga, será vantajoso retirar algumas ilações dos resultados obtidos em cada um deles.

A figura 3.18 ilustra o gráfico de comparação dos deslocamentos do ensaio de carga, onde é possível verificar-se um excelente comportamento da estrutura quando submetida aos casos de torção. Em que, para o mesmo ponto de monitorização, e diferentes casos de carga, alcança-se aproximadamente o mesmo valor de deslocamento.



**Figura 3.18** – Gráfico de comparação dos deslocamentos obtidos no ensaio de carga.



## 4º CAPÍTULO

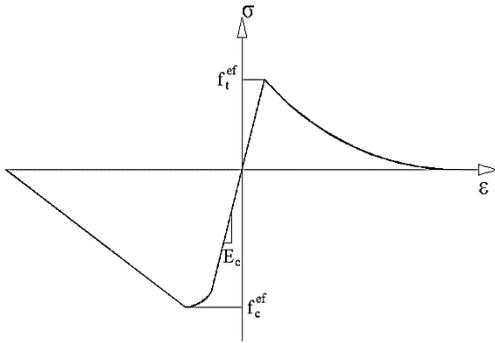
---

# MODELAÇÃO

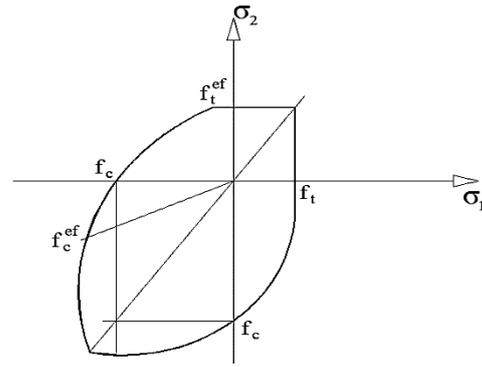
### 4.1 ATENA<sup>®</sup> ENGINEERING

Avançados modelos constitutivos implementados no *software* de elementos finitos ATENA<sup>®</sup> servem como ferramentas racionais para explicar o comportamento de estruturas mistas aço/betão [22]. O ATENA<sup>®</sup> dispõe de vários modelos não lineares de materiais, sendo apenas utilizados, no modelo, os seguintes:

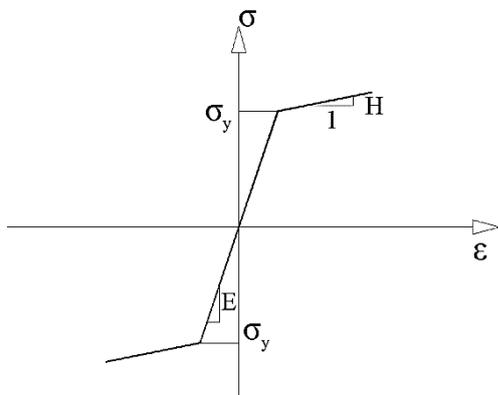
- Modelo “*3D Nonlinear Cementitious 2*” para o betão (figuras 4.1 e 4.2);
- Modelo “*Reinforcement*” para o aço de reforço (figura 4.5);
- Modelo “*3D Bilinear Steel Von Mises*” para chapas de aço (figuras 4.3 e 4.4);
- Modelo “*3D Elastic Isotropic*” para elementos de suporte e betuminoso (figura 4.6);
- Modelo “*3D Interface*” para simulação a conexão, entre betão e perfil metálico, realizada pelos conectores metálicos (figura 4.8);
- Modelo “*Spring*” para simulação (molas) dos apoios móveis (figura 4.7).



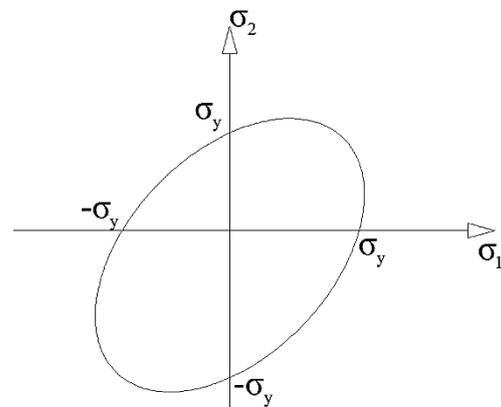
**Figura 4.1** – Lei da Tensão / Extensão para o betão.



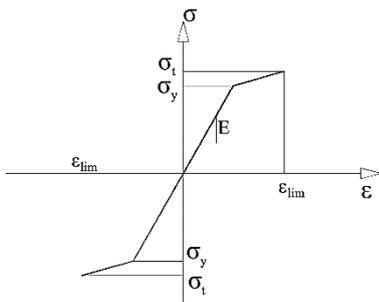
**Figura 4.2** – Lei da falha biaxial para o betão.



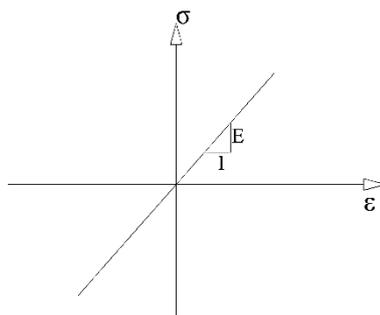
**Figura 4.3** – Lei da Tensão / Extensão para as chapas de aço.



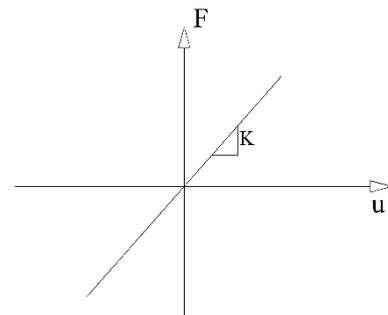
**Figura 4.4** – Lei da falha biaxial para as chapas de aço.



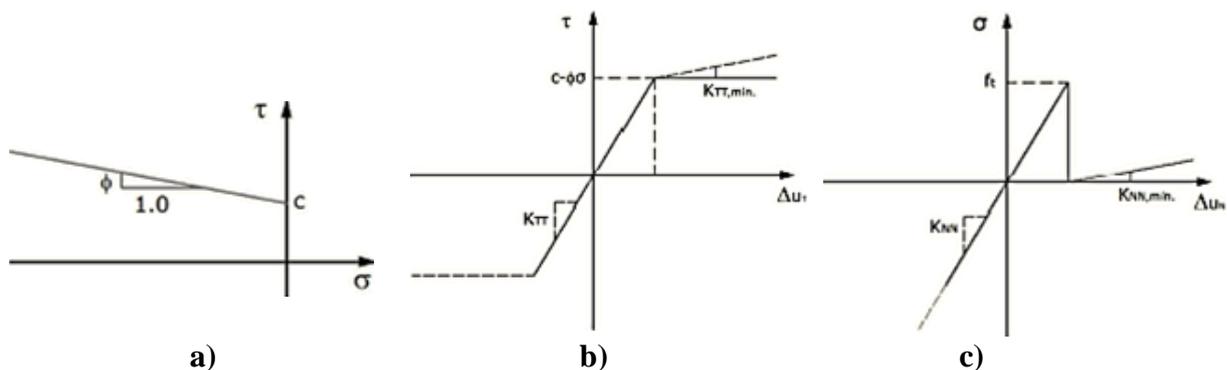
**Figura 4.5** – Lei da Tensão / Extensão para o aço de reforço.



**Figura 4.6** – Lei da Tensão / Extensão para os elementos de suporte e betuminoso.



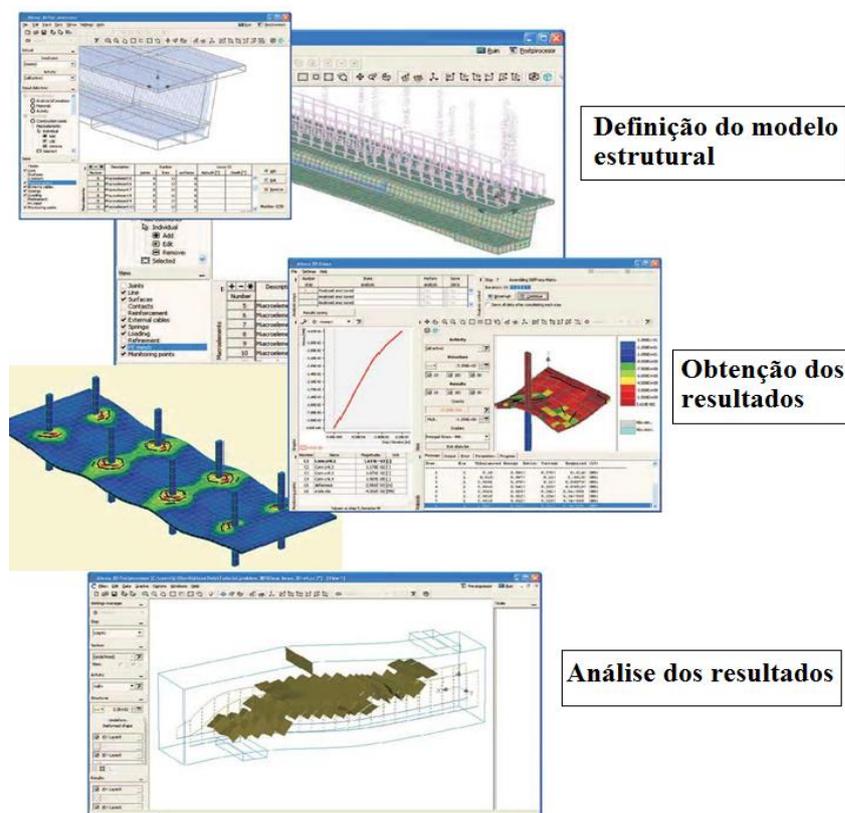
**Figura 4.7** – Lei da Tensão / Extensão para apoios moveis (molas).



**Figura 4.8** – Lei da interface: **a)** tensões normais e de corte, **b)** tensões de corte e de deslizamento, **c)** Tensões normais e de tração.

Os modelos de materiais apresentados, bem como as suas principais propriedades seguidamente apresentadas, foram os utilizados no modelo 2D anteriormente realizado e aprovado. Tendo, os modelos 2D e 3D as mesmas unidades de entrada, optou-se por aplicar as mesmas propriedades dos materiais.

O recurso aos diversos modelos, torna o ATENA<sup>®</sup> um excelente programa de análise não linear de estruturas, com uma interface gráfica bastante amigável [22], como pode ser verificado nos exemplos da figura 4.9.



**Definição do modelo estrutural**

**Obtenção dos resultados**

**Análise dos resultados**

**Figura 4.9** – Exemplos do ATENA<sup>®</sup>, interface gráfica [23].

### 4.1.1 ATENA® - Programa de análise não linear de estruturas

A análise não linear não é aplicada a todas as estruturas, pois apesar da sua simplicidade, a formulação linear fornece resultados bastante credíveis. A figura 4.10 apresenta a interface do pós-processamento dos resultados através do ATENA® 3D.

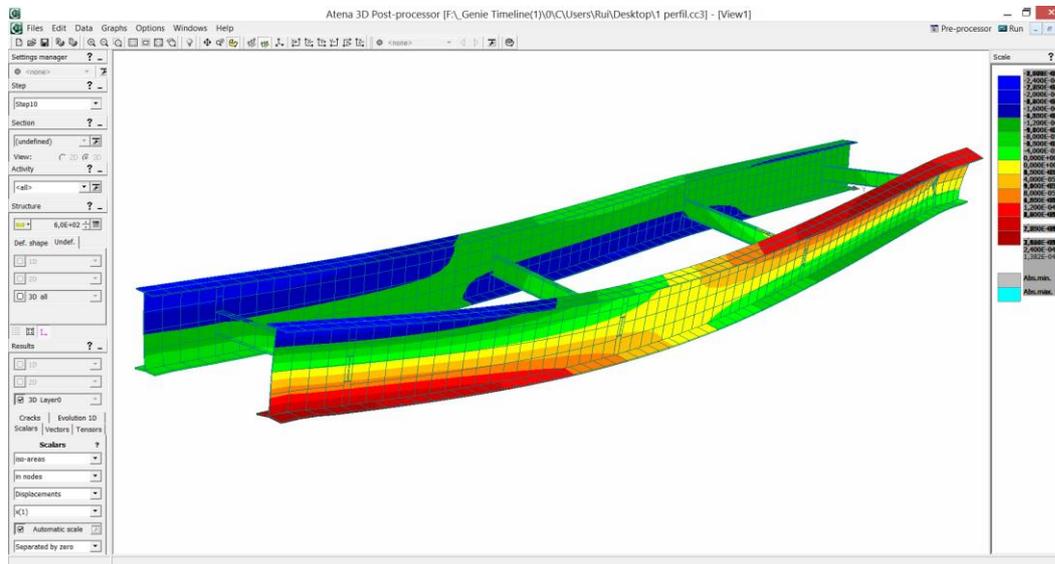


Figura 4.10 – ATENA®, resultados pós-processamento [23].

Na generalidade, o comportamento não linear das estruturas é tido em conta, através de análises elásticas lineares e dividindo os esforços, assim obtidos, por coeficientes de comportamento. Contudo, o desenvolvimento de ferramentas, como o referido *software*, tem tornado mais acessível a realização de análises não lineares [24].

As análises lineares seguem os pressupostos de cálculo de Hook, com fórmulas lineares que não contemplam a forma e disposição da estrutura em análise. A utilização de métodos simplificados é apenas indicado para estruturas de pequena dimensão com geometrias simples [25].

Através de uma análise não linear é possível modelar comportamentos física e/ou geometricamente não lineares. Estes comportamentos verificam-se à medida que as estruturas se aproximam da rutura, tendo em conta dois aspetos:

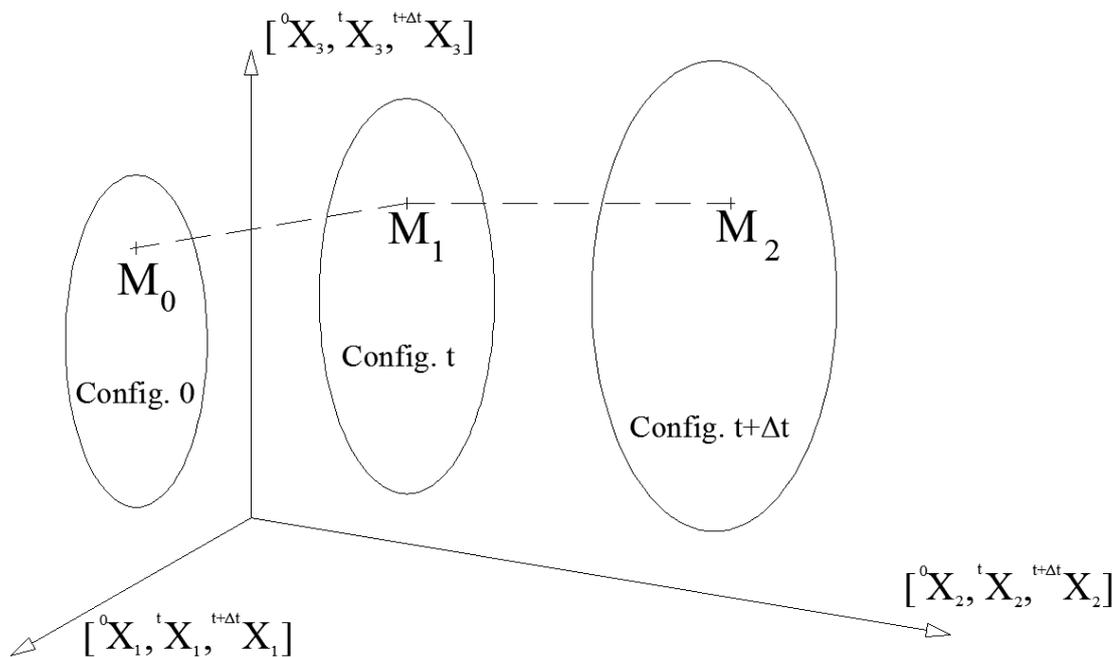
- Não são válidas as características geométricas iniciais, devido às grandes deformações sofridas a geometria da estrutura altera-se.
- A não linearidade constitutiva dos materiais, ou seja, para grandes cargas, o deslocamento sofrido por uma dada componente da estrutura deixa de ser proporcional à força que o provocou.

Apenas uma análise não linear permite simular convenientemente o comportamento de estruturas para determinados tipos de carregamentos, fornecendo assim informação direta sobre o que se presume ser a real resposta estrutural [24].

#### 4.1.2 Formulações gerais de um problema no *software* ATENA®

A análise geral de uma estrutura consiste, basicamente, na aplicação de vários incrementos de carga de uma forma lenta e monótona. Este processo iterativo tem que ser executado de forma a obter uma resposta da estrutura, no final do incremento. Sendo o incremento no início e no fim designado por  $t$  e  $t + \Delta t$ , respetivamente, a cada passo é possível determinar o estado estrutural no instante  $t$  e resolver para o instante de tempo  $t + \Delta t$ . O processo é repetido tantas vezes, quantas as necessárias para atingir o nível final do carregamento.

O processo acima descrito é ilustrado pela figura 5.3. No instante de tempo  $t = 0$  o volume da estrutura é  ${}^0V$ , com área de superfície  ${}^0S$  e qualquer ponto arbitrário  $M$  tendo como coordenada  $({}^0X_1, {}^0X_2, {}^0X_3)$ . Da mesma forma, no instante de tempo  $t$ , a mesma estrutura tem volume  ${}^tV$ , área de superfície  ${}^tS$  e as coordenadas do ponto  $M$  são respetivamente  $({}^tX_1, {}^tX_2, {}^tX_3)$ . Definição semelhante também se aplica para o instante  $t + \Delta t$ , substituindo  $t$  por  $t + \Delta t$ .



**Figura 4.11** – Movimento do corpo da estrutura no sistema de coordenadas cartesianas.

Para a derivação nas equações não lineares é importante usar uma notação clara, como o sistema acima descrito. Os deslocamentos  $u$  são igualmente designados, como anteriormente descrito, na forma de  ${}^t u_i$ , que é o elemento do vetor deslocamento no instante  $t$  para a coordenada  $i$ . Temos assim como equação geral dos deslocamentos:

$${}^{t+\Delta t} u_{i,j} = \frac{\partial}{\partial x_j} {}^{t+\Delta t} u_i \quad (4.1)$$

As equações gerais podem ser derivadas sob a forma de um conjunto parcial de equações diferenciais [25]. Um dos métodos consiste em estabelecer equações que regem o princípio do trabalho virtual.

Em síntese, o ATENA<sup>®</sup> incorpora uma excelente interface gráfica, toda uma panóplia de formulações e modelos de cálculo, para uma análise não linear das estruturas com todo o rigor possível e, conseqüente, a obtenção de resultados extremamente aceitáveis. Traduz assim, o comportamento real das estruturas em análise.

## 4.2 ATENA<sup>®</sup> WIN E STUDIO

O *software* de análise não linear de elementos finitos ATENA<sup>®</sup> disponibiliza diversos processadores de resultados, conforme a necessidade do utilizador. Entre outros, apenas os processadores ATENA<sup>®</sup> Win 64bit e ATENA<sup>®</sup> Studio 64bit foram os utilizados no processamento dos resultados da presente dissertação. A utilização dos dois processadores advém do facto de o ATENA<sup>®</sup> Studio ser apresentado recentemente.

