

# Análise da Ponte Luís I com vista à Utilização pelo Metro Ligeiro do Porto

## Analysis of the Luís I Bridge Concerning its Use in the Porto's City Light Metro

Aníbal Guimarães da Costa\*

Aristides Guedes Coelho\*\*

José Mota Freitas\*\*\*

Manuel de Azeredo\*\*\*\*

José Sena Cruz\*\*\*\*\*

Nuno Eduardo Santos\*\*\*\*\*

Duarte Barroso Lopes\*\*\*\*\*

### RESUMO

O presente trabalho resultou do estudo elaborado para a empresa Metro do Porto, S.A. sobre a integração do tabuleiro superior da Ponte Luís I no traçado de uma das linhas do Metro Ligeiro do Porto, estabelecendo a ligação com a cidade de Vila Nova de Gaia. Tratava-se de determinar se, do ponto de vista estrutural, é ou não possível atribuir esta nova função à ponte face às suas solicitações próprias.

Com esse objectivo foram feitas análises estruturais da Ponte (estrutura principal e tabuleiros) quer de natureza estática, para várias situações de utilização, quer dinâmica, que englobaram a medição das frequências do tabuleiro e do arco e a sua quantificação numérica, bem como a quantificação das acções sísmicas regulamentares e a sua combinação com as outras acções.

Nos estudos dinâmicos foi avaliada a influência da passagem do metro a diferentes velocidades e as amplificações dinâmicas que possam ocorrer, permitindo também avaliar índices de conforto dos passageiros.

Igualmente se procedeu à quantificação dos diversos modos, locais e globais, de encurvadura da estrutura da Ponte.

Por outro lado, todo este estudo analítico foi acompanhado de uma série de trabalhos experimentais, desenvolvidos pelo INEGI nas oficinas do Departamento de Mecânica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que permitiram a caracterização das propriedades dos materiais (módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, resistência, índices de fadiga, etc.) e a quantificação dos valores das tensões admissíveis a usar no dimensionamento e ainda do período de vida útil que seria de esperar para as peças com características semelhantes àquelas que foram extraídas da Ponte.

Pôde concluir-se que, mesmo que a Ponte não fosse utilizada para o Metro, se torna urgente a realização de diversas obras de manutenção.

### ABSTRACT

This paper has been extracted from a study commissioned by Metro do Porto, S.A. concerning the integration of the top deck of Luís I Bridge in the route of one of the lines of Porto's Light Metro connecting Porto with Gaia.

The aim of the study was to establish the structural feasibility of attributing this new function to the bridge.

The bridge structure has been analysed both statically, for various load cases, and dynamically, with the determination of the eigenfrequencies of the arch and decks and consideration of seismic loads.

The dynamic studies have investigated the effect of train speed on dynamic amplification and on passenger comfort.

Various global and local buckling modes of the bridge structure have been determined.

This structural investigation has been combined with an experimental study, carried out by INEGI at DEMEGI-FEUP, of the material properties (Young's modulus, Poisson ratio, yield stress, fatigue properties, etc), which has established the design stress and the fatigue life of the bridge steel.

It has been concluded that the bridge is in urgent need of maintenance work even for its current use.

### 1 — RESENHA HISTÓRICA

A Ponte Pênsil (Fig. 1.2) garantiu a ligação entre as duas margens do rio Douro a partir de 18 de Fevereiro de 1843, em substituição da Ponte das Barcas (Fig. 1.1), cuja

utilização era já muito precária. Decorridos 33 anos, em 17 de Fevereiro de 1876, a Câmara do Porto pede ao Governo a substituição da Ponte Pênsil, porquanto era previsível a sua falta de segurança, dada a dificuldade em evitar a corrosão dos dispositivos de amarração dos cabos e havendo o conhecimento de roturas em obras análogas, noutros países, em pontes com menos de 20 anos de serviço. Na sequência daquele pedido, por portaria de 22 de Abril de 1876, o Engenheiro Bento Coutinho d'Almeida d'Eça é encarregado de elaborar um anteprojecto da ponte, entre o Cais de Gaia e a Praça da Ribeira. Aliás, já por altura da inauguração da Ponte Maria Pia em 11 de Novembro de 1876,

\* Professor Auxiliar FEUP

\*\* Professor Catedrático FEUP

\*\*\* Professor Assoc. Conv. FEUP

\*\*\*\* Professor Assoc. FEUP

\*\*\*\*\* Assistente Estagiário UM

\*\*\*\*\* Engenheiro Civil

\*\*\*\*\* Engenheiro Civil

Gustave Eiffel apresentava a D. Luís I um estudo em que considera a possibilidade da construção de nova ponte nas imediações da Ponte Pênsil.

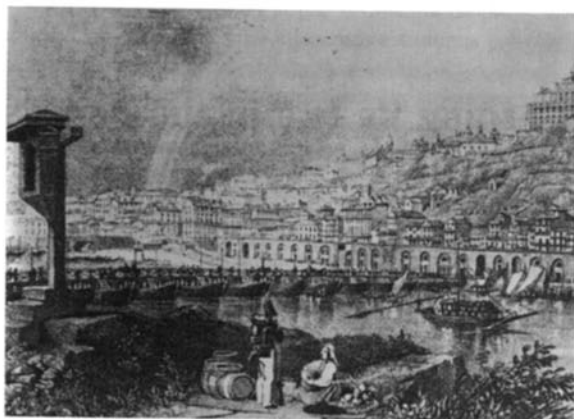


Fig. 1.1 — A Ponte das Barcas



Fig. 1.2 — A Ponte Pênsil

Em Dezembro de 1877 é concluído o anteprojecto da ponte pelo Engenheiro Bento Fortunato. No entanto esse estudo não teve continuidade e assim, durante o ano de 1879, por Portaria do Ministério do Reino, é nomeada uma comissão para dar parecer sobre o local mais conveniente para a construção da ponte. Verificou-se então que o local mais votado é o da Ponte Pênsil, ou as suas proximidades.