A utilização destes dois processadores de resultados é indicada para modelos pesados, com uma enorme quantidade de elementos finitos. Sendo, dotados de um maior potencial de processamento, o que torna mais veloz a obtenção dos resultados. No entanto, as regras e leis apresentadas anteriormente mantêm-se para qualquer um deles.

O ATENA<sup>®</sup> Studio é uma evolução do ATENA<sup>®</sup> Win, estando mais completo e ainda mais veloz. As figuras 4.12 e 4.13 ilustram as interfaces de cada um dos processadores.

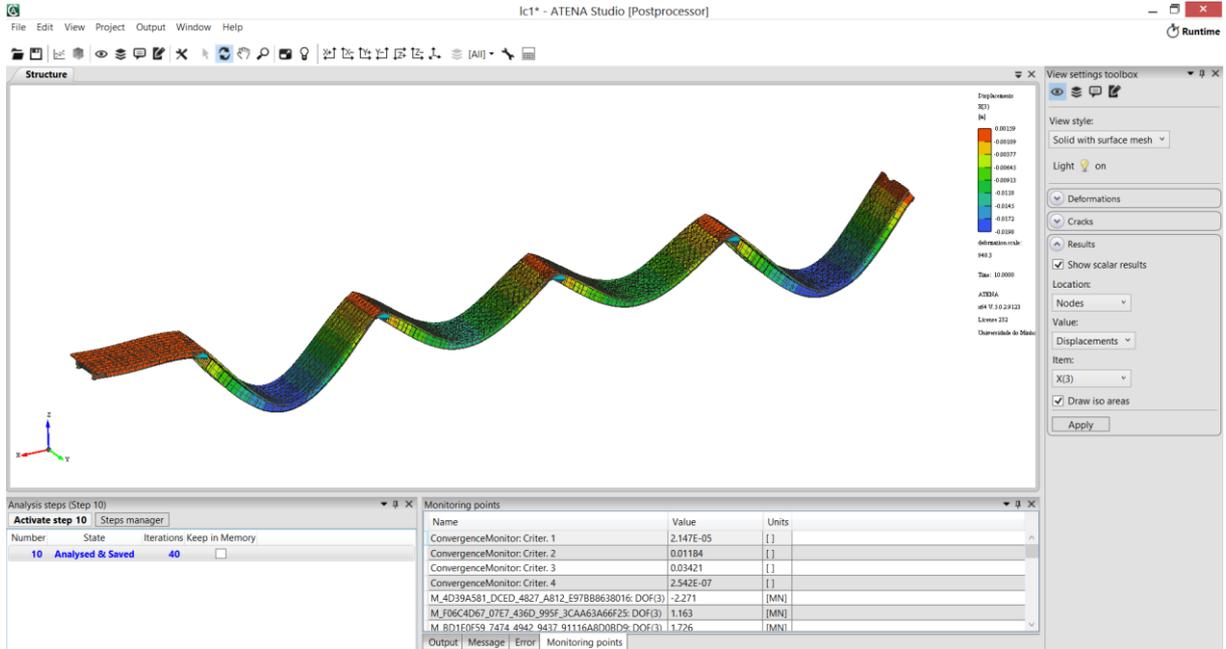


Figura 4.12 – Interface gráfica ATENA® Studio.

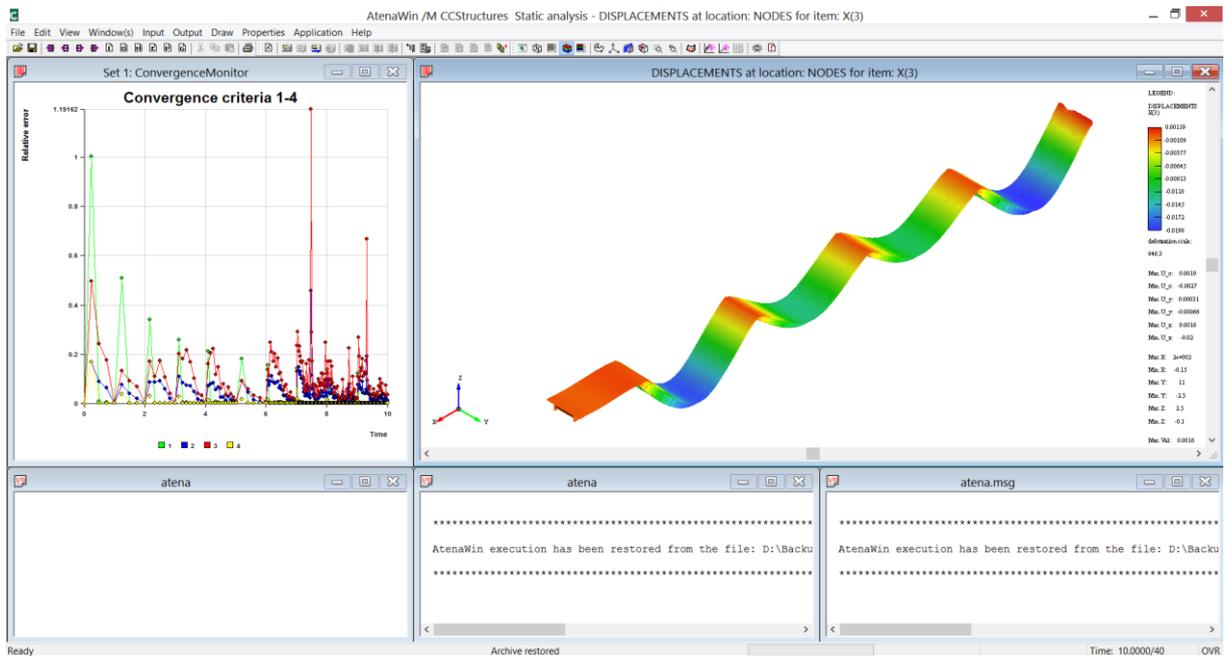


Figura 4.13 – Interface gráfica ATENA® Win.

### 4.3 MODELO 2D

Posteriormente ao ensaio de carga realizado acerca do viaduto sobre o rio Sousa e aprovação do mesmo para a sua exploração, foi realizado um modelo bidimensional da estrutura.

O modelo bidimensional foi realizado com auxílio do *software* de análise não linear ATENA® 2D (figura 4.14), com vista a adquirir maior detalhe na análise do comportamento da estrutura e também testar as potencialidades do programa neste tipo de estruturas.

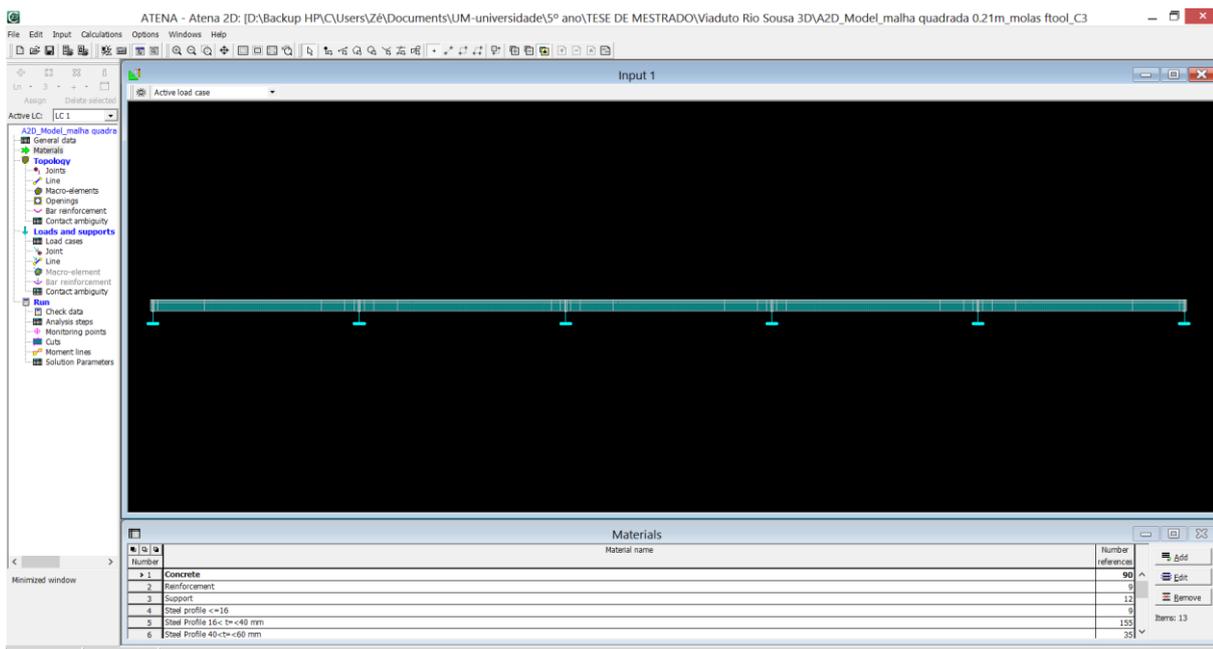


Figura 4.14 – Modelo bidimensional em ATENA® 2D [26].

O modelo 3D teve também como base este modelo 2D, por conseguinte os parâmetros de entrada são em tudo semelhantes ao descrito seguidamente para o modelo 3D.

Os resultados obtidos através da modelo bidimensional, representados aqui apenas pelos seus deslocamentos verticais, estão muito próximos da realidade (tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Deslocamentos verticais com apresentação do erro relativamente ao ensaio de carga [26].

Casos de carga	VD1*	Erro	VD2*	Erro
	[mm]	[%]	[mm]	[%]
LC1	15,43	5,02	-3,57	7,87
LC2	-3,64	8,31	12,06	11,97
LC3	1,04	43,78	-3,48	8,92

Apesar de não ser possível analisar os efeitos de torção associados a estes tipos de estruturas, o modelo funciona perfeitamente para as restantes análises, como: obtenção da carga de rotura, tensões, extensões, reações, etc.

O conseguimento de tais resultados é feito através da interface de pós-processamento de resultados fornecido pelo ATENA<sup>®</sup> 2D, representado pela figura 4.15

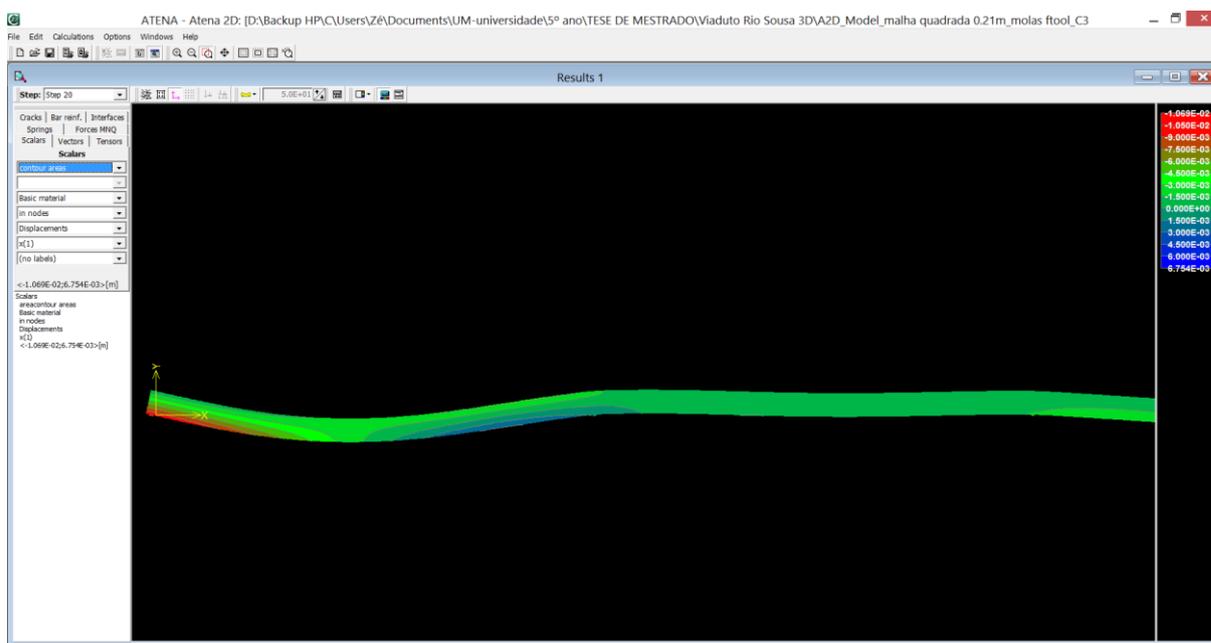


Figura 4.15 – Interface do pós-processamento dos resultados em ATENA<sup>®</sup> 2D [26].

É possível concluir que, apesar das diversas limitações que um modelo 2D acarreta, os resultados obtidos foram bastante satisfatórios e o processamento dos resultados foi muito mais rápido, que nos modelos tridimensionais. Supondo que a estrutura em análise tem um excelente comportamento, quando sujeita a efeitos de torção e que as simplificações feitas no modelo foram bem elaboradas, poderá dispensar-se a elaboração do modelo tridimensional, pois seria necessário dispensar-se mais tempo e mais poder de processamento.

Contudo, a presente dissertação é referente ao modelo tridimensional da mesma estrutura, com vista a avaliar o seu potencial e a sua viabilidade.

## 4.4 MODELO 3D

A fim de avaliar o comportamento do viaduto, foi desenvolvido um modelo numérico recorrendo ao *software* de análise não linear ATENA<sup>®</sup> 3D. Este modelo foi executado de acordo com o projeto de execução [20].

Tendo o viaduto sido sujeito uma análise bidimensional em ATENA<sup>®</sup> 2D [26], foi proposta a análise tridimensional do mesmo em ATENA<sup>®</sup> 3D, de forma a captar outro tipo de efeitos. A calibração do modelo foi feita através dos resultados obtidos no ensaio de carga [21] e modelo 2D [26]. Foi assim, estabelecida uma comparação entre os dados experimentais e o erro associado a cada simplificação do modelo.

Para o modelo tridimensional elaborado foi esperada a obtenção de maior rigor e aproximação aos resultados experimentais, quando comparados com os obtidos no modelo bidimensional.

O modelo realizado apenas contempla um dos dois tabuleiros, pois a simetria entre eles assim o permite e também para o modelo não se tornar muito pesado.

A secção transversal do tabuleiro é constituída por duas vigas metálicas e uma laje de betão armado pré-fabricado (figura 4.16) e longitudinalmente é travada por vários perfis metálicos (figura 4.17), conforme projeto de execução [20].



**Figura 4.16** – Modelo do tabuleiro do viaduto sobre o rio Sousa em ATENA<sup>®</sup> 3D.

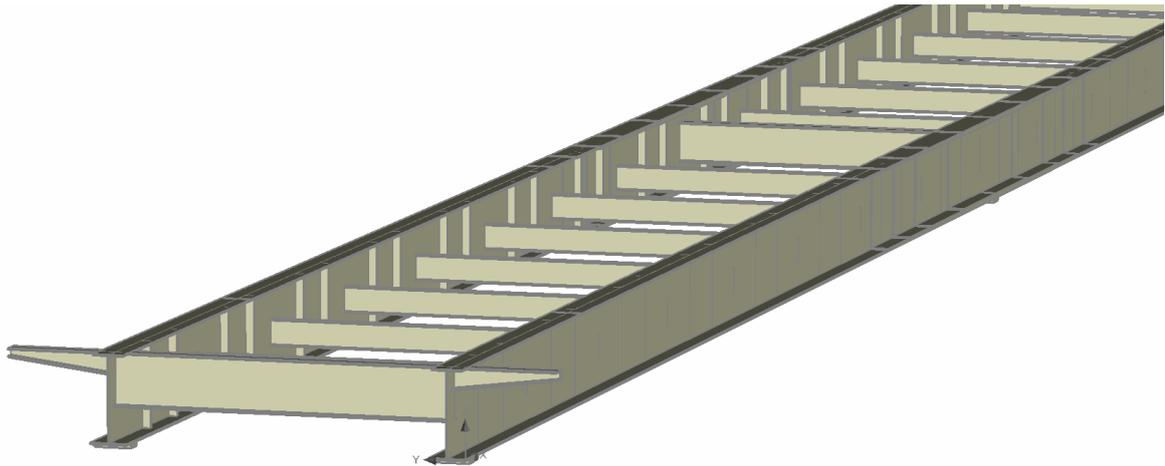


Figura 4.17 – Modelo da parte metálica do tabuleiro do viaduto sobre o rio Sousa em ATENA® 3D.

#### 4.4.1 Dados gerais

Inicialmente, começou-se por introduzir os dados gerais relativos à forma de análise e a tipologia dos materiais (figura 4.18 a))

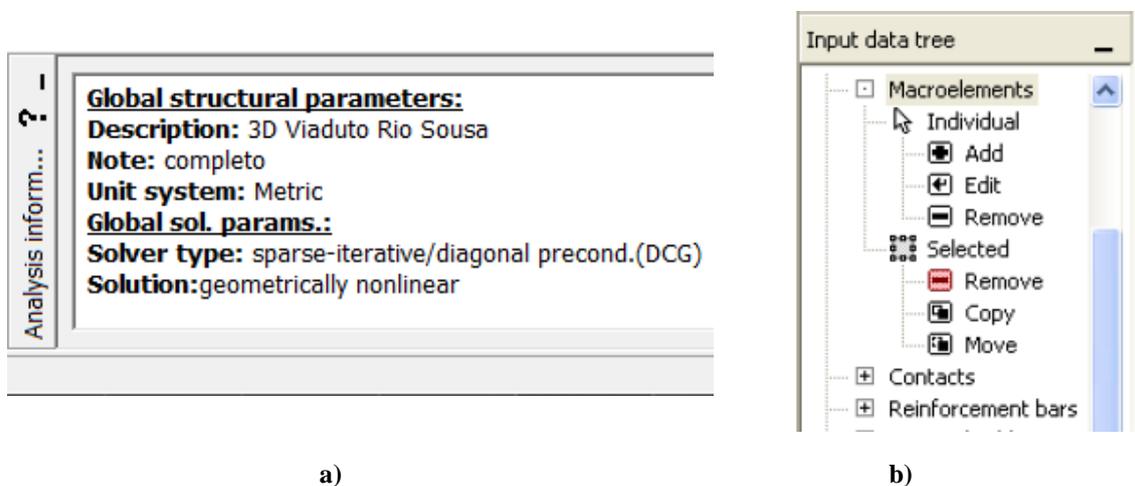


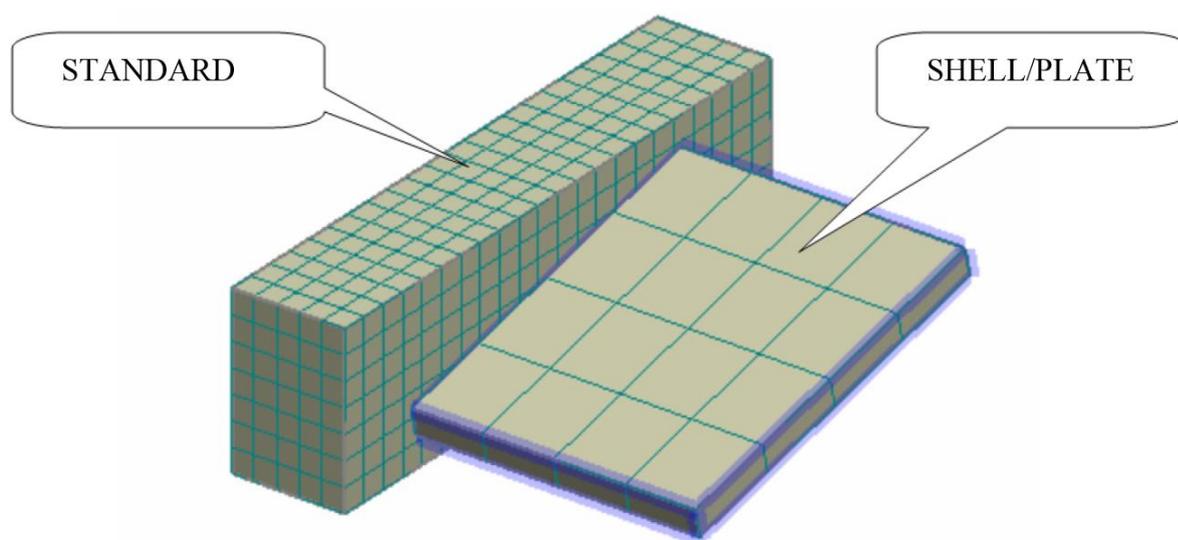
Figura 4.18 – a) Informação geral de análise. b) Dados de entrada [27].

A disposição dos principais dados de entrada em ATENA<sup>®</sup> 3D é apresentada segundo a figura 4.18 b). O presente modelo tridimensional foi elaborado através de:

1. MACROELEMENTOS: assumem toda a geometria do modelo e as propriedades dos respectivos materiais;
2. CONTACTOS: são automaticamente criados a partir da ligação entre macroelementos, podendo as suas propriedades serem alteradas para cada tipo de contacto pretendido (figura 4.20).
3. BARRAS DE REFORÇO: simulam as armaduras existentes (figura 2.21).

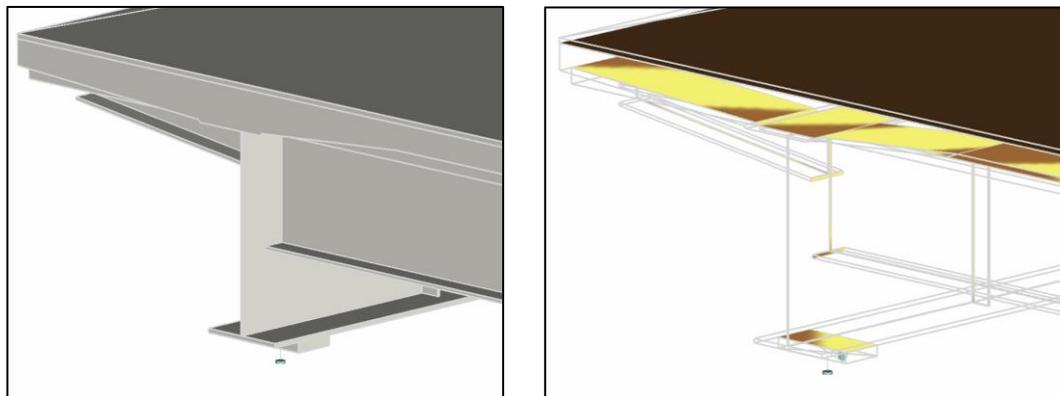
Os macroelementos estão divididos em dois tipos, *Standard* e *Shell/Plate* (figura 4.19). O primeiro tipo corresponde ao típico elemento finito cúbico, em que todas as faces têm o mesmo valor de importância e dividido de igual forma para a malha aplicada. O segundo tipo está desenvolvido para ser aplicado a elementos de reduzida espessura, tendo a necessidade da espessura estar orientada segundo o seu eixo Z local, utilizando assim menos elementos para o cálculo do que o primeiro.

O modelo apresentado apenas contempla macroelementos *standard*, devido à facilidade na sua elaboração e da criação de contactos entre eles. Contudo, é possível que, posteriormente, tenhamos de refazer o modelo para os macroelementos *Shell/Plate*, devido à geometria dos elementos presentes no viaduto ser de reduzida espessura, em comparação com as restantes dimensões.



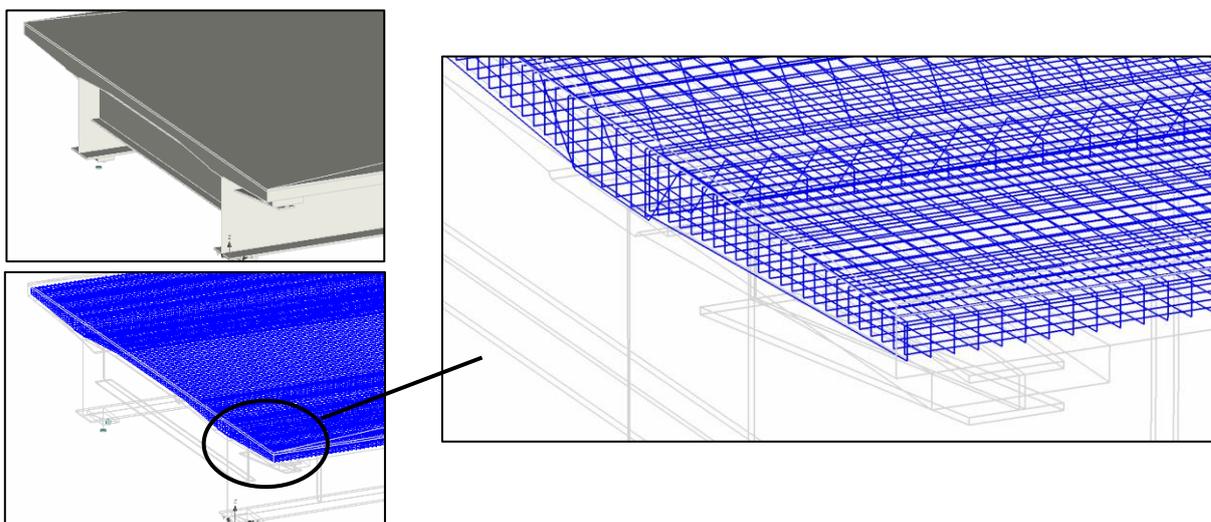
**Figura 4.19** – Tipos de macroelementos [27].

A figura 4.20 ilustra um pormenor dos contactos realizados pelos macroelementos no modelo 3D. De salientar que o contacto entre o perfil metálico e o betão tem propriedades diferentes dos restantes, para simular a interface de ligação dos conetores.



**Figura 4.20** – Pormenor de contactos realizados pelos macroelementos.

As armaduras foram modeladas segundo o projeto de execução e com auxílio do comando barras de reforço. A figura 4.21 ilustra o pormenor das armaduras modeladas, num dos topos da estrutura.



**Figura 4.21** – Pormenor da modelação das armaduras.

#### 4.4.2 Materiais

A definição dos materiais foi feita segundo projeto de execução e com auxílio do modelo 2D [26] existente para identificação das propriedades de cada um dos materiais presentes na estrutura.

Foram utilizados como principais materiais: betão e aço, modelados por “3D Nolinear Cementitiou 2” e “3D Bilinear Steel Von Mises” respetivamente, que representam modelos constitutivos da biblioteca do ATENA<sup>®</sup> [23]. Os valores nominais considerados no modelo numérico, tiveram por base os Eurocódigos EN 1992-1-1 [28], para betão e aço de reforço, e na EN 1993-1-1 [29] para aço laminado. As tabelas 4.2 e 4.3 indicam os valores dos principais parâmetros relativos aos dois materiais.

**Tabela 4.2** – Propriedades dos elementos de betão pré-fabricado.

Parâmetro		Valor
Módulo de elasticidade ( $E_c$ )	[GPa]	35.00
Resistência à tração ( $f_t$ )	[MPa]	3.50
Resistência à compressão ( $f_c$ )	[MPa]	48.00
Energia de rutura ( $G_f$ )	[N/m]	87.50
Extensão máxima ( $\varepsilon_c$ )	[‰]	2.00
Deslocamento de compressão crítico ( $W_d$ )	[m]	5.00x10-4

**Tabela 4.3** – Propriedades do aço de reforço.

Parâmetro		Valor
Módulo de elasticidade ( $E_{s,l}$ )	[GPa]	205.00
Tensão de cedência ( $\sigma_{y,l}$ )	[MPa]	560.00
Tensão última ( $\sigma_{u,l}$ )	[MPa]	644.00 (k=1.5)
Extensão máxima ( $\varepsilon_{lim,l}$ )	[‰]	80.00

Devido às grandes dimensões dos elementos, os perfis aplicados são reconstituídos soldados por chapas metálicas. A tabela 4.4 apresenta o valor das propriedades de cada chapa individualmente.

**Tabela 4.4** – Propriedades das chapas de aço.

<b>Espessura</b>	<b>Tensão de cedência (<math>\sigma_{y,p}</math>)</b>	<b>Tensão última (<math>\sigma_{u,p}</math>)</b>	<b>Extensão máxima (<math>\varepsilon_{lim,p}</math>)</b>	<b>Módulo de endurecimento</b>
[mm]	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]
≤16	355	470-530	20-22	696.10
≤40	345	470-530	20-22	743.90
≤60	335	470-530	19-21	831.60
≤80	325	470-530	18-20	928.60
≤100	315	470-530	18-20	981.40
≤110	295	450-600	18-18	1287.80

Os conetores metálicos existentes na estrutura são do tipo S235 J2 G3 + C450, estes garantem a conexão entre o perfil metálico e o betão. As propriedades destes conetores estão representadas pela tabela 4.5

**Tabela 4.5** – Propriedades dos conetores metálicos S235 J2 G3 + C450.

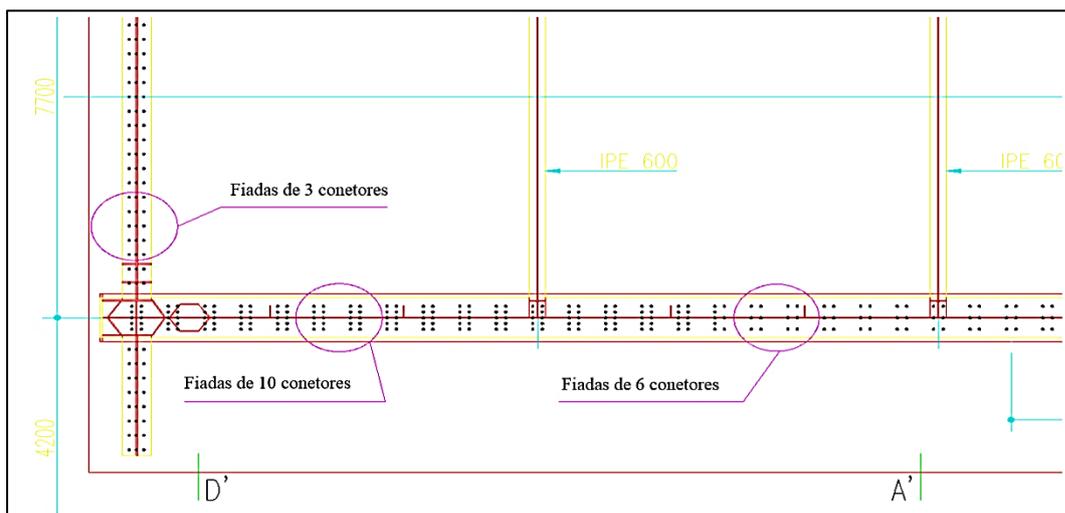
<b>Parâmetro</b>		<b>Valor</b>
Tensão de cedência ( $\sigma_y$ )	[MPa]	350.00
Tensão última ( $\sigma_u$ )	[MPa]	450.00
Extensão máxima ( $\varepsilon_{lim}$ )	[%]	18.00

### 4.4.3 Contatos / Interface

O comportamento da conexão é modelado como um elemento de interface, baseado num critério de Mohr-Coulomb, recorrendo à tensão de corte existente entre os dois materiais para o definir. Esta lei é dada em termos de corte ( $\tau$ ) e tensões normais ( $\sigma$ ). De acordo com a figura 4.8, a perda inicial corresponde ao momento em que valor de coesão ( $c$ ) é atingido. Após a tensão ultrapassar esta condição, a relação entre as tensões é dada pelo atrito ( $\phi$ ).

Para as tensões de corte e por deslizamento, a lei é caracterizada por uma rigidez ( $K_{TT}$ ), até que seja alcançado critério de Mohr-Coulomb, adotando-se de seguida um valor mínimo ( $K_{TT,min}$ ) que corresponde a 1% da rigidez inicial (figura 3.12-b)). Para tensões normais positivas ( $\sigma_{uN}$ ), a rigidez inicial ( $K_{NN}$ ) define a lei, até que se atinge a resistência à tração ( $f_t$ ). Uma vez atingida, a tensão normal reduz-se a zero, passando a rigidez mínima normal ( $K_{NN,min}$ ) que é igual a 1% de  $K_{NN}$  (figura 3.12-c)). Para valores negativos de  $\sigma_{uN}$ , a rigidez inicial ( $K_{NN}$ ) define sempre a lei, pois o conector estará em compressão.

Existem três distribuições de conectores, ao longo da ponte, que são agrupados, respetivamente, em baixa, média e alta densidade para as fiadas de 3, 6 e 10 conectores (Figura 4.22). O primeiro grupo encontra-se nos topos do tabuleiro, banzo superior dos perfis transversais, e tem um espaçamento entre si de 0.25 m, os outros dois localizam-se nas longarinas com espaçamentos iguais a 0.50 m, em que o comprimento de cada distribuição foi definida de acordo com o projeto de execução [20]. Assim sendo, a divisão do comprimento de cada região é apresentada na tabela 4.6.



**Figura 4.22** – Distribuição de conectores no banzo superior da longarina e transversinas.

Tabela 4.6 – Distribuição do tipo de interface no banzo superior das longarinas.

Densidade	Comprimento [m]	Densidade	Comprimento [m]
(10)	0.00 – 8.50	(10)	120.00 – 144.00
(6)	8.50 – 32.00	(6)	144.00 – 164.00
(10)	32.00 – 56.00	(10)	164.00 – 180.00
(6)	56.00 – 76.00	(6)	180.00 – 196.00
(10)	76.00 – 100.00	(10)	196.00 – 203.00
(6)	100.00 – 120.00	(3)	Transversinas dos topos

Para o comportamento normal da ligação, a definição da interface é feita pelos parâmetros de rigidez normal ( $K_{NN}$ ) e de resistência à tração ( $f_t$ ). Ambos os parâmetros foram assumidos com valores elevados para evitar uma rutura por deslocamento vertical.

Quando estamos perante o comportamento de deslizamento/corte, a interface é definida pelos parâmetros de coesão ( $c$ ) e da rigidez ao corte ( $K_{TT}$ ). Os valores da coesão dependem substancialmente da capacidade de carga máxima do perno conetor ( $P_{Rm}$ ). Este valor é determinado a partir da NP EN 1994-1-1 [30] de acordo com as equações:

$$P_{Rk} = 0.80 \times f_u \times \pi \times \frac{d^2}{4} = 102.07 \text{ KN} \quad (4.2)$$

$$P_{Rk} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} = 123.87 \text{ KN} \quad (4.3)$$

em que:

- $\alpha = 1$  para  $h_{sc}/d > 4$
- $d = 19 \text{ mm}$  (diâmetro da cabeça do conetor);
- $h_{sc} = 150 \text{ mm}$  (altura nominal do conetor);
- $f_u = 450 \text{ MPa}$  (resistência última à tração do conetor);
- $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$  (resistência à compressão do betão);
- $E_{cm} = 35 \text{ GPa}$  (módulo de elasticidade do betão);

A capacidade máxima do conetor ( $P_{Rk} = 102.07 \text{ KN}$ ) é assim obtida pelo menor valor das equações (4.2) e (4.3). O valor médio ( $P_{Rm} = 113.41 \text{ KN}$ ) é obtido dividindo o valor anterior por 0.90. Considerando este último valor, é possível determinar a coesão, pelas seguinte equações:

$$c = \frac{P_{Rm} \times \text{número de conetores}}{\text{largura da interface} \times \text{distância entre conetores}} \quad (4.4)$$

$$c_{10} = \frac{113.41 \times 10}{0.70 \times 0.50} \cong 3.24 \text{ MPa} \quad (4.5)$$

$$c_6 = \frac{113.41 \times 6}{0.70 \times 0.50} \cong 1.94 \text{ MPa} \quad (4.6)$$

$$c_3 = \frac{113.41 \times 3}{0.40 \times 0.25} \cong 3.40 \text{ MPa} \quad (4.7)$$

De forma semelhante é obtida a rigidez de corte. Para obtenção de tal parâmetro é necessário o valor da rigidez de corte para o conetor. No entanto, este é um valor de difícil quantificação, pois depende de vários fatores. Considerando-se assim, com base na experiência e dados experimentais, o valor de 325 KN/mm [26]. Tendo em consideração o referido valor, é possível determinar a rigidez de corte por meio das seguintes equações:

$$K_{TT} = \frac{\text{rigidez de corte do conetor} \times \text{número de conetores}}{\text{largura da interface} \times \text{distância entre conetores}} \quad (4.8)$$

$$K_{TT_{10}} = \frac{325 \times 10}{0.70 \times 0.50} \cong 9285.71 \text{ KN/m}^2/\text{mm} \quad (4.9)$$

$$K_{TT_6} = \frac{325 \times 6}{0.70 \times 0.50} \cong 5571.43 \text{ KN/m}^2/\text{mm} \quad (4.10)$$

$$K_{TT_3} = \frac{325 \times 3}{0.40 \times 0.25} \cong 9750.00 \text{ KN/m}^2/\text{mm} \quad (4.11)$$

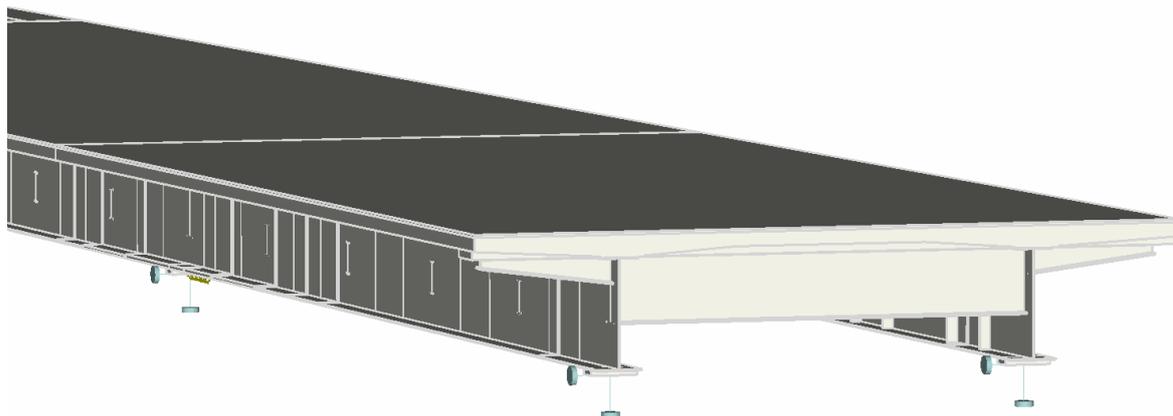
A tabela 4.7 resume os resultados obtidos através das diversas equações, bem como as restantes propriedades das interfaces aplicadas aos contactos criados entre o betão e o banzo superior dos perfis metálicos.