Em 1879 a firma Gustave Eiffel et C<sup>ie</sup>., apresenta um projecto apenas com um tabuleiro ao nível da Ribeira e com um sector levadiço na zona central, que daria passagem a embarcações até 35 m de altura de mastreação. Este projecto não é, no entanto, aceite por já se pretender a existência de 2 tabuleiros sobrepostos.

Em 11 de Agosto de 1880 abre-se finalmente um concurso para a nova ponte. Aparecem então diversos concorrentes: Sociéte de Braine Leconte, Sociéte des Batignolles (com 2 soluções), Gustave Eiffel et Cie, Fives-Lille, Auguste Lecoq, Andrew Handyside, Sociéte Willebroeck (com 2 soluções) e John Wixon.

A adjudicação da obra foi efectuada em 27 de Maio de 1881 à Sociéte Anonyme de Constructions et des Ateliers de Willebroeck pela quantia de 389 000\$00. Em Abril des-

se ano, o Engenheiro chefe da casa Eiffel contesta a escolha do projecto. A contestação não é atendida e em 28 de Novembro de 1881, celebra-se o contrato com a Sociéte Willebroeck, que apresenta um projecto da autoria de Teophile Seyrig, engenheiro francês, discípulo de Gustave Eiffel e seu sócio na construção da Ponte Maria Pia.

Em 1 de Dezembro de 1881 iniciam-se os trabalhos de construção da ponte (Fig. 1.3), solenemente comemorados com a presença do Rei, da Rainha, dos príncipes, Cardeal D. Américo, altos dignitários, autoridades, engenheiros e muito povo. O Rei D. Luís I, depois de receber as saudações devidas, dirigiu-se ao jardim da "Esplanada da Fortaleza da Serra do Pilar", onde accionou "uma machina electro-magnética que por meio de dous fios condutores... ligada a uma mina da encosta da Serra onde terá de fundar-se o encontro esquerdo da mencionada Ponte", segundo o auto então elaborado e assinado.

As características fundamentais da Ponte são as seguintes: arco com 172 m de corda e 45,1 m de flecha; tabuleiro superior com uma extensão de 391,25 m e inferior com 174 m, valores com ligeiras diferenças relativamente ao projecto original. A secção transversal do tabuleiro inferior apresenta uma largura total de 8 m, sendo 5,5 m destinados à faixa de rodagem e os restantes 2,5 m a passeios laterais, de 1,25 m cada. O tabuleiro superior apresentava inicialmente 6 m de largura, 4 m para a faixa de rodagem e os restantes 2 m para passeios laterais. Cedo se verificou, no entanto, que esta largura do tabuleiro superior era insuficiente, pois punha-se a hipótese da colocação de uma linha de "tramways". Assim, pouco antes da conclusão da ponte, a sociedade adjudicatária fornece um estudo que prevê o aumento da largura do tabuleiro de 6 para 8 m, datado de 16 de Dezembro de 1882. Esta alteração é aprovada em 25 de Setembro de 1883, vindo a custar 20 476\$680.



Fig. 1.3 — Fase construtiva da Ponte Luís I, impondo-se à Ponte Pênsil

Apesar deste aumento da largura do tabuleiro superior, não ocorreram grandes alterações estruturais para a ponte, tal como Seyrig apresenta na sua memória: "... o afastamento das vigas fica o mesmo, as peças sob a calçada, longarinas, carlingas e chapas embutidas ficam igualmente as mesmas. As partes que sofrem uma modificação são pois as consolas dos passeios, as longarinas bordando estas e os contraventamentos verticais em cruz de Santo André. As vigas principais sofrem uma modificação pela adição de

*banzos suplementares cuja disposição feliz permite economizar tabuleiro, e uma outra modificação relativa ao reforço da rótula (treillis). Estas duas mudanças são pois devidas ao aumento natural do peso do conjunto do tabuleiro.*” Seyrig demonstrou ainda que, apesar deste aumento de peso do tabuleiro (mais 43%), o arco em si apenas passa a suportar mais 16% da carga permanente, o que se compreende pelas cargas que se encaminham directamente para os apoios exteriores ao mesmo.

Em Maio de 1886 são mandadas efectuar as primeiras provas de carga, e no dia 31 de Outubro do mesmo ano, dia do aniversário do Rei D. Luís I, a Ponte é inaugurada pelo Rei e benzida pelo Cardeal D. Américo. No dia da inauguração não se pagou qualquer portagem, mas a partir do dia seguinte os peões pagavam cinco réis para atravessar a Ponte. A partir de 1 de Julho de 1913 os peões deixaram de pagar portagem, continuando os veículos e animais a pagar, situação que se manteve até 1 de Janeiro de 1944, data em que o pagamento de portagem foi completamente abolido.

Segundo uma notícia de “O Comércio de Gaia” de 18/10/1954, o primeiro carro eléctrico terá atravessado a Ponte no dia 28 de Outubro de 1905. Sabe-se que inicialmente apenas foi colocada uma via, ocorrendo o assentamento da 2.<sup>a</sup> via entre 1931 e 1932. Existe uma memória descritiva referente ao assentamento da 2.<sup>a</sup> via para carros eléctricos, que coincidiu com a alteração do pavimento. Esta memória apresenta uma sumária descrição da verificação de estabilidade, onde se conclui pela necessidade de reforçar as carlingas com chapas de banzo de modo a que aquelas não trabalhassem acima dos limites de resistência. Por razões desconhecidas, essas carlingas não chegaram a ser reforçadas. A opção da colocação da 2.<sup>a</sup> via é tomada após o relatório de 28 de Maio de 1931, elaborado pela então Comissão de Pontes, que já em 20 de Dezembro de 1930 efectuava provas de resistência das carlingas do tabuleiro superior e ensaios dinâmicos para detectar o perigo de eventual rotura. No relatório de 1931 descrevem-se também ensaios estáticos e dinâmicos que conduziram à seguinte conclusão: “... não há inconveniente nos cruzamentos de zorras e de carros eléctricos, de qualquer destes veículos com camiões e camionetas ou ainda destes veículos entre si desde que todos eles sejam do tipo dos que actualmente circulam na região.”