**Tabela 4.7** – Propriedades das interfaces.

Parâmetros		Quantidade		
		10 Conetores	6 Conetores	3 Conetores
Rigidez Normal ( $K_{NN}$ )	[MN/m <sup>3</sup> ]	$6.600 \times 10^5$	$6.600 \times 10^5$	$6.600 \times 10^5$
Rigidez de Corte ( $K_{TT}$ )	[MN/m <sup>3</sup> ]	$9.280 \times 10^3$	$5.571 \times 10^3$	$9.750 \times 10^3$
Tensão de tração ( $f_t$ )	[MPa]	3.645	2.187	3.827
Coesão ( $c$ )	[MPa]	3.240	1.944	3.402
Coeficiente de atrito	[-]	$1.000 \times 10^{-3}$	$1.000 \times 10^{-3}$	$1.000 \times 10^{-3}$

#### 4.4.4 Apoios

As condições de apoio dadas pelos pilares e encontros foram simplificadas por apoios duplos, com restrições de movimento nas direções vertical (Z) e transversal (Y) (figura 3.14). Nos apoios centrais, relativos aos pilares, foram modeladas molas com rigidez ( $K$ ) equivalente às propriedades do apoio, devido a estes terem também limitações de deslocamentos na direção longitudinal (X). A tabela 4.8 indica os valores e localização de cada uma das molas.



**Figura 4.23** – Apoios na zona dos encontros e pilares.

**Tabela 4.8** – Propriedades das molas [26].

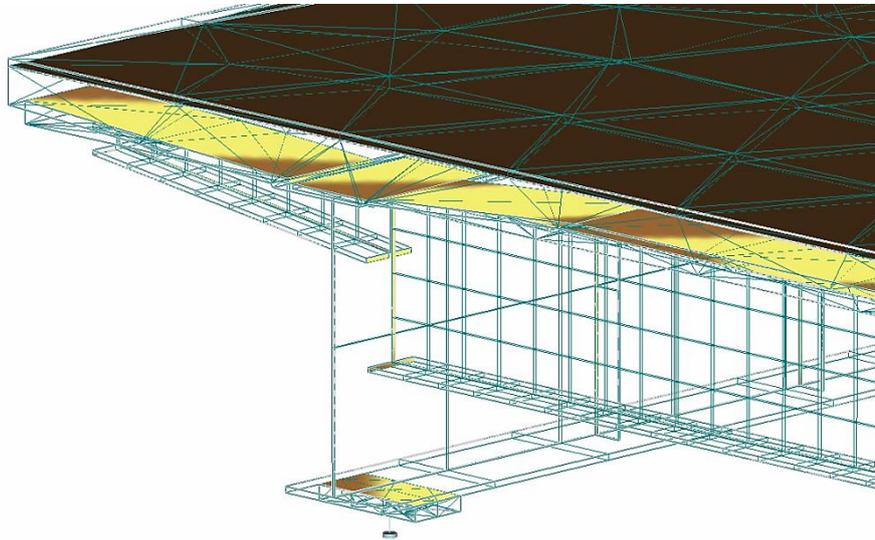
<b>Alinhamento</b>	<b>Rigidez (K)</b>
C1 e C4	56.689 [MPa]
C2 e C3	9.93 [MPa]

#### 4.4.5 Malha

A qualidade de um modelo numérico e consequentemente a fiabilidade dos resultados dependem diretamente do tipo de malha associado, independentemente do tipo de programa a ser utilizado.

As malhas poderão ser mais ou menos densas, tal facto dependerá do tipo de fator de multiplicação associado à malha de cada macroelemento. Quanto menor for o fator mais densa será a malha, dividindo o macroelemento num maior numero de elementos finitos. Consequentemente, malhas mais densas ou mais refinadas, necessitam de maior poder de processamento na obtenção dos resultados.

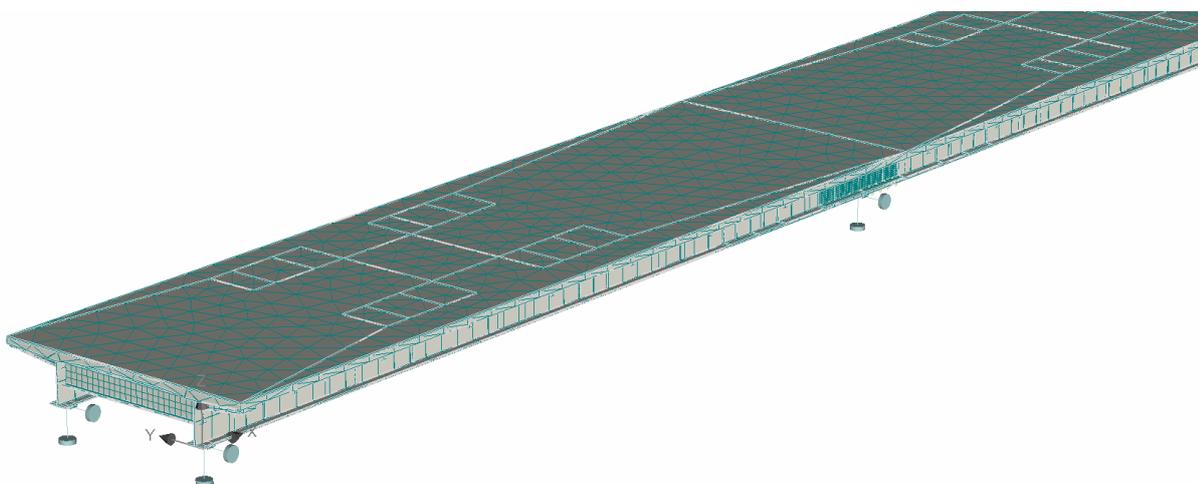
No caso em estudo, a escolha da própria malha condicionou outro tipo de fatores, dos quais a escolha do tipo de elemento e a interação entre eles. Foi então necessário fazer uma análise detalhada em algumas situações, nomeadamente nos contactos de pequena dimensão, em que a malha teve de ser mais densa (figura 4.24).



**Figura 4.24** – Exemplo da modelação da malha.

A escolha da malha para o presente modelo, com fatores de 1.0 na generalidade e 0.30 para zonas de contato crítico, apenas teve como critério principal a eliminação de erros provenientes de contatos entre os macroelementos.

A figura 4.25 exemplifica o tipo de malha presente no modelo tridimensional elaborado, sendo sujeita a alterações, dependendo da qualidade dos resultados que sejam obtidos.

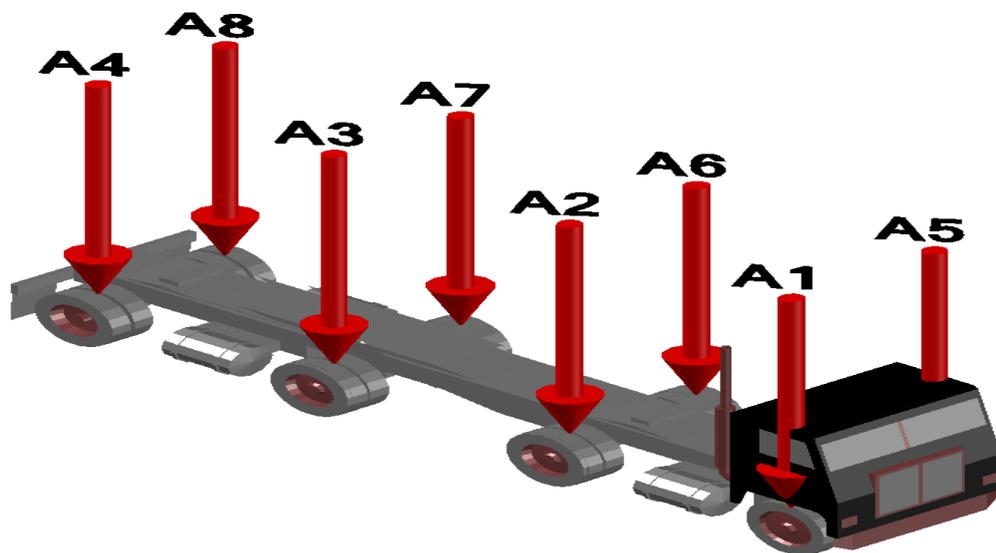


**Figura 4.25** – Exemplo da modelação da malha.

#### 4.4.6 Cargas

O carregamento inerente à estrutura foi traduzido no modelo em duas partes distintas, como peso próprio e como cargas adicionais, provocadas pelos veículos do respetivo ensaio de carga.

A forma de aplicação do peso próprio na estrutura foi quase automática, tendo de se definir, apenas para o caso de carga o peso próprio e todos os elementos afetados. Assumiu-se assim, para cada um deles, as propriedades do seu material, sendo os parâmetros influentes, a sua geometria e o seu peso específico que, no presente caso, tomou o valor de  $24.00 \text{ KN/m}^3$  e  $77.00 \text{ KN/m}^3$  para o betão e o aço, respetivamente.

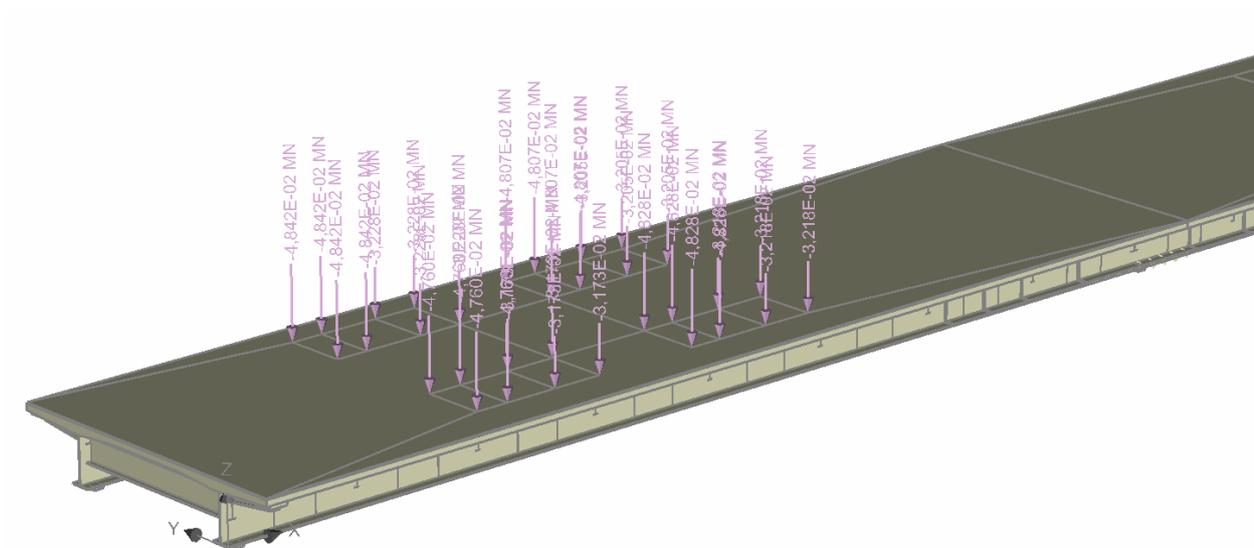


**Figura 4.26** – Distribuição das cargas relativas ao peso dos veículos.

Adicionalmente, as ações provocadas pelo peso dos veículos, utilizados no ensaio de carga, foram traduzidas em cargas pontuais (figura 4.26). Estas foram divididas em duas cargas por eixo, aplicadas na zona de contato do veículo com a estrutura (rodas), tomando diferentes posições, dependendo do caso de carga (figuras 3.9, 3.10, 3.11 e 4.27). O peso é distribuído pelos eixos dianteiro e traseiro na proporção de 40% e 60%, respetivamente, sendo o cálculo feito da seguinte forma: por exemplo, para o veículo A, temos um peso total de  $32.82 \text{ Ton}$  que podemos transformar aproximadamente em  $321.96 \text{ KN}$  ( $32.82 \times 9.81$ ), que distribuídos para os eixos dianteiro e traseiro corresponde a  $128.78 \text{ KN}$  ( $321.96 \times 0.40$ ) e  $193.18 \text{ KN}$  ( $321.96 \times 0.60$ ), respetivamente. Tendo cada um deles quatro rodas, obtém-se uma carga pontual de  $32.18 \text{ KN}$  ( $128.78/4$ ) e  $48.28 \text{ KN}$  ( $193.18/4$ ), nos eixos dianteiro e traseiro, respetivamente. A tabela 4.9 apresenta todas as cargas, por roda, para os diferentes veículos.

**Tabela 4.9** – Distribuição das cargas pontuais produzidas pelos veículos.

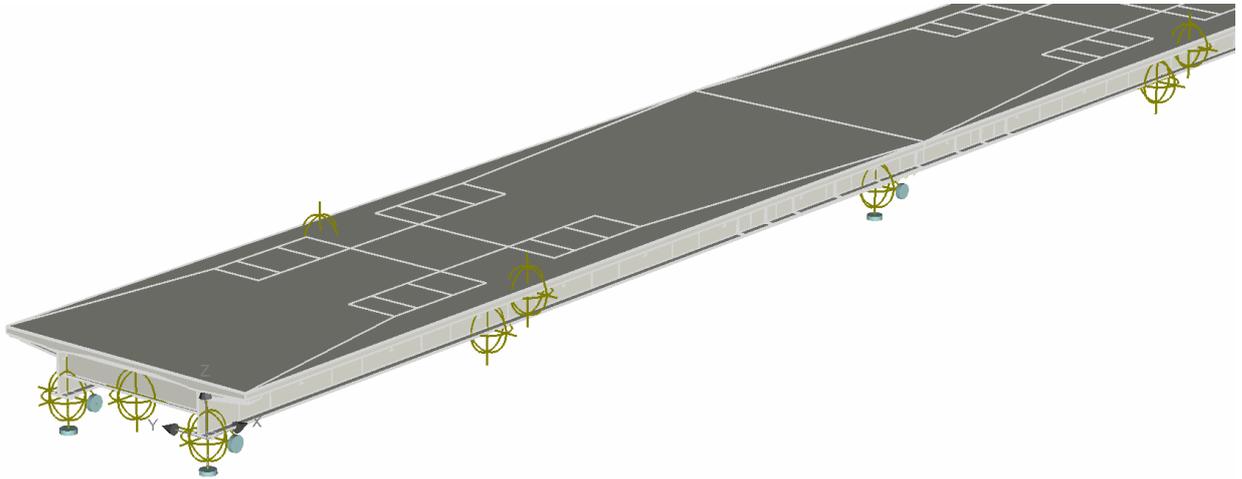
Eixos	Roda	A	B	C	D
		[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
1º	A1	32.18	31.73	32.05	32.28
	A5	32.18	31.73	32.05	32.28
2º	A2	32.18	31.73	32.05	32.28
	A6	32.18	31.73	32.05	32.28
3º	A3	48.28	47.60	48.07	48.42
	A7	48.28	47.60	48.07	48.42
4º	A4	48.28	47.60	48.07	48.42
	A8	48.28	47.60	48.07	48.42
<b>Total</b>		321.84	317.32	320.48	322.80

**Figura 4.27** – Exemplo da modelação das cargas para LC1.

A aplicação das diferentes cargas é feita de uma forma sequencial, aplicando-se incrementos com fator de 0.10, em que resulta uma sequência de 10 passos, obtendo assim, no final, a aplicação da carga total.

Para a análise de cada caso de carga (LC1, LC2 e LC3) é composta uma sequência de 20 passos, em que os primeiros 10 são relativos ao peso próprio da estruturas e os restantes dizem respeito ao tipo de carregamento, conforme especificado na tabela 4.9.

Os pontos de monitorização, em cada passo, controlam as reações de apoio e o deslocamento vertical (figura 3.18). A partir da diferença entre os deslocamentos obtidos para o passo número 20 (aplicação do peso total dos veículos mais peso próprio da estrutura) e o 10 (aplicação do peso próprio) é possível obter os valores de comparação com os deslocamentos verticais experimentais (tabela 3.3).



**Figura 4.28** – Exemplo da modelação dos pontos de monitorização.



## 5º CAPÍTULO

---

# INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

### 5.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO

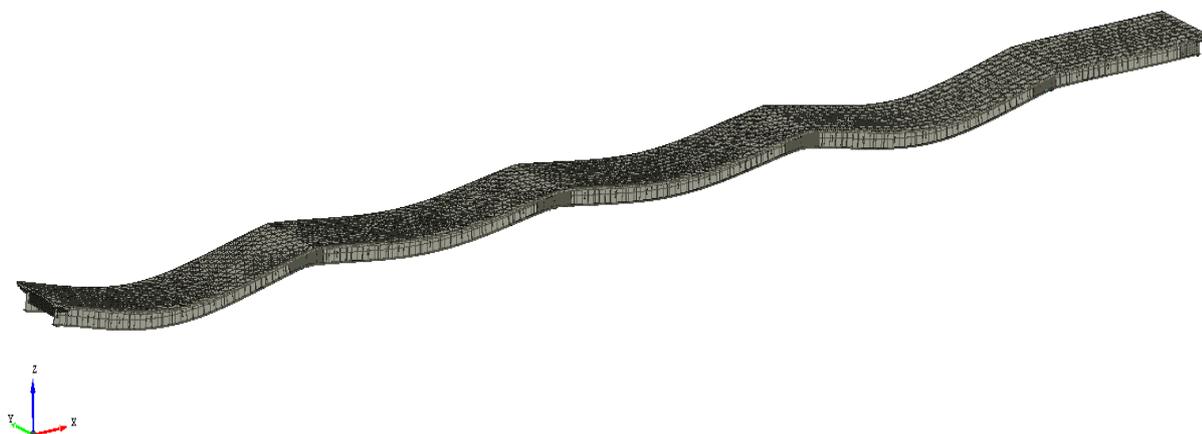
O algoritmo de *Newton-Raphson* foi o método utilizado na análise. Os parâmetros principais deste algoritmo são apresentados na tabela 5.1.

**Tabela 5.1** – Parâmetros do método Newton-Raphson.

<b>Método de resolução</b>	Newton-Raphson
<b>Rigidez / Atualização</b>	Tangente / A cada iteração
<b>Limitação do número de iterações</b>	40
<b>Tolerância do erro</b>	$100 \times 10^{-2}$
<b>Linha de pesquisa</b>	Iterativa

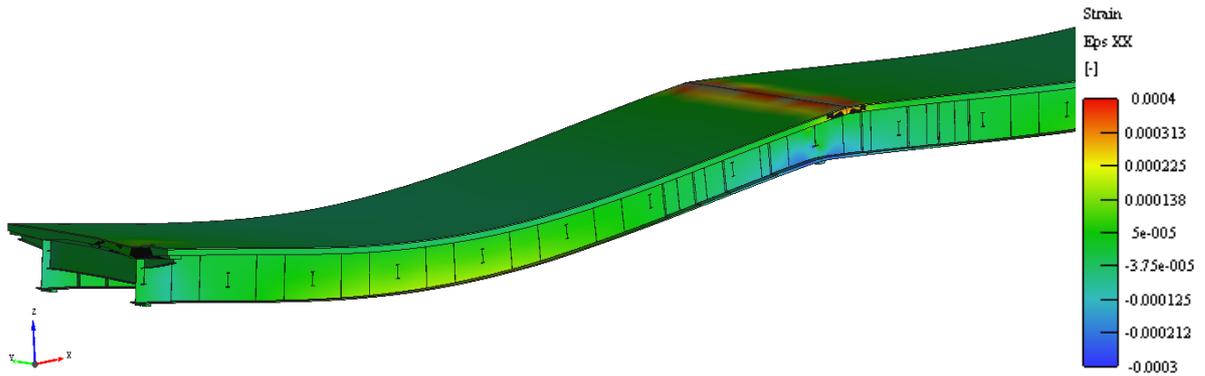
Devido à enorme quantidade de elementos finitos, este é considerado um modelo pesado, sendo impossível realizar a análise no ATENA<sup>®</sup>3D. Devido a tal facto foi necessário executar o modelo em ATENA<sup>®</sup>Win 64bit e ATENA<sup>®</sup>Studio 64bit, que mesmo assim teve uma duração média de 3 dias de processamento de resultados, para cada caso de carga.

A deformada para o peso próprio é representada pela figura 5.1. É possível avaliar um comportamento parcialmente simétrico, pois a deformada das extremidades não são iguais, estando as secções críticas situadas nos apoios interiores e no primeiro e quarto vãos, numerando da esquerda para a direita, a 40% do comprimento total de cada vão. Estas secções são consideradas críticas, por apresentarem maiores valores de tensões e deformações. Uma vez que o vão extremo da direita é menor, relativamente aos restantes, aproximadamente metade, é normal que tenha menor deformada.



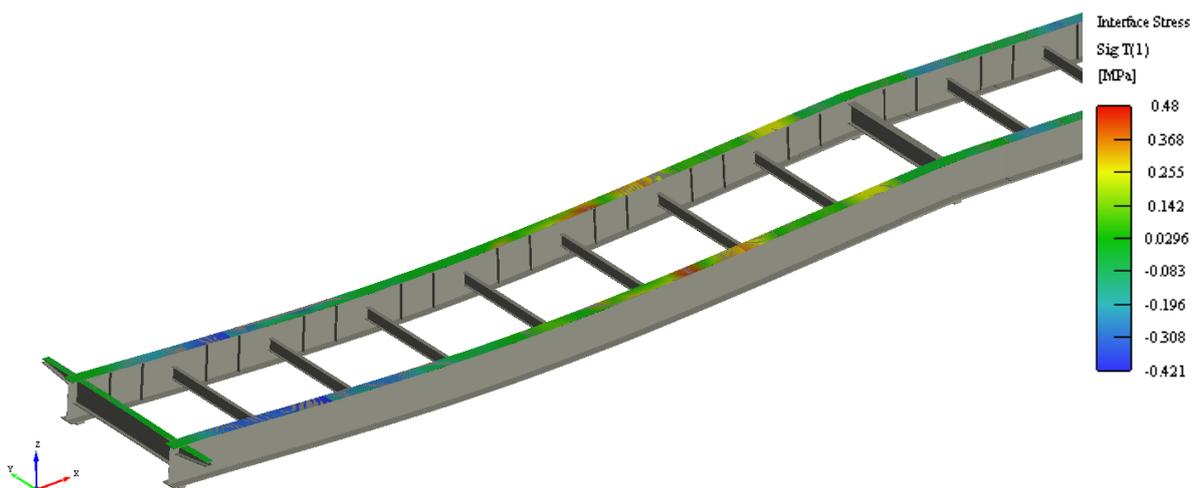
**Figura 5.1** – Deformada para o peso próprio da estrutura.

A influência do peso próprio é representada em termos de extensões normais, no sentido longitudinal do tabuleiro, pela figura 5.2. Pela mesma figura é possível verificar-se para a zona dos apoios, momento fletor negativo, uma extensão máxima de tração de cerca 0.4‰ e de compressão 0.2‰, nas faces superior de betão e inferior do perfil metálico. Na zona de momento fletor positivo máximo, as fibras superiores do perfil metálico e do betão estão sobre compressão, apresentando uma extensão normal de 0.01‰. Para a mesma zona, nas fibras mais tracionadas do perfil metálico, é possível obter uma extensão normal de 0.25‰.

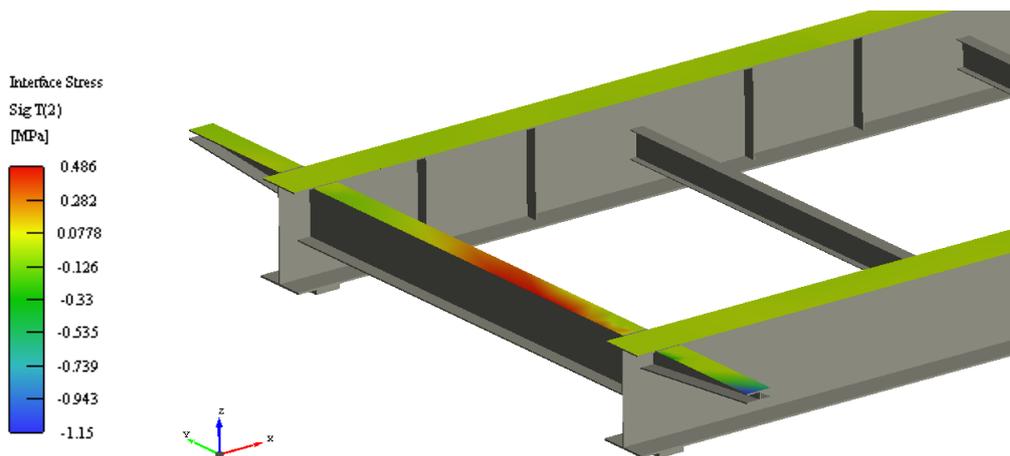


**Figura 5.2** – Extensões normais para o peso próprio da estrutura.

A figura 5.3 ilustra as tensões tangenciais na interface das longarinas, juntamente com a deformada da estrutura, para melhor compreensão. Da análise, é possível concluir que para a zona de momentos positivos temos uma tensão de corte de, aproximadamente, 0.15MPa (densidade de 6 conetores), ao passo que na zona de momentos negativos temos um máximo de 0.48MPa (densidade de 10 conetores). De semelhante forma, a figura 5.4 apresenta as tensões tangenciais nas transversinas, na interface do perfil transversal localizado na estremecida da estrutura. Para a referida zona (densidade de 3 conetores) é obtido o valor de 0.49MPa para a tensão de corte tangencial. Por conseguinte, estes valores estão longe do valor máximo da coesão para a interface (tabela 4.7).

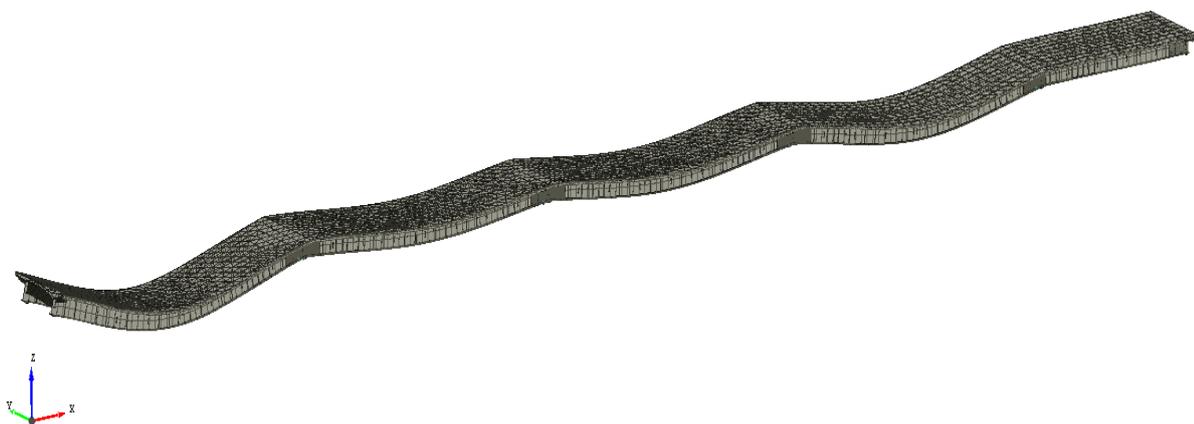


**Figura 5.3** – Tensões tangenciais na interface das longarinas para o peso próprio da estrutura.



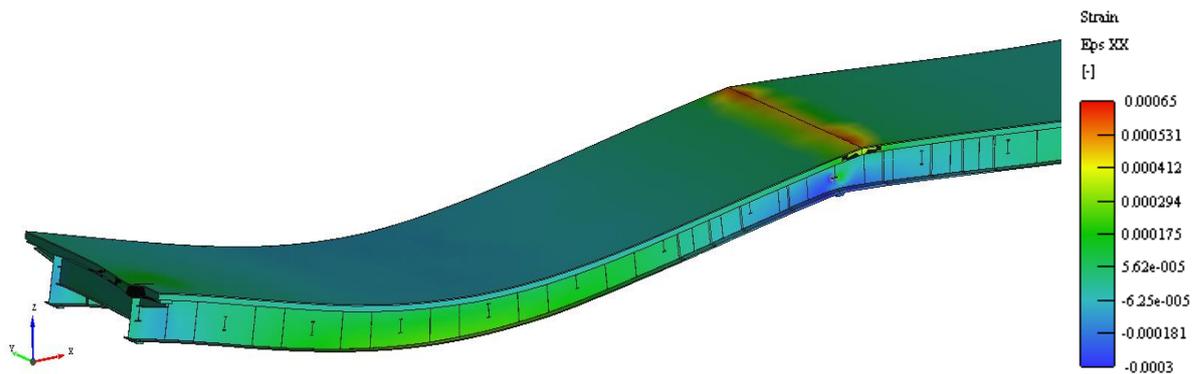
**Figura 5.4** – Tensões tangenciais na interface da transversina para o peso próprio da estrutura.

A aplicação do primeiro caso de carga (LC1), que consiste na aplicação das cargas que os veículos exercem sobre o primeiro vão da estrutura (figura 3.10), traduz-se na deformada ilustrada pela figura 5.5. Comparando com a deformada do peso próprio (figura 5.1) é possível verificar que a deformação deixa de ser parcialmente simétrica, devido à assimetria das cargas aplicadas. Portanto, o primeiro tramo do viaduto terá um aumento nos seus esforços. Consequentemente, as zonas críticas serão a 40% do comprimento total do primeiro vão e no apoio interior do alinhamento C1, segundo figura 3.7.



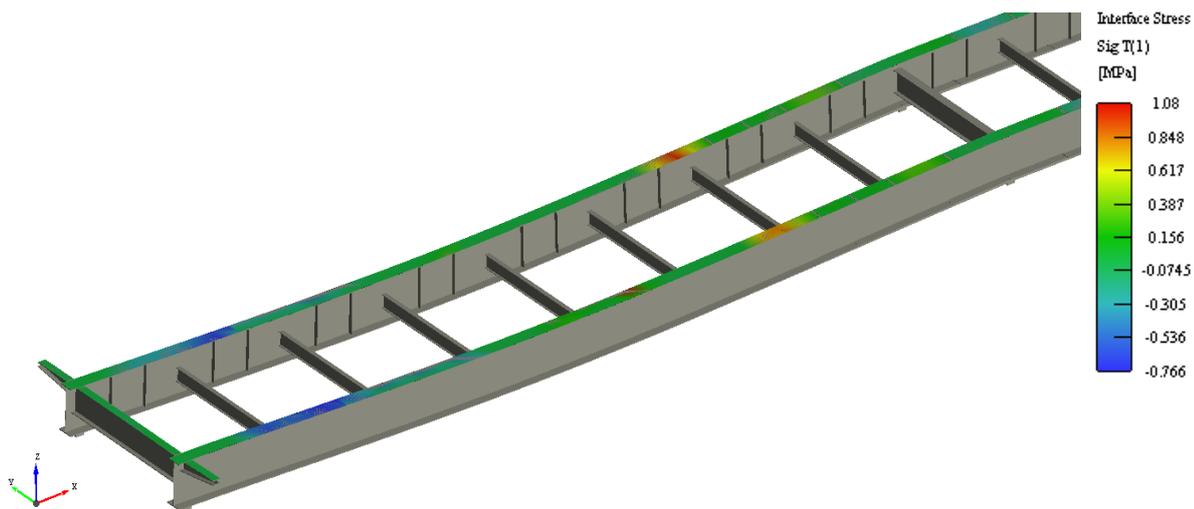
**Figura 5.5** – Deformada para o caso de carga 1 (LC1).

A figura 5.6 exibe de forma esquemática os valores das extensões normais para as secções críticas. Em comparação com os resultados da influência do peso próprio, verifica-se um aumento do valor máximo da extensão normal de tração para a mesma secção, com o valor aproximado de 0.65%. Ainda para a mesma secção, é possível observar-se a extensão máxima de compressão a rondar os 0.3%, no banzo inferior da viga metálica. Para a secção crítica na zona do momento fletor positivo máximo, obteve-se os valores máximos nas fibras mais afastadas de 0.3‰ e 0.1‰ para a as extensões de tração no perfil metálico e de compressão no betão, respetivamente.

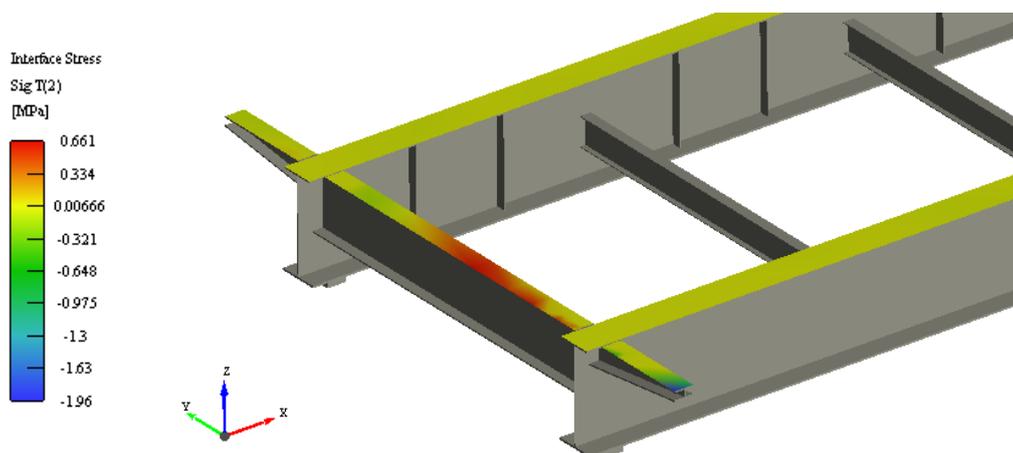


**Figura 5.6** – Extensões normais para o caso de carga 1 (LC1).

As tensões tangenciais, presentes na estrutura posteriormente ao carregamento especificado para o primeiro caso de carga (LC1), sofreram também um aumento para os mesmos locais de estudo quando comparado com a análise anterior do peso próprio (figuras 5.7 e 5.8). Para a interface (densidade de 6 conetores) localizada na região central do primeiro tramo, é obtida uma tensão tangencial nas longarinas a rondar ao 0.35MPa. Nas restantes regiões (densidade 10 conetores) mais próximas dos apoios temos presente uma tensão tangencial a rondar os 0.75MPa, com tensão máxima localizada de 1.08MPa. É de realçar o facto de existirem algumas diferenças entre as duas longarinas, pois há presença de esforços de torção na estrutura, devido ao carregamento, que assim as mobiliza. No que diz respeito às tensões tangenciais nas transversinas, obteve-se um valor máximo de 0.66MPa. No entanto, mesmo com o aumento dos esforços, ainda ficam muito aquém do seu limite (tabela 4.7).

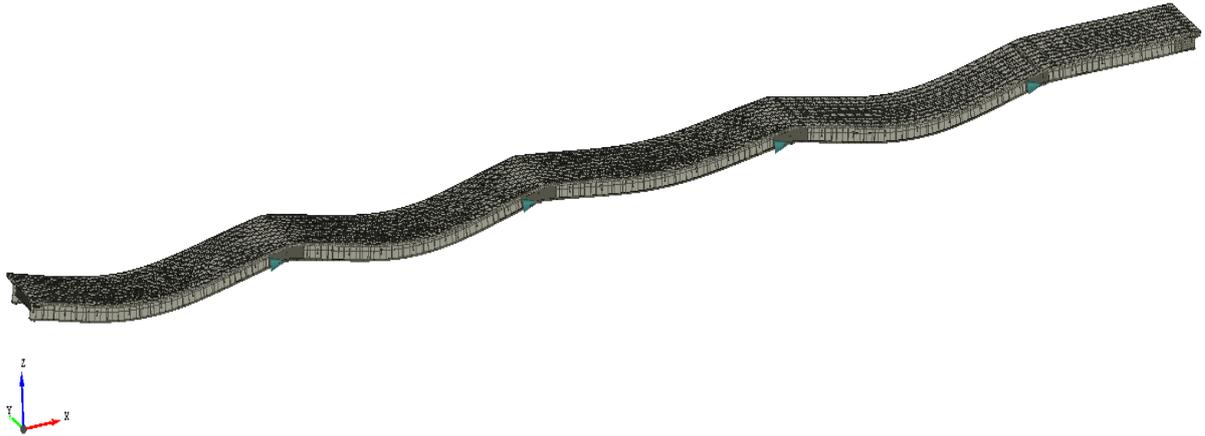


**Figura 5.7** – Tensões tangenciais na interface das longarinas para o caso de carga 1 (LC1).



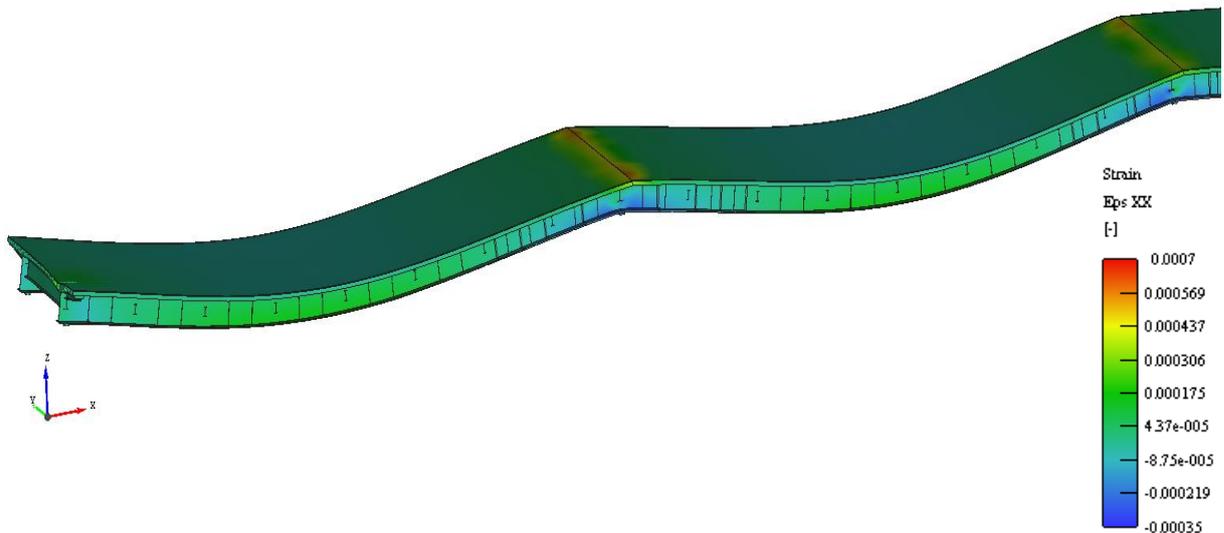
**Figura 5.8** – Tensões tangenciais na interface da transversina para o caso de carga 1 (LC1).