Por aquela altura já a Ponte tinha sofrido uma grande reparação quer ao nível da substituição de algumas peças metálicas quer na alteração dos pavimentos, tendo ainda sido completamente pintada. Não se sabe exactamente quando foi efectuada esta reparação, parece no entanto ter tido lugar posteriormente a 1908, ano em que, a 7 de Agosto, a Comissão de Verificação da Resistência das Pontes e Construções Metálicas elabora um relatório referente ao estado da Ponte. Descrevem-se nesse documento as boas condições em que o arco se encontra, à excepção das carlingas do extradorso que suportam a parte central do tabuleiro superior. Explica-se também o deficiente modelo estrutural adoptado para as carlingas, onde se considera como vão de cálculo a distância entre *goussets* consecutivos, em vez de se considerar a distância entre os eixos das vigas principais. Salienta-se ainda a inexistência do passadiço de visita na zona central do arco, que já teria sido previsto no relatório de 30 de Novembro de 1886. Relativamente a este ponto também não se sabe a data exacta da sua execução. Refere-se

a necessidade urgente de uma pintura e da constituição de um serviço de manutenção permanente para a ponte. Aque-la comissão procedeu no dia 15 de Julho do mesmo ano (de 1908) a uma vistoria, tendo verificado a existência de diversas peças enferrujadas, travessas do passadiço caídas e fendas nas alvenarias dos pilares. Estas fendas foram mais tarde eliminadas quando em 1925 se colocou um “reboco” no coroamento dos pilares. Este relatório aconselha ao procedimento de estudos experimentais de resistência de algumas peças, de modo a concluir sobre a necessidade ou não de reforçar a Ponte.

Existe ainda um “Serviço da República” de 31 de Dezembro de 1926, onde, mais uma vez, se evidencia o mau estado de ambos os tabuleiros e se apela para a sua urgente reparação. Este apelo já teria sido efectuado num outro relatório de 1 de Maio de 1920, onde todos os problemas da Ponte teriam sido apresentados. Neste “Serviço”, aconselha-se ainda o respeito pela velocidade máxima indicada para a Ponte, ao que parece nem sempre respeitada, o que teria vindo a provocar oscilações prejudiciais para a estrutura, oscilações essas agravadas pelo mau estado do pavimento. Cita ainda este documento um dado bastante importante e que diz respeito às sobrecargas utilizadas no dimensionamento da ponte. Independentemente da largura da Ponte, foi considerada uma carga de 2000 kgf por metro linear. O veículo-tipo utilizado no cálculo das carlingas e longarinas pesava 3000 kgf por roda com eixos afastados de 3 m pesando um total de 12 000 kgf.

Existe mais uma memória descritiva do estado da ponte, possivelmente do ano de 1927, provavelmente a mais completa até àquela data, onde se relatam situações curiosas: “... muito maior o número de peças cujo estado de conservação é mau do que d’aquelas para as quais esse estado já era conhecido, acrescendo ainda agora as danificadas pelos bombardeamentos ocorridos durante a última revolução (...) Da parte inferior do arco, o segundo montante do lado do Porto tem 32 barras cortadas por metralha (...) Alguns *goussets* de ligação das barras de contraventamento horizontal dos tubos verticais médios onde se apoiam as escadas de caracol, estão completamente cortados pela ferrugem o que constitui um perigo para a estabilidade dos pilares (...) As guardas dos passeios do tabuleiro superior sofreram bastante com o tiroteio.” Concluindo-se, a certa altura: “A conservação da ponte tem deixado tanto a desejar que, tendo em 1908 colhido n’ela a Comissão de Pontes uns pedaços de ferrugem de espessura superior a 6  $\frac{m}{m}$  dizia o Director das Obras Públicas do Porto em ofício de 11 de Maio de 1920 terem passado doze anos sobre aquela data sem que outras providências fossem tomadas além das pinturas, feitas com longos intervalos e por empreitada. Pondo os empreiteiros os seus interesses acima das exigências de uma perfeita conservação.” Ainda nesta memória descritiva se aconselha vivamente à substituição dos pavimentos por outros mais leves e de características mecânicas mais adequadas, apresentando-se assim diferentes soluções para ambos os tabuleiros, quer ao nível da faixa de rodagem quer dos passeios.

Não se possui até ao momento documentos comprovativos de que outras reparações gerais necessárias ao longo do tempo tenham sido levadas a cabo. Ao que parece as reparações foram reiniciadas aos poucos.

Uma grande reparação terá tido lugar em 1930 e a última grande alteração que a Ponte sofreu foi em 1954, mediante projecto do Engenheiro Edgar Cardoso, que promoveu o aligeiramento dos 2 pavimentos. Esta obra, já levada a cabo pela quantia de 1 270 500\$00, permitiu aligeirar os tabuleiros em mais de uma tonelada de carga permanente por metro linear.

Grande número de documentos consultados têm como objectivo o levantamento das anomalias da Ponte que, *grosso modo*, se resumem ao seguinte: a Ponte necessita de ser raspada e pintada, reforçada em alguns pontos, substituídas por completo algumas peças, reforçadas outras, aligeirados os pavimentos e criado um serviço especializado de manutenção com carácter permanente.

Apesar de tudo, passados 110 anos da data da sua inauguração, a Ponte Luís I continua a desempenhar um papel fundamental para as duas cidades que liga.

## 2 — CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E MECÂNICA DA PONTE

Para definir correctamente a geometria da Ponte, começou-se por analisar os dados fornecidos no projecto original (Fig. 2.1). Alguns desenhos contêm correcções feitas *a posteriori*, pelo que se procurou confrontá-los com a realidade.