A figura 5.9 apresenta a deformada do viaduto após a aplicação do segundo caso de carga (LC2), em que se pretende simular o desempenho da ponte quando os veículos estão sobre o segundo vão da estrutura (figura 3.11). A partir da deformada é possível verificar que passamos a ter as secções críticas no segundo vão, onde foram aplicadas as cargas. Portanto, as secções críticas sob estudo, são: (1) nos apoios dos alinhamentos C1 e C2; (2) a meio do segundo vão.



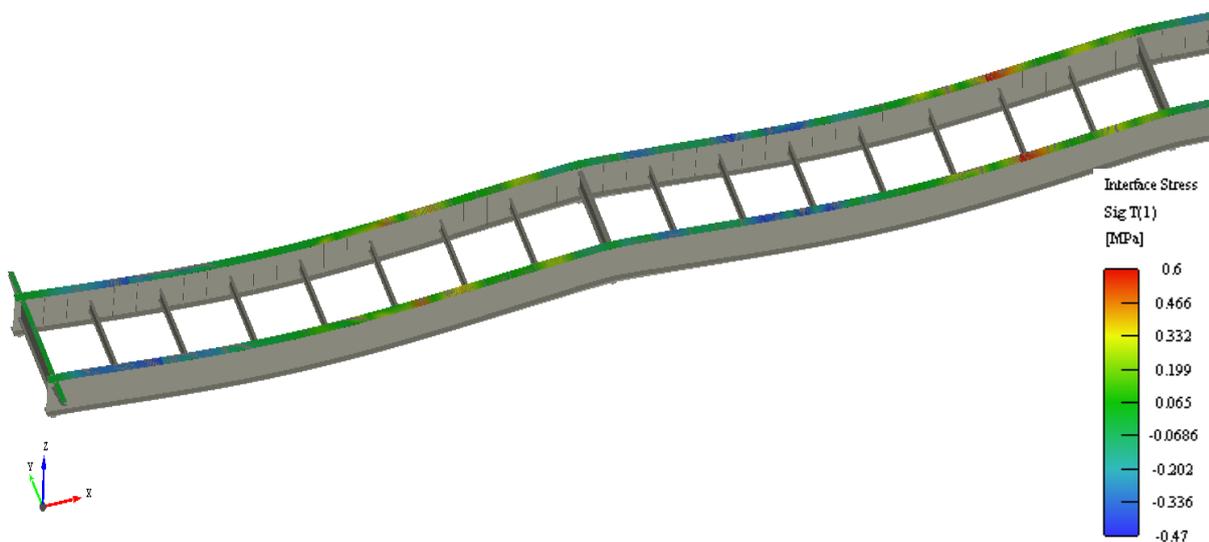
**Figura 5.9** – Deformada para o caso de carga 2 (LC2).

Segundo a figura 5.10, que ilustra de forma esquemática os valores das extensões normais, verifica-se uma semelhança de extensões para os tramos mais deformados. Contudo, para as secções críticas de (1) observa-se as extensões normais de tração e compressão máximas de aproximadamente 0.7‰ e 0.35‰, respetivamente, para betão e banzo inferior do perfil metálico. Na zona de momentos fletores positivos máximos (2), para as fibras mais afastadas de betão, temos 0.15‰ de extensão normal de compressão e 0.4‰ de extensão normal de tração para a viga metálica no seu banzo inferior. De salientar a existência de alguma fissuração do betão na zona dos apoios.

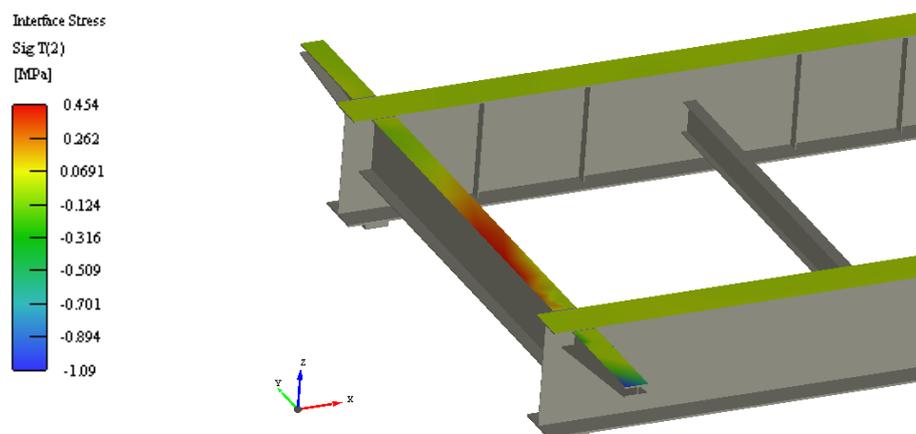


**Figura 5.10** – Extensões normais para o caso de carga 2 (LC2).

Das figuras 5.11 e 5.12 é possível analisar as tensões tangenciais na interface das longarinas e transversinas, respectivamente, em que na região de meio vão (2) (densidade de 6 conetores) foi alcançada uma tensão tangencial nas longarinas, de aproximadamente, 0.07MPa, e para as regiões perto dos apoios (densidade 10 conetores), uma tensão tangencial a rondar os 0.6MPa. No que diz respeito às tensões tangenciais nas transversinas, observa-se um valor máximo de 0.45MPa. Estes valores, quando comparados com o primeiro caso de carga (LC1) de modo absoluto, são bastante inferiores, não ultrapassando também os valores limites presentes na tabela 4.7.

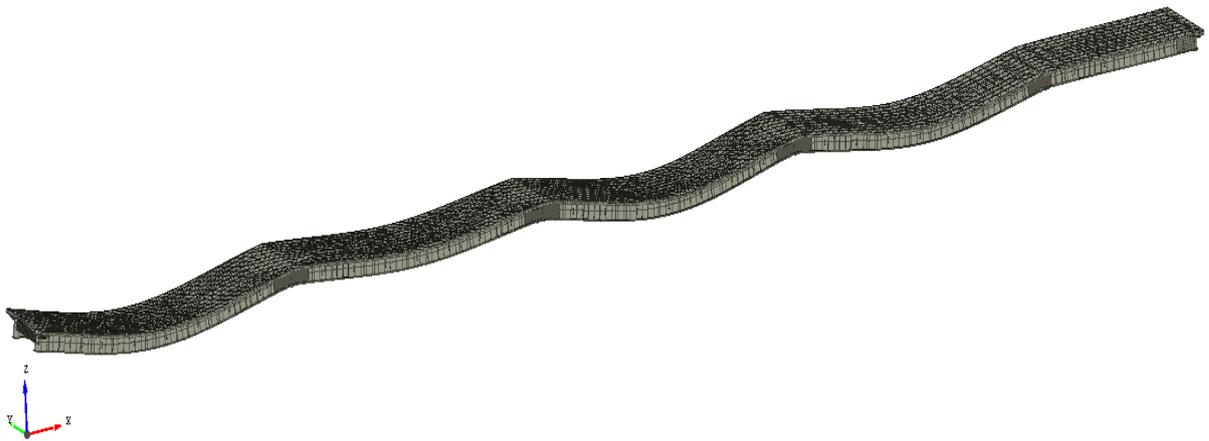


**Figura 5.11** – Tensões tangenciais na interface das longarinas para o caso de carga 2 (LC2).



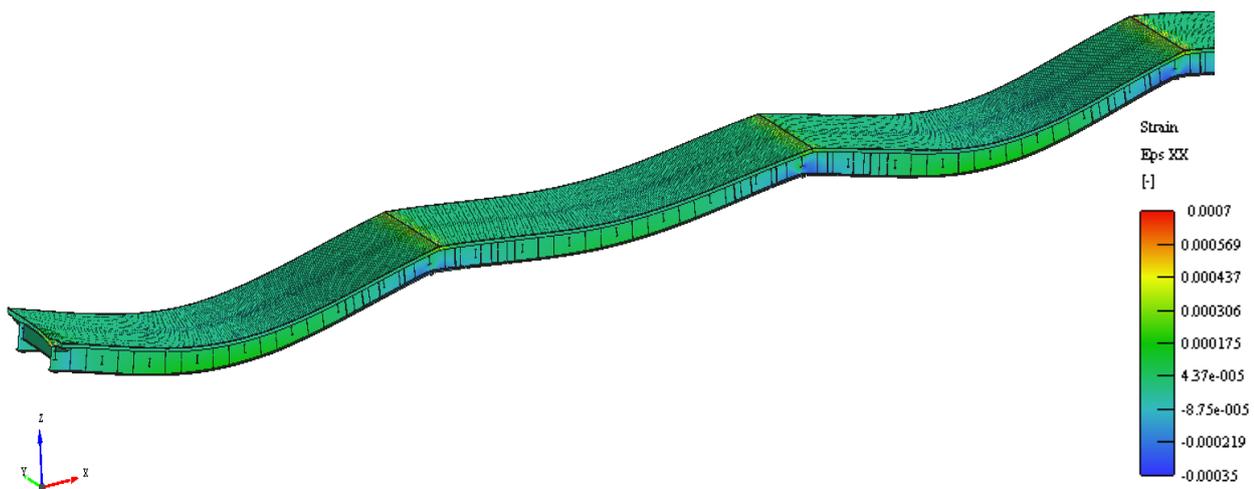
**Figura 5.12** – Tensões tangenciais na interface da transversina para o caso de carga 2 (LC2).

A deformada do viaduto, após a aplicação do terceiro caso de carga (LC3), representada pela figura 5.13, pretendeu simular o desempenho da ponte quando os veículos estão sobre o terceiro vão da estrutura (figura 3.12). Em comparação com o segundo caso de carga, foi possível concluir que as deformadas são similares, modificando apenas o vão afetado, devido à posição das cargas, sendo então que o estudo será feito sobre as secções críticas do terceiro tramo do viaduto, passando assim a serem: (3) nos apoios dos alinhamentos C2 e C3; (4) a meio do terceiro vão.



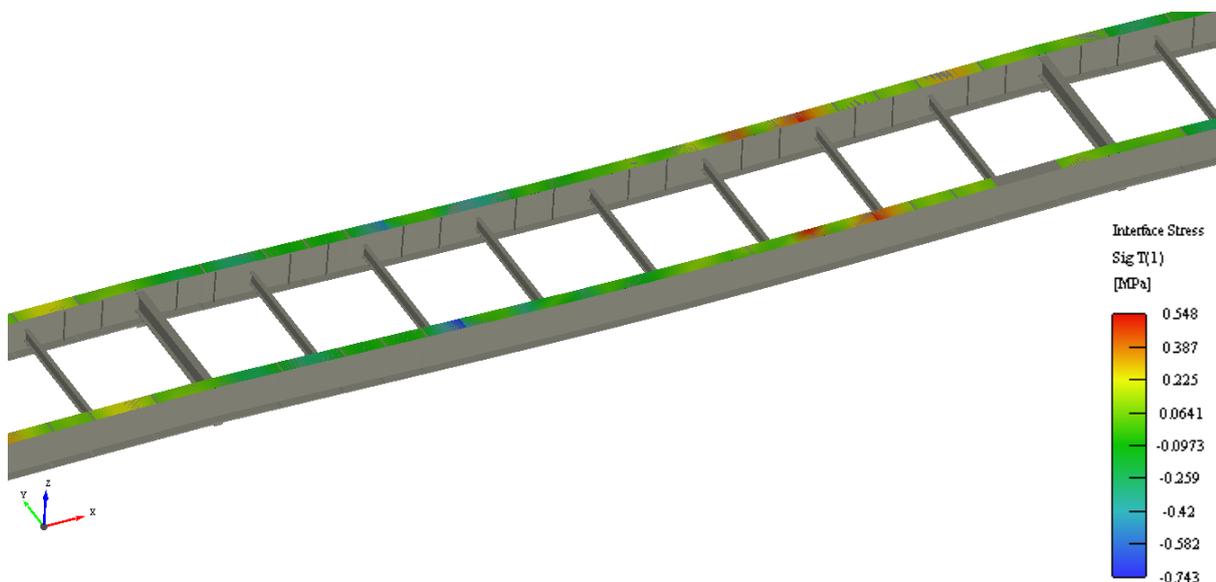
**Figura 5.13** – Deformada para o caso de carga 3 (LC3).

Tal como para o caso anterior de LC2, a figura 5.14 representa esquematicamente os valores das extensões normais. Analisando o esforço presente no terceiro vão em termos de extensões normais de tração e compressão nos apoios (3), temos aproximadamente 0.7‰ e 0.35‰ respetivamente para betão e banzo inferior do perfil metálico, valores idênticos aos constatados para a análise de LC2, tal como para a zona de momentos fletores positivos máximos (4), nas fibras mais afastadas de betão e da viga metálica, com 0.15‰ de extensão normal de compressão e 0.4‰ de extensão normal de tração, respetivamente. A fissuração no betão incide maioritariamente, neste caso, na zona dos apoios dos alinhamentos C2 e C3.

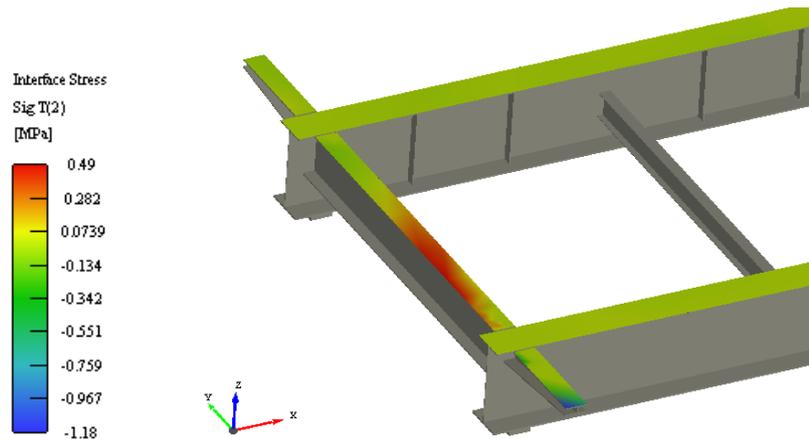


**Figura 5.14** – Extensões normais para o caso de carga 3 (LC3).

As tensões tangenciais para as longarinas e transversinas, respetivamente, para o terceiro caso de carga, estão representadas pelas figuras 5.15 e 5.16, tendo para a zona de meio vão (densidade 6 conetores) uma tensão tangencial de, aproximadamente, 0.08MPa e as regiões perto dos apoios (densidade 10 conetores) uma tensão tangencial a rondar os 0.65MPa. No que diz respeito às tensões tangencias nas transversinas, obteve-se um valor máximo de 0.5MPa. De forma idêntica ao caso de carga LC2, os valores obtidos não ultrapassam os valores limites presentes na tabela 4.7.



**Figura 5.15** – Tensões longitudinais na interface das longarinas para o caso de carga 3 (LC3).



**Figura 5.16** – Tensões tangenciais na interface da transversina para o caso de carga 3 (LC3).

As presentes deformadas também podem ser classificadas quanto ao seu deslocamento vertical. Tal como especificado no capítulo anterior, foram criados pontos de monitorização para os mesmos locais onde foram colocados os pontos de observação no ensaio de carga. A tabela 5.2 apresenta os valores absolutos obtidos a partir do modelo para o deslocamento vertical nesses pontos.

**Tabela 5.2** – Valores absolutos dos deslocamentos verticais.

Casos de carga	VD1	VD2	VD3	VD4
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
PP (STEP10)	18.432	18.800	11.418	11.387
LC1	27.407	28.406	9.911	9.890
LC2	17.122	17.450	18.713	18.724
LC3	18.659	19.031	10.082	10.016

Analisando os resultados das tensões e extensões descritos, verifica-se que para o primeiro vão os deslocamentos são superiores aos restantes, aquando da aplicação do primeiro caso de carga. Tendo, os restantes casos, valores idênticos. Portanto, os valores registados para as tensões e extensões, no mesmo caso de carga, também apresentam os maiores valores de entre os restantes.

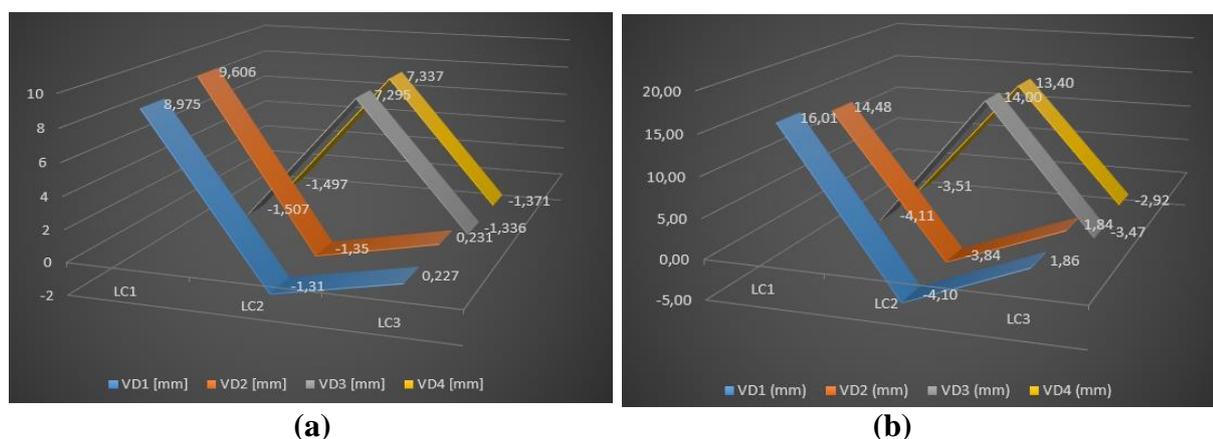
Uma vez que os resultados obtidos no ensaio de carga já contemplam a deformada inicial relativa ao peso próprio (tabela 5.2), foi necessário retirar essa quantidade aos restantes valores dos diferentes casos de carga (tabela 5.3), para comparação com os valores obtidos no ensaio de carga.

**Tabela 5.3** – Deslocamentos verticais após a deformação inicial.

Casos de carga	VD1	VD2	VD3	VD4
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
LC1	8.975	9.606	-1.507*	-1.497*
LC2	-1.310*	-1.350*	7.295	7.337
LC3	0.227	0.231	-1.336*	-1.371*

\* Valores negativos correspondem a um deslocamento ascendente

Comparando os valores inscritos nas tabelas 3.3 e 5.3 notou-se uma desigualdade significativa, em que os resultados obtidos a partir do modelo foram muito inferiores aos obtidos para o ensaio de carga. Por outro lado, se a comparação for feita em termos de proporções de deslocamentos, teremos aproximadamente a mesma quantidade, o que permitiu concluir que o modelo estará bem elaborado, mas muito mais rígido que a realidade. Tal pode ser visualizado na figura 5.17, que apresenta os gráficos dos deslocamentos verticais para o modelo 3D e ensaio de carga, onde é possível visualizar o mesmo desenvolvimento dos dois casos, mesmo tendo valores diferentes.



**Figura 5.17** – Gráficos dos deslocamentos verticais: (a) Modelo 3D; (b) Ensaio de carga.

Revisto o modelo, segundo a sua geometria e as propriedades dos materiais, com especial atenção para o módulo de elasticidade, confirmou-se que está tudo conforme. Portanto, o problema poderá advir diretamente do tipo de modelação que foi feito. No entanto, é possível avaliar que a posição mais desfavorável para o viaduto das cargas aplicadas é expressa pelo primeiro caso de carga, devido a este exercer os maiores esforços sobre a estrutura.

Não sendo este o melhor modelo para realizar as diversas análises, será efetuada na mesma, devido sobretudo à falta de tempo para a elaboração de um novo modelo.

## 5.2 TORÇÃO

Verificou-se que o presente modelo não traduz a realidade como era esperado, no entanto, efetuou-se a uma análise do comportamento da estrutura, quando submetida a esforços de torção.

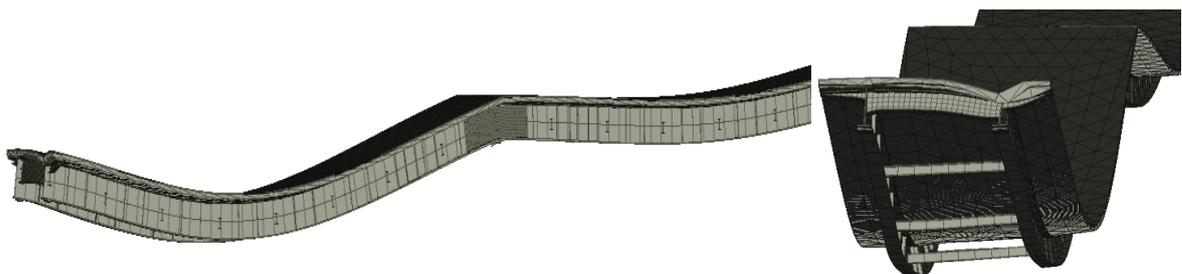
A aplicação de casos de carga de torção, em modelos de elementos finitos, apenas pode ser feita para modelos tridimensionais. O modelo foi então carregado conforme o executado no ensaio de carga que previa estudar o comportamento da estrutura sob efeitos de torção (figuras 3.14 a 3.17).

Os resultados dos deslocamentos, para cada caso de carga, estão representados na tabela 5.4. Tal como no ensaio de carga, os valores obtidos não ultrapassam os já registados (tabela 5.2), o que permite concluir que a estrutura terá um comportamento exemplar quando sujeita a este tipo de esforço.

**Tabela 5.4** – Valores absolutos dos deslocamentos verticais para os casos de carga de torção.

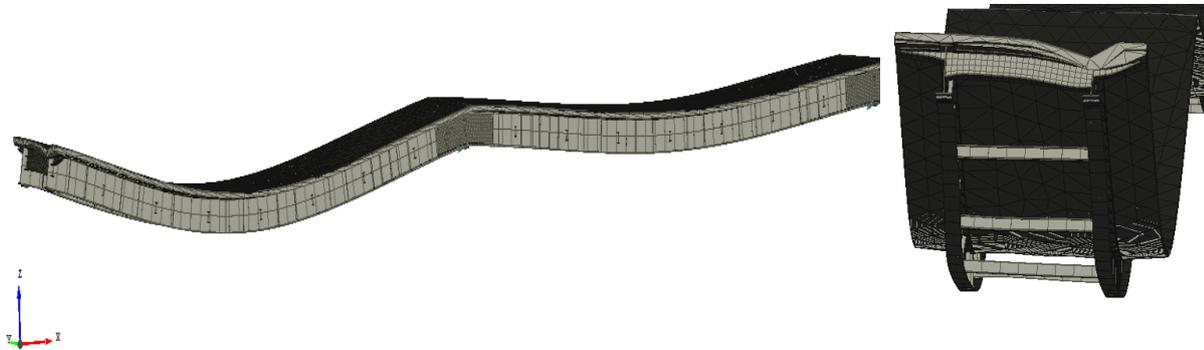
Casos de carga	VD1	VD2	VD3	VD4
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
LCT1	23.01	24.77	10.51	10.47
LCT2	23.64	23.27	10.53	10.54
LCT3	18.31	18.76	14.64	15.68
LCT4	18.29	18.78	15.63	15.57

A resposta do modelo ao primeiro caso de carga de torção (LCT1) (figura 3.14) é ilustrado pela figura 5.18. É possível visualizar-se uma ligeira diferença entre os deslocamentos verticais das duas longarinas do primeiro vão (tabela 5.4), mas tal diferença já se encontrava presente no caso de carga LC1 (tabela 5.2).



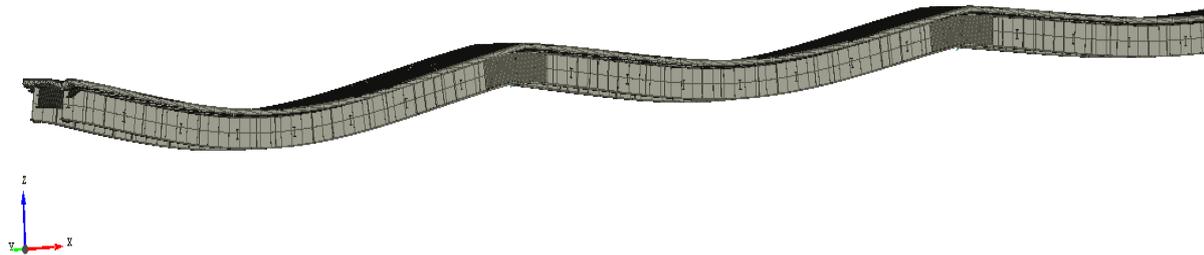
**Figura 5.18** – Deformada de estrutura para o 1º caso de carga de torção (LCT1).

A figura 5.19 apresenta a deformada da estrutura para o segundo caso de carga de torção (LCT2). Observa-se que as duas longarinas do primeiro vão tomaram, aparentemente, o mesmo deslocamento (tabela 5.4).



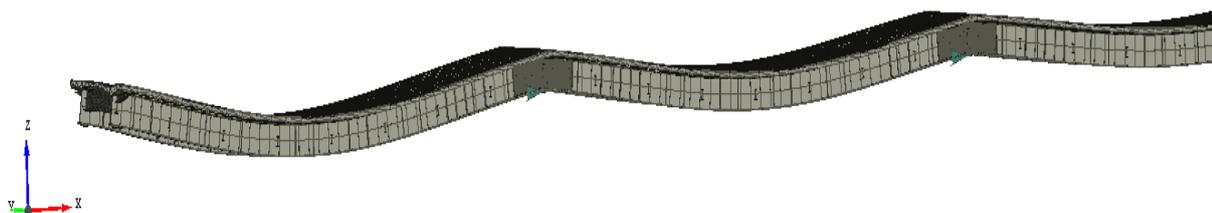
**Figura 5.19** – Deformada de estrutura para o 2º caso de carga de torção (LCT2).

A figura 5.20 ilustra a deformada da estrutura para o terceiro caso de carga de torção (LCT3). Nota-se um aumento no deslocamento vertical do segundo vão e que as duas longarinas têm diferentes deslocamentos verticais (tabela 5.4).



**Figura 5.20** – Deformada de estrutura para o 3º caso de carga de torção (LCT3).

A deformada da estrutura para o quarto caso de carga de torção (LCT4) é ilustrada pela figura 5.21. A diferença entre esta e a deformada de LCT3 consiste nas duas longarinas terem praticamente o mesmo deslocamento vertical, pois o deslocamento vertical máximo mantém-se (tabela 5.4).



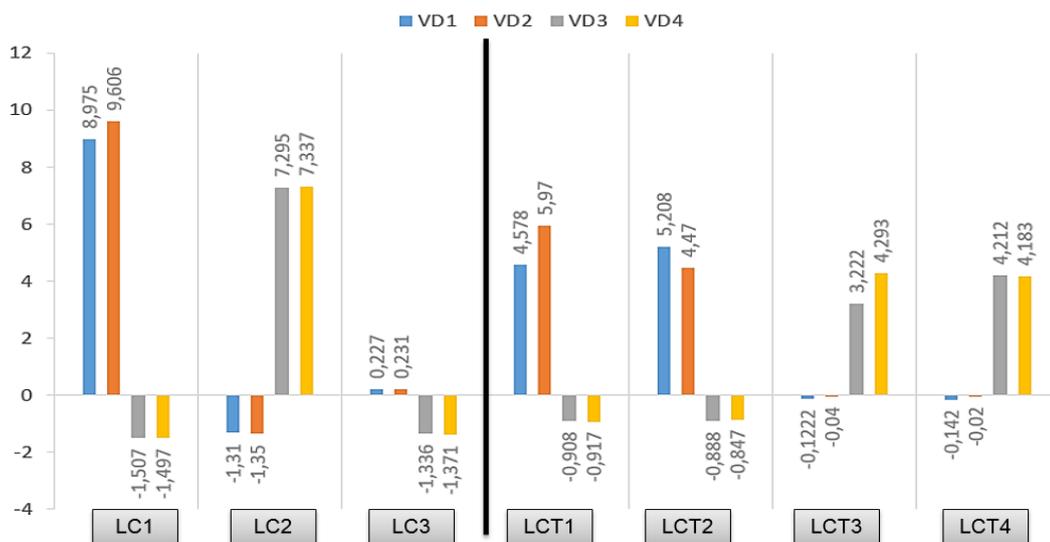
**Figura 5.21** – Deformada de estrutura para o 4º caso de carga de torção (LCT4).

Visto que nenhum dos casos de carga de torção ultrapassa os valores máximos dos deslocamentos verticais verificados no caso de carga mais desfavorável (LC1), não será necessário realizar uma análise aprofundada. Os resultados que possivelmente se obteriam, de uma análise de tensões tangenciais e extensões para qualquer um dos casos de carga de torção, seriam sempre inferiores aos já obtidos (figuras 5.1 a 5.4). Para comparação com os resultados obtidos no ensaio de torção a tabela 5.4, terá de ser subtraída pelos valores dos deslocamentos iniciais, causados pelo peso próprio (tabela 5.2). Assim sendo, a tabela 5.5 apresenta os resultados após a deformação inicial da estrutura.

**Tabela 5.5** – Deslocamentos verticais após a deformação inicial para os casos de carga de torção.

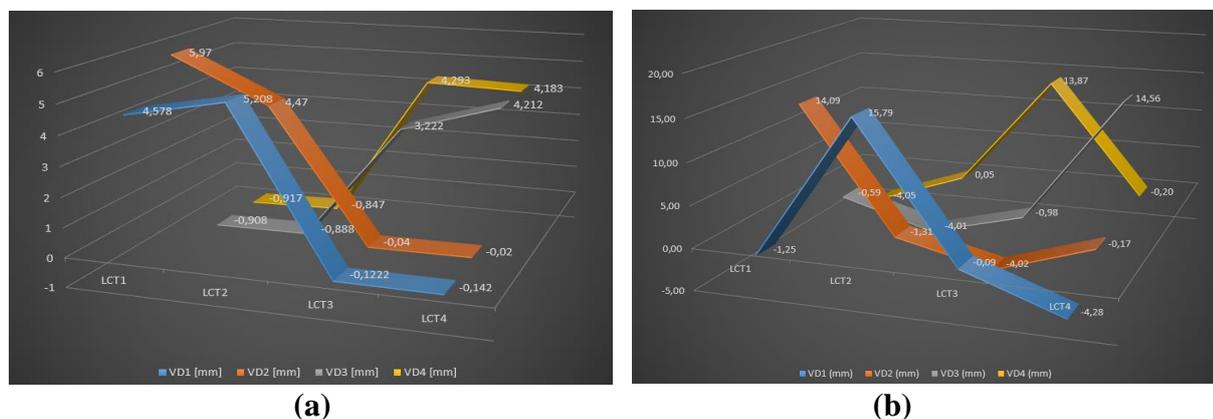
Casos de carga	VD1	VD2	VD3	VD4
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
LCT1	4.578	5.97	-0.908	-0.917
LCT2	5.208	4.47	-0.888	-0.847
LCT3	-0.1222	-0.04	3.222	4.293
LCT4	-0.142	-0.02	4.212	4.183

A figura 5.22 ilustra o gráfico de comparação dos deslocamentos do ensaio de carga, onde se salienta o facto de não existir uma perfeita distribuição dos deslocamentos nos casos de carga de torção. Pois, para cada caso de carga de torção deveria obter-se aproximadamente o máximo do deslocamento verificado nos primeiros casos de carga.



**Figura 5.22** – Gráfico de comparação dos deslocamentos verticais obtidos no modelo 3D.

Comparando os resultados obtidos, apresentados pelas tabelas 5.5 e 3.4, é possível confirmar que o modelo não se aproxima de modo algum à realidade, sendo muito mais rígido do que a estrutura real. Tal pode é apresentado pela figura 5.23, que apresenta os gráficos dos deslocamentos verticais para os casos de torção do modelo 3D e ensaio de carga, sendo de fácil precessão que não têm o mesmo desenvolvimento.



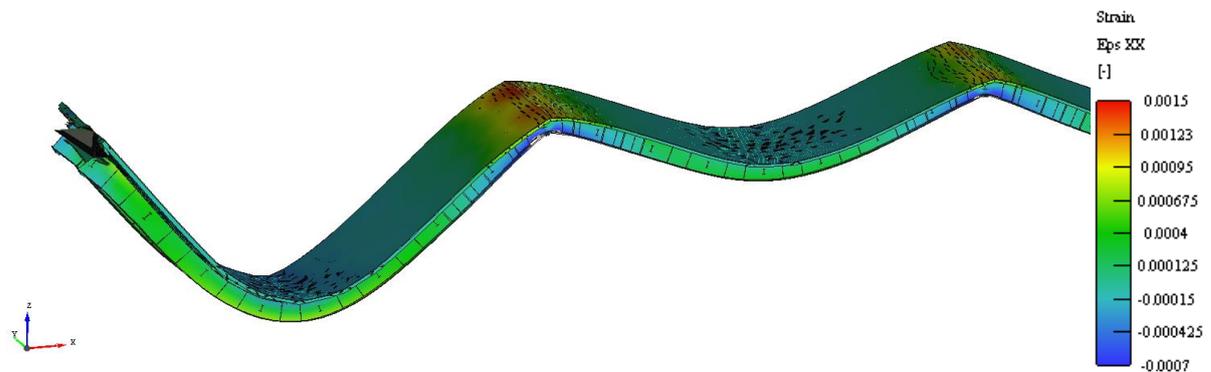
**Figura 5.23** – Gráficos dos deslocamentos verticais para os casos de torção: (a) Modelo 3D; (b) Ensaio de carga.

### 5.3 CARGA DE ROTURA

A obtenção da carga de rotura será realizada de forma semelhante ao efetuado para os casos de carga LC1, LC2 e LC3, com exceção da quantidade de passos (*steps*) e do coeficiente de multiplicação de cada um deles, passando-se a adotar um coeficiente de 0.5, que, por exemplo, para aplicação do peso próprio total apenas são necessários dois passos, passando os respetivos casos de carga para LC1\*, LC2\* e LC3\*.

Um menor número de passos acarreta alguns erros, mas é a forma mais rápida da obtenção da carga de rotura. Sabendo que o modelo está incorreto, os erros introduzidos pela diminuição dos passos de análise não terá grande relevância.

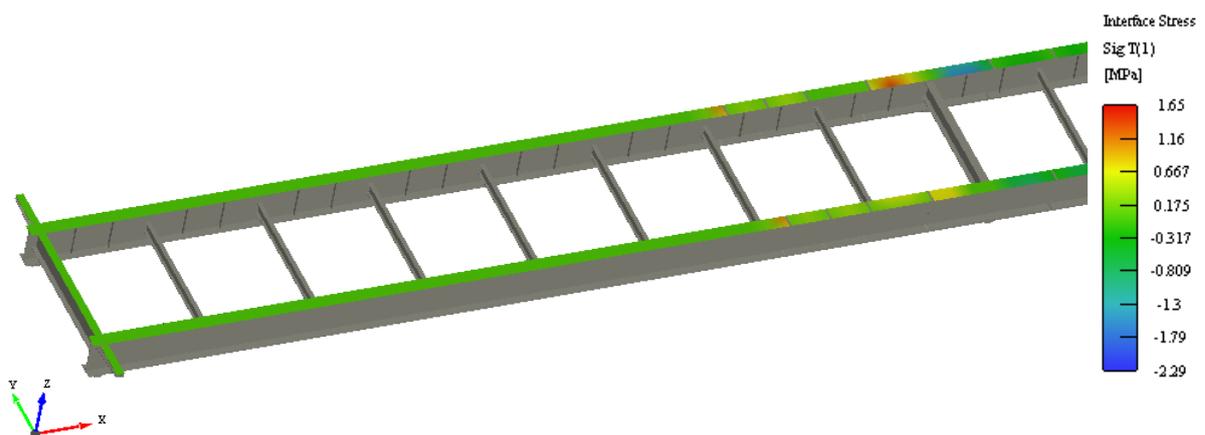
Os valores das extensões normais para as secções críticas para o *step 7* de rutura do primeiro caso de carga, são apresentados pela figura 5.24. O passo 7 com 0.5 de coeficiente corresponderia ao passo 35 para um coeficiente de 0.1.



**Figura 5.24** – Extensões normais (*step 7*) (LC1\*).

No entanto, verifica-se na zona dos apoios do alinhamento C1 uma extensão normal de tração no betão de, aproximadamente, 1.5‰ e de 0.7‰, no banzo inferior da viga metálica. Na secção de momento fletor positivo máximo, os valores máximos para as tensões de compressão e tração são, aproximadamente 0.45‰ e 0.95‰, respetivamente, para as fibras mais afastadas de betão e do perfil metálico.

As tensões tangenciais máximas nas interfaces, observadas para a rutura do primeiro caso de carga (*step 7*) estão ilustradas na figura 5.25.



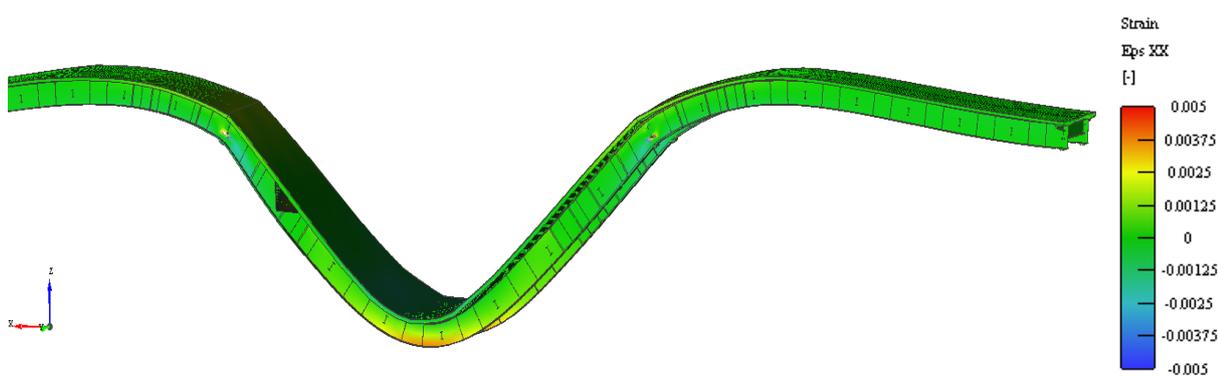
**Figura 5.25** – Extensões tangenciais máximas nas interfaces (*step 7*) (LC1\*).

Nas longarinas, a interface (densidade de 6 conetores), localizada na região central do primeiro tramo, obtém uma tensão tangencial de, aproximadamente, 0.35MPa. Nas zona dos apoios do alinhamento C1 (densidade 10 conetores) observa-se uma tensão tangencial máxima de cerca 2.3MPa. Na transversina (densidade 3 conetores) obteve-se uma tensão

tangencial a rondar os 0.32MPa. A tensão tangencial máxima de 2.3MPa é crítica, mas ainda não atingiu o seu limite (tabela 4.7).