As medidas do projecto nem sempre são exactamente iguais às reais, que tiveram, por isso, de ser confirmadas. No que respeita aos vãos existe um esquisso do alçado de montante da Ponte anexo a um relatório datado de 1908, cujas medidas correspondem à realidade.

Concluiu-se então que a zona central compreendida entre os 2 grandes pilares metálicos (números 2 e 3, respectivamente do lado de Vila Nova de Gaia e do Porto) é a única que se encontra em conformidade com o projecto inicial. Os restantes tramos do tabuleiro superior, quer do lado de Gaia quer do lado do Porto, apresentam comprimentos diferentes dos indicados no projecto inicial. Verificou-se ainda que as vigas do 1.º tramo do lado de Gaia se encontram divididas em 8 aspas ou cruces de Santo André, em vez das 9 de projecto, e as vigas do 2.º tramo são constituídas por 10 aspas em vez das 11 de projecto, entendendo-se por aspa a porção de cada viga compreendida entre dois montantes consecutivos.

Em resultado das observações realizadas e dos elementos de consulta disponíveis, considerou-se a Ponte constituída por: um tabuleiro superior de 391,25 m de desenvolvimento, dividido em 13 tramos; um arco de geometria parabólica, quer em alçado quer em planta, de 172 m de corda e 45,1 m de flecha; 7 pilares, sendo 2 de alvenaria e 5 metálicos, dos quais os dois das margens (n.º 2 e n.º 3) com 28,077 m de altura; um do lado de Gaia (n.º 1) com 23,000 m de altura e dois bastante mais pequenos apoiados no arco; um tabuleiro inferior de 174 m de comprimento, suspenso do arco por meio de 4 montantes, dividido em 5 tramos, os de extremidade com 33 m e os três centrais de 36 m de vão. Os pilares metálicos atrás referidos (n.ºs 1, 2 e 3) estão fundados em plintos de alvenaria.

O desenho da Fig. 2.2 apresenta de forma esquemática a geometria geral.

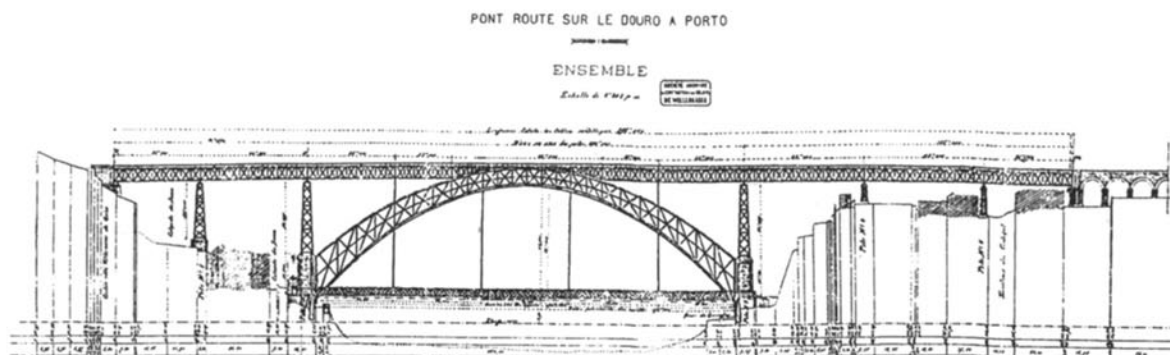


Fig. 2.1 — Projecto original da Ponte Luís I

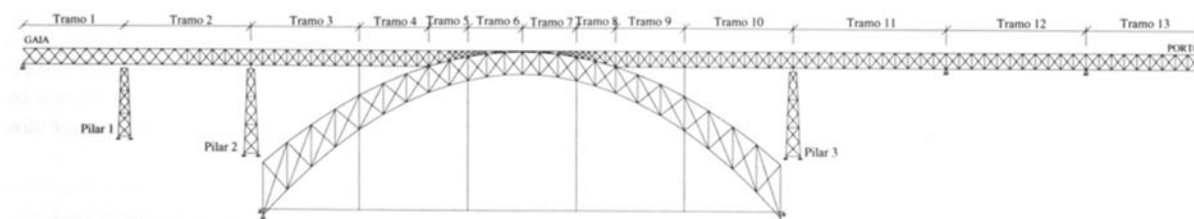


Fig. 2.2 — Geometria geral da Ponte Luís I



Apesar de tudo, subsistiram algumas incertezas na caracterização da geometria global da obra. Esta dificuldade está associada à disparidade de valores encontrados nos diversos elementos disponíveis e em algumas das medidas recolhidas no local. Dados os objectivos do estudo, não se tornava viável efectuar o levantamento exaustivo de todas as medidas, tendo-se procurado, com bom senso e com a ajuda do levantamento fotográfico, evitar disparidades nessa geometria.

Entendeu-se, de resto, que as aproximações e simplificações adoptadas não comprometeram de todo os estudos efectuados. Salvaguardando-se no entanto a necessidade de, para estudos mais aprofundados, efectuar um correcto e exaustivo levantamento de toda a obra, particularmente das zonas onde a informação disponível é escassa ou simplesmente não existe.

## 2.1 — Modelação da estrutura

Atendendo à elevada dimensão da estrutura, principalmente o elevado número de nós e de barras, esta foi dividida em 4 grandes blocos: o tabuleiro superior, o tabuleiro inferior, o arco e os 3 pilares metálicos. Esta divisão em 4 blocos visou simplificar qualquer alteração que fosse necessário fazer, permitindo retirar qualquer bloco da estrutura global, proceder a alterações e voltar a juntá-lo à estrutura. Toda a ponte foi referida a um sistema de eixos cartesiano e directo, com origem em Gaia no início do 1.º tramo do tabuleiro superior, sendo:  $x$  – comprimentos;  $y$  – larguras e  $z$  – alturas,  $x$  coincidente com o eixo longitudinal com o sentido Gaia-Porto,  $y$  com o sentido montante-jusante e  $z$  com o sentido positivo ascendente.