Neste caso, a rutura deu-se devido a uma deformação localizada no topo da estrutura. Este fenómeno poderá ter condicionado também os restantes resultados obtidos para os casos de carga que contemplaram o primeiro vão. Contudo, a carga de rutura obtida foi de, aproximadamente, 3847.32 KN.

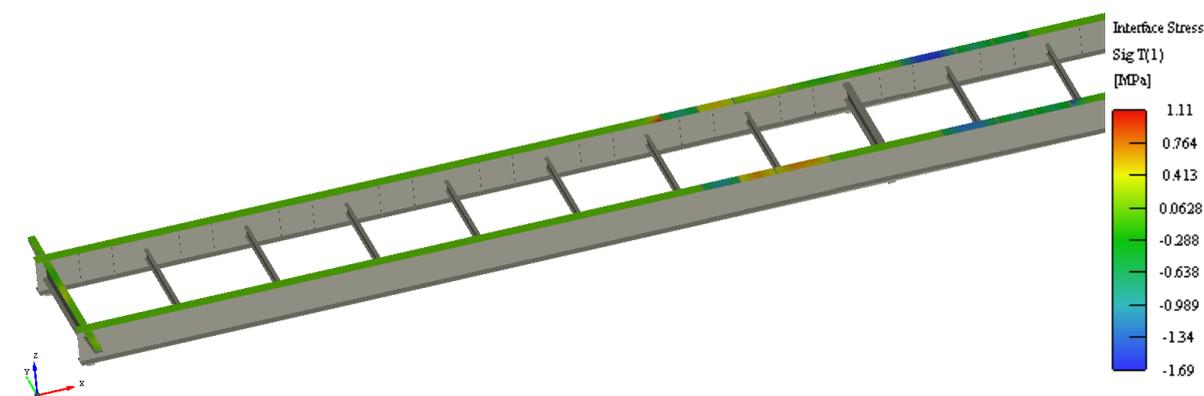
A figura 5.26 apresenta as extensões normais para a rutura do segundo caso de carga (LC2\*), atingindo o passo 46 (*step* 46). Este passo corresponderia ao passo 230 para um coeficiente de 0.1.



**Figura 5.26** – Extensões normais (*step* 46) (LC2\*).

A secção de momentos positivos máximos do segundo vão apresenta extensões máximas de, aproximadamente, 5.0‰ de tração, nas fibras mais afastadas do perfil metálico, e de 1.6‰, de compressão no betão.

A figura 5.27 ilustra as tensões tangenciais máximas nas interfaces, observadas para a rutura do segundo caso de carga (*step* 46).

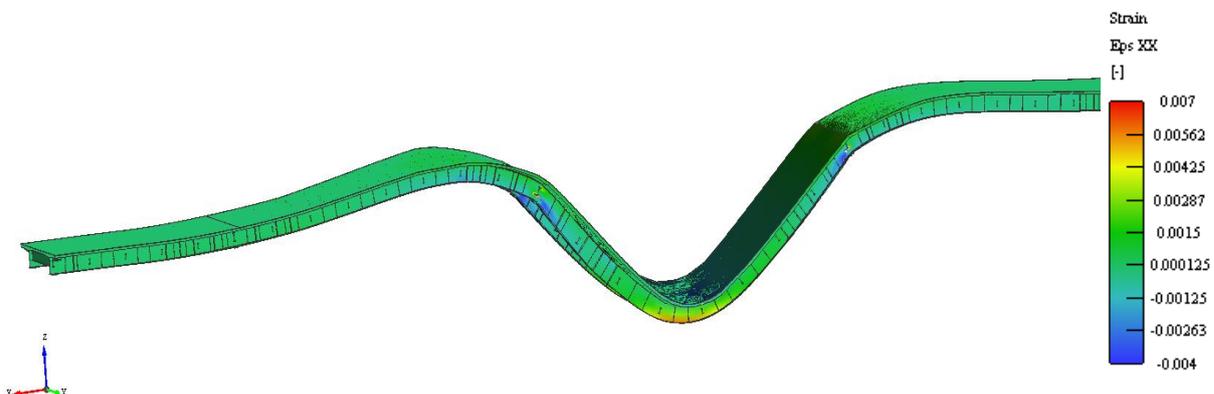


**Figura 5.27** – Extensões tangenciais máximas nas interfaces (*step* 46) (LC2\*).

A tensão tangencial máxima, nas interfaces, está presente nas longarinas perto da zona dos apoios (densidade 10 conetores) do alinhamento C1, tomando o valor de, aproximadamente, 1.7MPa, não atingindo os seus limites estipulados na tabela 4.7.

Este caso apresenta igualmente uma deformação localizada. A existência deste tipo de fenómenos poderá advir de problemas como, o tipo de malha, o critério utilizado, bem como o coeficiente aplicado a cada passo ser demasiado grande. Tal facto torna difícil a observação do tipo de rutura presente. Contudo, a carga de rutura estabelecida para este caso de carga é de cerca 28213.68 KN.

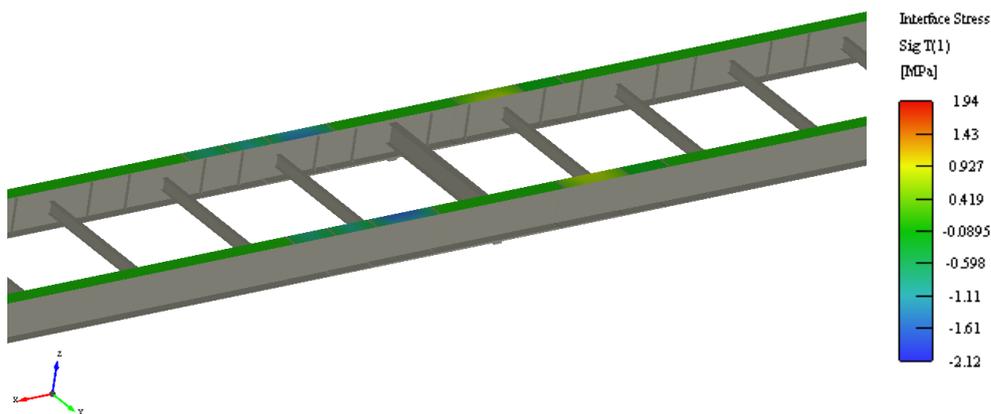
A figura 5.28 apresenta as extensões normais para a rutura do terceiro caso de carga (LC3\*), atingindo o passo 47 (*step* 47). Este passo corresponderia ao passo 235 para um coeficiente de 0.1.



**Figura 5.28** – Extensões normais (*step* 47) (LC3\*).

A secção de momentos positivos máximos do terceiro vão apresenta extensões máximas de, aproximadamente, 7.0‰ de tração nas fibras mais afastadas do perfil metálico, e de 2.2‰, de compressão no betão.

A figura 5.29 apresenta as tensões tangenciais máximas nas interfaces, observadas para a rutura do terceiro caso de carga (*step* 47). A tensão tangencial máxima, presente nas interfaces, está presente nas longarinas, perto da zona dos apoios (densidade 10 conetores) do alinhamento C2, tomando o valor de, aproximadamente, 2.12MPa, ficando ainda aquém do seu valor limite (tabela 4.7).



**Figura 5.29** – Extensões tangenciais máximas nas interfaces (*step 47*) (LC3\*).

O terceiro caso de ruptura exibe uma rótula plástica a meio do terceiro vão, no betão, excedendo este o seu limite de extensão máxima. Sendo a sua carga de ruptura, aproximadamente, 29496.12 KN.

Comparando alguns resultados obtidos no modelo bidimensional é possível concluir que, o presente modelo, além de estar bastante rígido, não se deforma de igual modo. Para o modelo 2D, as cargas de rutura, bem como extensão e tensões tangenciais, apresentam valores totalmente diferentes dos obtidos com este modelo tridimensional.

Em nota conclusiva, a escolha da carga de rutura da estrutura passará por o menor dos resultados obtidos das três análises realizadas. Neste caso, a carga de rutura da estrutura será 3847.32 KN.

## 6º CAPÍTULO

---

# CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1 CONCLUSÕES

É de conhecimento geral que o ATENA<sup>®</sup> é uma poderosa ferramenta para a análise não linear de estruturas, vindo a crescer cada vez mais com a investigação de diversos modelos elaborados pela *Cervenka Consulting*.

Sendo o primeiro contato com este *software*, é normal que tenham surgido várias dúvidas na elaboração do modelo. No entanto, a opinião global obtida com este modo de modelação, é que esta se apresenta detalhada e eficaz, sendo necessário ter em atenção alguns aspetos fundamentais.

Com a elaboração do presente modelo não foi possível alcançar todos os objetivos, para que este traduzisse exatamente a resposta que a estrutura apresenta na realidade, quando sujeita aos diferentes esforços.

Tentou-se a todo custo, elaborar o melhor modelo tridimensional, mas desconhecendo algumas condições essenciais de modelação em ATENA<sup>®</sup>, esta ficou aquém do esperado. A modelação, neste tipo de *software*, necessita de uma cuidada atenção, relativamente ao tipo de elementos a utilizar, parâmetros de entrada dos materiais e o tipo de malha adotada.

Os resultados obtidos, a partir deste modelo 3D, são meramente indicativos para o próprio modelo, não sendo possível ser comparados com os resultados experimentais. Pois, a partir dos primeiros deslocamentos verticais obtidos, verificou-se que o referido modelo tridimensional teria uma rigidez excessiva, estando os mesmos deslocamentos muito baixos, quando comparados com os do ensaio de carga.

Os problemas de deformação localizada e da localização de menores cargas de roturas, onde elas deveriam as ser maiores, poderão indicar algumas correções que terão de efetuadas ao modelo, tais como: alteração da malha dos elementos, alteração do próprio elemento, alteração das condições de apoio para as molas e até algumas simplificações geométricas.

Contudo, foi permissível identificar a posição mais desfavorável dos veículos, em relação à estrutura. Foi possível também, verificar que a estrutura tem um excelente comportamento quando sujeita a esforços de torção e obter a carga de rotura do modelo.

## 6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Apresentando o modelo um excesso de rigidez, o que resulta em esforços menores que os reais e sabendo que o modelo está completamente conforme, de acordo com a geometria e com as propriedades dos materiais indicados no projeto de execução e no modelo bidimensional executado, a solução possível passará por alterar o tipo de elemento finito de modelação.

Em contato com a *Cervenka Consulting*, foi aconselhado a alteração de todos os elementos de volume utilizados para elementos de casca, uma vez que a espessura dos mesmos é diminuta em relação às restantes dimensões. A adoção de elementos de casca poderá diminuir a rigidez excessiva presente no modelo 3D.

De futuro, pretender-se-á efetuar esta e outras alterações, de modo a que o modelo desenvolvido se aproxime do real.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] S. Genealogy, “Steve's Genealogy Blog,” Stephendanko, 2010. [Online]. Available: <http://stephendanko.com/blog/wp-content/uploads/2011/11/Ponte-Sant-Angelo.jpg>. [Acedido em 2013].
- [2] F. B. Bariscale, “Big Orange Landmarks,” Blogger, 2011. [Online]. Available: <http://bigorangelandmarks.blogspot.pt/2007/08/no-54-old-6th-street-wooden-bridge.html>. [Acedido em 2013].
- [3] E. Cardoso, “Café Atlântico 55,” Blogspot, 2009. [Online]. Available: <http://cafeatlantico55.blogspot.pt/2009/09/edgar-cardoso-o-engenheiro.html>. [Acedido em 2013].
- [4] L. Santos, “Olhares fotografia Online,” Sapo.pt, 2008. [Online]. Available: <http://olhares.sapo.pt/ponte-d-luis-i-foto2387088.html>. [Acedido em 2013].
- [5] D. Carreira, “Dez Interessante,” Dezinteressante, 2013. [Online]. Available: <http://www.dezinteressante.com/wp-content/uploads/2011/08/Ponte25Abril.jpg>.
- [6] J. Enterprises, “TrekEarth,” Internet Brands , 2009. [Online]. Available: <http://www.trekearth.com/gallery/Europe/Portugal/South/Lisboa/Sacavem/photo532640.htm>. [Acedido em 2013].
- [7] F. O. P. I. H. Bellei, Pontes e Viadutos em Vigas Mistas, Rio de Janeiro: Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2007.
- [8] T. Lichini, “Orgulho (Ponte Estaiada Octávio Frias de Oliveira),” Tiagoluchini Entrepreneur & Technology, 28 Agosto 2008. [Online]. Available: <http://www.tiagoluchini.eu/2008/08/28/orgulho/>. [Acedido em 2013].
- [9] D. C. T. Cardoso, Soluções em Viga Mista Aço-Concreto para o Projeto da Superestrutura de Pontes Rodoviárias, Projeto final do curso de Engenharia Civil na Escola Politécnica: Universidade Federal do Rio de Janeiro, Abril 2006.

- [10] J. Furuchgarten, *Calculo de vigas Mistas de Aço e Concreto*, Escola Politécnica. USP, Brasil. Março de 2010.
- [11] A. M. S. Ferraz, *Dimensionamento Ótimo de Pontes Mistas Rodoviárias de Pequeno Vão*, Dissertação para Mestrado em Engenharia Civil: FEUP, 2009.
- [12] I. Valente, *Lajes Mistas em Aço e Betão*, Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Estruturas Pré-Esforçadas e Mistas do curso de Engenharia Civil no perfil de Estruturas: Universidade Do Minho, 2012.
- [13] Sétra, *Steel – Concrete Composite Bridges, Sustainable Design Guide*, Maio de 2010.
- [14] C. M. Gomes, *Pontes Mistas, Conceção, Projeto, Execução, e Investigação*, Dissertação para Mestrado em Engenharia Civil: Universidade Do Minho, 1999.
- [15] R. Bastos, *Tipologias e Sistemas Estruturais*, Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Pontes do curso de Engenharia Civil no perfil de Estruturas: Universidade Do Minho, 2012.
- [16] D. A. d. O. F. Silva, *Dimensionamento de Tabuleiros de Pontes de Vãos Superiores a 100m com Vigas Metálicas*, Dissertação para Mestrado em Engenharia Civil: FEUP, 2008.
- [17] T. A. A. Mendes, *Tabuleiros Mistos Aço-Betão com dupla Acção Mista*, Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil: Universidade Técnica de Lisboa, Janeiro de 2010.
- [18] R. Bastos, *Pontes Cândio Martins*, Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Pontes do curso de Engenharia Civil no perfil de Estruturas: Universidade Do Minho, 2012.
- [19] C. M. d. S. Quinaz, “Estruturas Metálicas Mistas e Pré-Esforçadas,” *Engenhariacivil.com* (Engenharia Civil na Internet), 2001. [Online]. Available: <http://www.engenhariacivil.com/estruturas-metalias-mistas-pre-esforcadas>. [Acedido em 2013].

- [20] Concessão Douro Litoral, Peças Escritas e Desenhadas, A43 – Gondomar / Aguiar de Sousa (IC24): Lisconcebe, Julho 2010.
- [21] FEUP/LABEST, “Instrumentação e Observação do Comportamento da Ponte sobre o Rio Sousa II durante o ensaio de carga,” Relatório técnico, Gondomar, Maio 2011.
- [22] V. Cervenka, ATENA – A tool for engineering analysis of fracture in concrete, sadhana vol.27, Part 4, Agosto 2002.
- [23] C. Consulting, “ATENA,” Cervenka Consulting, 2008. [Online]. Available: <http://www.cervenka.cz/>. [Acedido em 2013].
- [24] A. F. B. Resende, Análise não Linear de Estruturas Planas, Faculdade de Engenharia : Universidade do Porto, 2005.
- [25] V. Cervenka, ATENA Program Documentation – Parte 1 Theory, Manual de utilização do programa ATENA: Cervenka Consilting, Março 2012.
- [26] J. Matos, Uncertainty Evaluation of Reinforced Concrete and Composite Structures Behavior (Avaliação de Incertezas no Comportamento de Estruturas de Betão Armado e Mistas), Tese de Doutoramento, Engenharia Civil, 2012.
- [27] V. C. a. J. Cervenka, User’s Manual for ATENA 3D, ATENA Program Documentation: Cervenka consulting, Part 2-2.
- [28] Eurocódigo2, Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- [29] Eurocódigo3, Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1 Regras gerais e regras para edifícios.
- [30] Eurocódigo4, Projeto de estruturas mistas aço-betão, Parte 1-1: regras gerais e regras para edifícios.

- [31] R. Bastos, Modelação de Estrutural – Projeto de Viadutos e Pontes, Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Pontes do curso de Engenharia Civil no perfil de Estruturas: Universidade Do Minho, 2012.
- [32] I. Valente, Vigas Mistas em Aço e Betão, Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Estruturas Pré-Esforçadas e Mistas do curso de Engenharia Civil no perfil de Estruturas: Universidade do Minho, 2012.
- [33] I. Valente, Pilares Mistos em Aço e Betão, Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Estruturas Pré-Esforçadas e Mistas do curso de Engenharia Civil no perfil de Estruturas: Universidade do Minho, 2012.
- [34] R. Bastos, Pontes Em Arco, Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Pontes do curso de Engenharia Civil no perfil de Estruturas: Universidade Do Minho, 2012.
- [35] I. M. Gomes, Pontes Mistas Aço-Betão: Efeito da Retração no controlo da Fendilharão da Laje, Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto superior Técnico: Universidade Técnica de Lisboa, Dezembro de 2008.
- [36] J. P. Vasconcelos, “Betar Protual,” Kriação, [Online]. Available: [www.betar.pt/pt/](http://www.betar.pt/pt/). [Acedido em 2013].
- [37] Rcrd, “Pontes e Viadutos,” Skyscrapercity.com, 2004. [Online]. Available: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=318532>. [Acedido em 2013].
- [38] J. M. Calzón, Puentes Mixtos – Estado Actual de su Tecnología y Análisis, Comunicaciones y Mesas Redondas de las III Jornada Internacionales: Colegio de Ingenheiros de Caminos, Madrid. Janeiro de 2001.
- [39] TOPCON.CZ, “RAILWAY BRIDGES,” TOP CON SERVIS, [Online]. Available: <http://www.topcon.cz>. [Acedido em 2013].
- [40] J. R. Hatlee, The Viability of Steel-Concrete Composite Girder Bridges With Continuous Profiled Steel Deck, Dissertação para obtenção de grau de Mestre em

Engenharia Civil: Virginia Polytechnic Institute, Julho de 2009.

- [41] M. Â. Ferraz, Modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas, Dissertação para mestrado em Engenharia Civil: FEUP, 2001.
- [42] C. E. d. M. Bilé, Verificação da Resistência à Fadiga em Pontes Mistas Aço-Betão, Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil: Universidade Técnica de Lisboa, Dezembro de 2009.
- [43] J. Câmara, Prefabricação de Pontes e Viadutos, Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Pontes do curso de Engenharia Civil no perfil de Estruturas, Universidade Do Minho, 2012.: Universidade Do Minho, 2012.
- [44] Concessão Douro Litoral, Memória Descritiva e Justificativa, A43 – Gondomar / Aguiar De Sousa (IC24), PONTE SOBRE O RIO SOUSA II: LISCONCEBE.
- [45] Concessão Douro Litoral, Pojecto de Execução, A43 – Gondomar / Aguiar de Sousa (IC24), PONTE SOBRE O RIO SOUSA II: LISCONCEBE.