No sentido de se avaliar a fiabilidade dos cálculos, foram previamente gerados os 4 primeiros tramos do tabuleiro superior, já que o seu funcionamento como viga contínua permitia verificações relativamente simples. Estas análises prévias possibilitaram a detecção e resolução de alguns pequenos problemas que foram surgindo e, por outro lado, iam garantindo que os dados estavam bem introduzidos, para além de permitirem a comparação dos resultados com o modelo da estrutura global da Ponte bem como com o projecto original.

Para o estudo global, inicialmente usou-se uma modelação em “treliça tridimensional”. Esta solução veio a revelar algumas dificuldades resultantes do aparecimento de certas hipostaticidades, que exigiriam a introdução de grande número de elementos fictícios no cálculo, e ainda a dificuldade em modelar certas particularidades da estrutura.

Acabou por se optar por uma modelação em “estrutura reticulada espacial contínua”. Esta solução, se por um lado era mais morosa quer ao nível da introdução de dados quer do cálculo, permitiu definir alguns pormenores estruturais com mais exactidão, obtendo-se resultados obviamente mais precisos.

### 2.1.1 — Modelação do tabuleiro superior

O tabuleiro superior apresenta, à excepção da zona de contacto com o arco, uma configuração repetitiva do módulo, esquematizado na Fig. 2.3 e que se apresenta na Fig. 2.4.

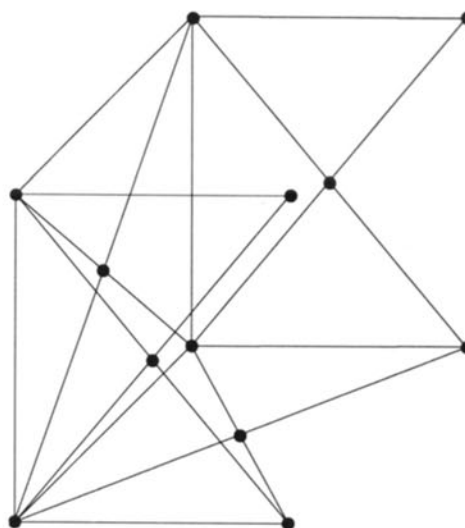


Fig. 2.3 — Módulo-tipo utilizado



Fig. 2.4 — Perspectiva de um módulo-tipo do tabuleiro superior

A preparação dos dados relativos ao tabuleiro superior tornou-se assim facilitada por geração automática através da repetição do módulo ao longo de todo o tabuleiro. Note-se que se respeitaram as medidas em conformidade com cada tramo em estudo, pois nem todos os módulos apresentam as mesmas dimensões. Apresentando para qualquer dos casos uma altura e largura constante de 5,00 m e 4,70 m, respectivamente. O comprimento dos módulos do 1.º, 2.º, 11.º, 12.º e 13.º tramos é de 4,225 m. Para os 3.º e 10.º tramos aquele valor é de 4 m e passa a 3,833 m para os 4.º e 9.º tramos. Os restantes tramos são na zona de contacto com o arco que teve de ser estudada conjuntamente com este de modo a respeitar a respectiva variação parabólica. Refira-se ainda que as chapas constituintes da viga principal, nesta zona, foram substituídas por diagonais de rigidez aproximadamente igual às que nesta zona existem.

### 2.1.2 — Modelação do tabuleiro inferior e montantes de suspensão

Uma vez que não estava em causa estudar pormenorizadamente o tabuleiro inferior, apenas interessando a sua acção sobre o arco, procedeu-se de um modo simplificado modelando o tabuleiro por uma peça única, mas os tirantes de suspensão foram introduzidos com a sua geometria própria (Fig. 2.5) uma vez que, designadamente para a acção do vento, o efeito sobre o arco é repartido desigualmente pelas faces de montante e de jusante do arco, introduzindo nele uma torção que importa considerar.

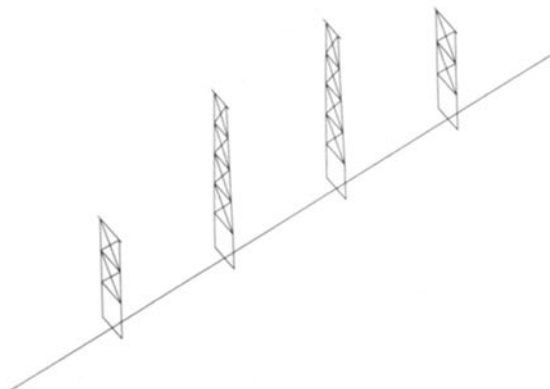


Fig. 2.5 — Modelo simplificado do tabuleiro inferior

Atendendo a que na ponte nem sempre são respeitadas as ligações exactamente no eixo das peças, como por exemplo no caso da ligação dos tirantes de suspensão ao arco (Fig. 2.6), tiveram por vezes de usar-se artifícios de modelação para correctamente simular o real funcionamento da estrutura.

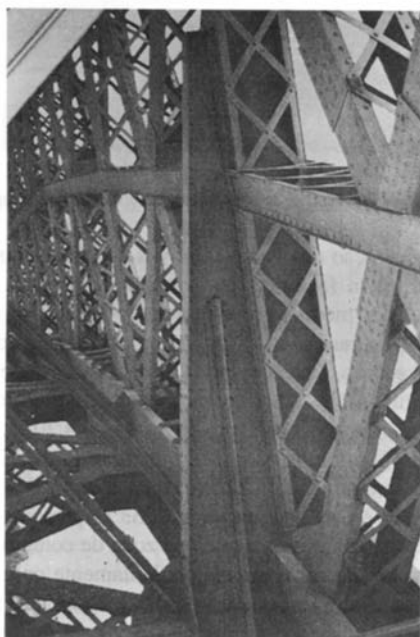


Fig. 2.6 — Ligação do montante de suspensão ao arco

Relativamente ao estudo dinâmico, a colocação do tabuleiro inferior é fundamental para se fazer uma correcta análise do comportamento global da estrutura. Foi assim considerado da mesma forma simplificada que para o modelo estático, procurando-se que a distribuição de massa e rigidez traduzissem correctamente o comportamento.

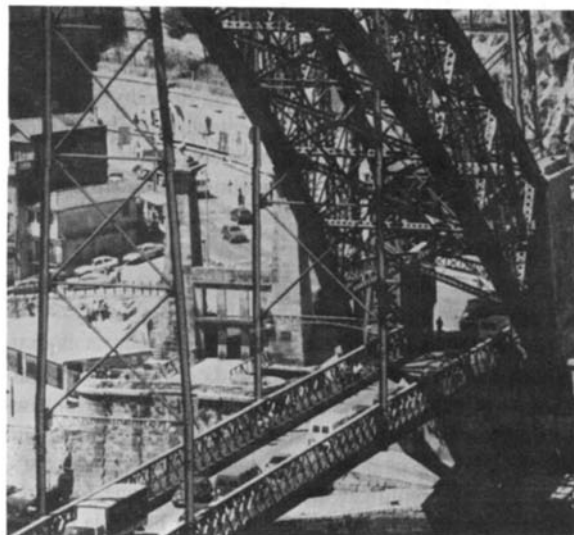


Fig. 2.7 — Vista parcial do tabuleiro inferior e montantes de suspensão

As análises dinâmicas referentes à circulação do comboio-tipo foram efectuadas recorrendo a um modelo bidimensional da Ponte. Para tal, houve necessidade de efectuar algumas simplificações. Em termos gerais, pode dizer-se que as características mecânicas dos elementos intervenientes no modelo 2D eram duplas das do modelo 3D. Foi ainda necessário proceder à correcção das diferentes massas e pesos específicos das secções-tipo.

Para algumas situações de carga fizeram-se algumas verificações dos deslocamentos ocorridos em ambos os modelos (2D e 3D), tendo-se obtido diferenças máximas de cerca de 4% em relação aos valores desses deslocamentos.

As diferenças, que são aliás pequenas, justificam-se pois nem sempre era fácil passar das características geométricas das barras do modelo 2D para o modelo 3D, atendendo às inclinações das barras sobre o plano da estrutura considerado no modelo 2D. Para o fim em vista considerou-se suficiente proceder por simples duplicação das áreas e inércias das barras de uma das faces da estrutura.

Este estudo teve como finalidade, além de obter os resultados em termos de esforços relativos à circulação do comboio para diferentes velocidades de circulação, saber os respectivos coeficientes de amplificação dinâmica que possam surgir devidos a essa circulação. Pretendia-se também avaliar a comodidade associada às diferentes velocidades.

No que respeita ao modelo 3D com o tabuleiro inferior, pretendeu-se determinar os modos de vibração e encurvadura para as combinações mais desfavoráveis, podendo assim completar-se correctamente o estudo em curso, que uma obra desta importância obriga.

### 2.1.3 — Modelação do arco

Já se referiu que o arco apresenta um desenvolvimento parabólico, quer em planta quer em alçado, tal como evidencia a imagem da Fig. 2.8. Apresentam-se a seguir as equações que regem essas parábolas, cujos parâmetros foram encontrados por medição directa sobre os desenhos do projecto original, e ainda os correspondentes desenhos em alçado e em planta.



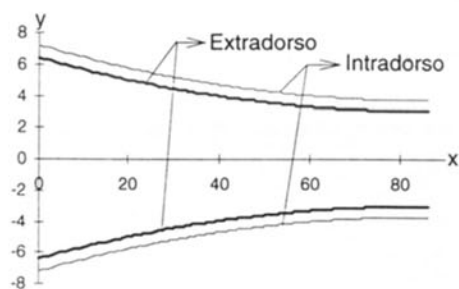
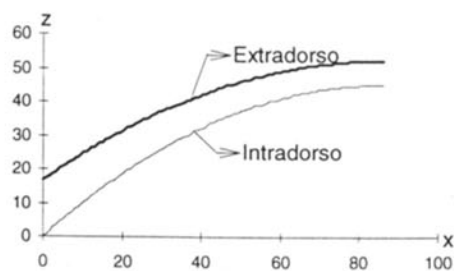
Fig. 2.8 — Vista parcial do arco

$$\begin{cases} Z_{\text{intradorso}}(x) = -\frac{451}{73960}x^2 + \frac{451}{430}x \\ Z_{\text{extradorso}}(x) = -\frac{71}{14792}x^2 + \frac{71}{86}x + 16,70 \end{cases}$$

Alçado

$$\begin{cases} Y_{\text{intradorso}}(x) = -3,7 - \frac{3,5}{7396}(x-86)^2 \\ Y_{\text{extradorso}}(x) = -3 - \frac{3,4}{7396}(x-86)^2 \end{cases}$$

Planta



### 2.1.4 — Modelação dos pilares

Relativamente aos pilares, salienta-se que apenas os pilares metálicos foram modelados, dado que os de alvenaria, por apresentarem elevada rigidez, são para a Ponte considerados como apoios simples.

Dado que os pilares metálicos apresentam dupla simetria (Fig. 2.9), igualmente se tornou simples a geração automática da malha, criando-se apenas um lado maior e outro menor e, por simetria, os restantes ficam imediatamente definidos.



Fig. 2.9 — Pilar metálico n.º 1 situado em Gaia

Os dois pilares, bastante esbeltos, entre o arco e o tabuleiro superior foram modelados pela simples adição de barras compreendidas entre os nós daquelas duas subestruturas. Estes pilares (designados por pilares PP, Fig. 2.10) representam uma das situações em que não se

dispunha de elementos que caracterizem as barras que os compõem. Este facto, adicionado à dificuldade de medir localmente as dimensões dos perfis, obrigou a que se fizesse uma extrapolação das medidas por meio de fotografias.



Fig. 2.10 — "Pilar PP" entre o tabuleiro superior e o arco

### 2.1.5 — Modelação dos apoios

O tabuleiro superior apoia-se sobre os pilares metálicos através de dispositivos que permitem translação longitudinal, em tudo idênticos aos usados em apoios simples, tal como os que existem sobre os pilares de alvenaria, aos quais se referem as imagens seguintes.

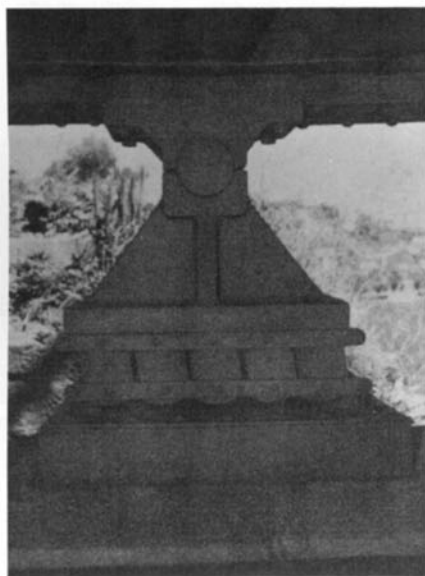


Fig. 2.11 — Apoio entre o tabuleiro superior e um pilar de alvenaria

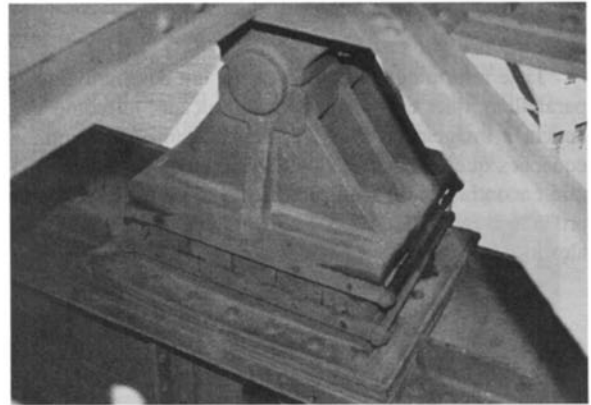


Fig. 2.12 — Apoio entre o tabuleiro superior e um pilar metálico

Por isso, os apoios do tabuleiro superior nos pilares metálicos foram definidos usando um conjunto de barras de configuração estrutural bastante simples, mas que simulam correctamente o seu funcionamento, como se apresenta na Fig. 2.13. As barras verticais, de muito elevada rigidez axial e fraca rigidez à flexão (AB, CD), simulam os apoios, introduzindo-se os contraventamentos (AC, BD) para evitar o funcionamento à torção das barras (EF, GH) no coroamento dos pilares metálicos. Apresentando as barras AB e CD elevada área, teve de considerar-se um menor peso específico de modo a não elevar o seu peso, no modelo estático, e uma correspondente massa específica menor nos modelos dinâmicos.

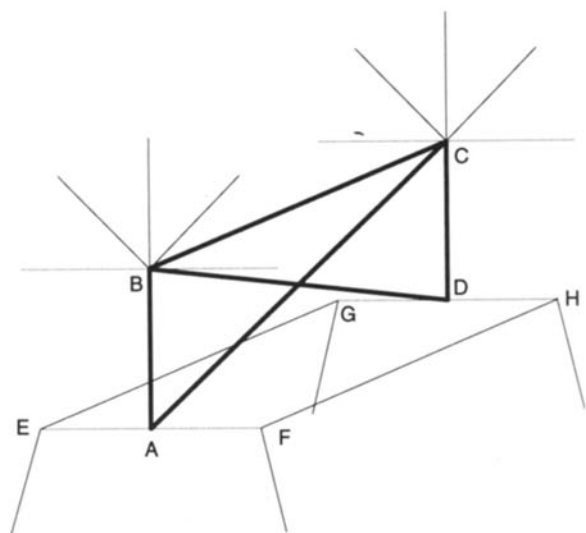


Fig. 2.13 — Ligação do tabuleiro ao pilar

Os pilares de alvenaria e os dos encontros consideraram-se como apoios simples, os 3 pilares metálicos foram considerados encastrados no terreno, o arco biarticulado nas suas extremidades e igualmente o tabuleiro inferior.



### 2.1.6 — Modelação das longarinas de suporte dos carris

Apesar de, para o cálculo estático da acção do comboio, apenas serem consideradas forças aplicadas nos nós, definiu-se o “caminho” para o comboio, que se previa necessário para o estudo dinâmico a efectuar posteriormente. Consideraram-se, por isso, 4 longarinas de suporte dos carris nas quais se aplicaram as forças correspondentes à circulação simultânea de 2 comboios cruzando-se, uma das situações mais desfavoráveis para a estrutura. Refira-se, no entanto, que o estudo dinâmico do comboio veio a ser efectuado num modelo 2D. Não tendo sido necessário o “caminho” previamente definido, de qualquer modo mantiveram-se as barras das longarinas, por não interferirem no estudo efectuado e a sua eliminação trazer algumas dificuldades.

### 2.1.7 — Modelação da viga contínua constituída pelos tramos 1, 2, 3 e 4

A parte do tabuleiro superior constituída pelos tramos 1, 2, 3 e 4 foi estudada em separado como Treliza Plana e Espacial e como viga contínua com 4 tramos de momentos de inércia constante.

Estas diferentes análises tinham a intenção de comparar resultados destas duas modelações com os da estrutura global e ainda com o projecto original de modo a concluir tanto da fiabilidade dos resultados, como do modelo estrutural adoptado.

### 2.1.8 — Agrupamento das subestruturas modeladas

Uma vez gerados os dados relativos às diferentes partes da estrutura anteriormente mencionadas, foram reunidos, formando a estrutura completa objecto do presente estudo, após o que se atribuíram as respectivas características mecânicas às barras.

## 2.2 — Caracterização mecânica das barras

A caracterização mecânica das barras da Ponte (características da secção transversal) baseou-se fundamentalmente na informação constante do projecto original. Surgiram, no entanto, algumas situações em que essas características não foram encontradas pelo que se recorreu a medição directa. Algumas eram de todo inacessíveis, tendo-se nestes casos recorrido a fotografias e, por relação de escala com outras peças conhecidas, presumiram-se as respectivas dimensões. Em estudos mais aprofundados devem ser comprovadas todas as secções das peças constituintes da estrutura.

De um modo geral, as barras são constituídas por cantoneiras reforçadas com chapas de banzo e de alma ligadas por rebites, resultando perfis em caixão, em I e em T.

## 2.3 — Materiais

Atendendo à época em que foi construída a ponte, foram efectuados ensaios pelo Laboratório de Ensaios Tecnológicos do Departamento de Engenharia Mecânica da FEUP sobre provetes retirados da Ponte Luís I, de acordo com cujos resultados se adoptou o valor de 192,7 GPa para

o módulo de elasticidade longitudinal e para o coeficiente de Poisson o valor de 0,2554. Também a partir dos ensaios foi possível obter a tensão de rotura dos provetes, o que possibilitou a utilização de uma tensão de segurança admissível para o aço em serviço de 105 MPa, correspondendo uma tensão de cálculo 1,5 vezes superior àquela, ou seja de 157,5 MPa. Para o peso volúmico considerou-se o valor de 77 kN/m<sup>3</sup>.

## 2.4 — Outros ensaios

Dos provetes recolhidos na Ponte, além dos referidos, efectuaram-se diversos tipos de ensaios de caracterização e de resistência à fadiga.

Efectuou-se ainda um ensaio *in situ* para determinação de algumas frequências próprias de vibração da Ponte, utilizando equipamento adequado que se situou em 3 zonas, a meio do terceiro tramo, a meio do arco e a meio do 11.º tramo.

# 3 — BASES DE CÁLCULO

## 3.1 — Acções permanentes

O peso próprio da estrutura metálica foi avaliado de acordo com as dimensões das secções, tendo-se admitido um peso específico de 84 kN/m<sup>3</sup>, ligeiramente acima do valor real para ter em conta o peso dos rebites e pintura. As acções permanentes correspondentes às principais subestruturas assim obtidas são, aproximadamente:

- tabuleiro superior: 21 kN/m linear;
- tabuleiro inferior: 17 kN/m linear;
- arco: 63 kN/m linear (de corda).

Pelo facto de o tabuleiro inferior ser materializado para os modelos dinâmicos numa única barra, o seu peso próprio, peso da laje e sobrecarga foram introduzidos por ajuste da massa específica dessa barra. Já para os modelos estáticos consideraram-se as forças concentradas no arco correspondentes à acção do tabuleiro. Estas forças foram avaliadas com base nas reacções obtidas no modelo daquela subestrutura simulada em computador. Assim para cada um dos montantes centrais corresponde uma força de 2817,6 kN e de 2958,8 kN para cada um dos extremos.

Quanto ao peso próprio das barras não caracterizadas geometricamente, designadamente as consolas dos passeios e apoios das consolas, foi considerado no cálculo uma carga uniformemente distribuída avaliada em 9 kN/m.

O peso próprio da laje do tabuleiro superior, que corresponde a uma acção linear uniformemente distribuída de 34,9 kN/m, foi convertido em forças aplicadas nos nós do tabuleiro ao nível do banzo superior para a análise estática. Nos estudos dinâmicos esta carga foi transformada num acréscimo de massa específica do banzo superior da viga principal do tabuleiro superior.

No caso da laje do tabuleiro inferior, a que corresponde uma carga uniformemente distribuída de 3,13 kN/m<sup>2</sup>, ou seja 25,5 kN por metro linear longitudinal, foi, como se disse, traduzida em termos de massa específica da barra

que simula o tabuleiro. Ainda para os modelos dinâmicos a sobrecarga de 4 kN/m<sup>2</sup> foi multiplicada por  $\psi_2 = 0,2$ .

### 3.2 — Acções variáveis – sobrecarga segundo o R.S.A.

A sobrecarga uniformemente distribuída de 4 kN/m<sup>2</sup> apenas foi utilizada para o tabuleiro inferior, como anteriormente se explicou.

### 3.3 — Acções variáveis – comboio-tipo

A carruagem-tipo prevista para o metro ligeiro tem 30,0 m de comprimento e apresenta três “boggies” afastados de 11,5 m entre eixos. Cada “bogie” tem dois eixos afastados de 1,9 m e transmite uma carga máxima de 11,4 tf, conforme se esquematiza na Fig. 3.1.

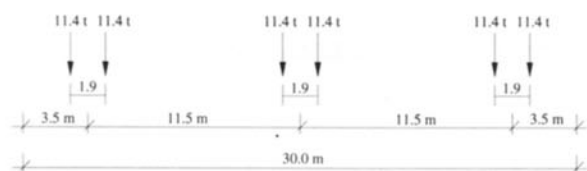


Fig. 3.1 — Solicitação correspondente à carruagem-tipo

### 3.4 — Acções variáveis – vento

A quantificação da acção do vento foi efectuada com base no regulamento português R.S.A., do qual se retiraram os valores da pressão dinâmica do vento  $w_k$ , do coeficiente de força,  $\delta_f$ , e do factor de protecção,  $\eta$ . Refira-se ainda que o coeficiente de força,  $\delta_f$ , depende de  $\lambda$ , índice de cheios, definido pela razão entre a área efectiva, que corresponde à soma das áreas das projecções de todos os elementos da estrutura num plano normal à direcção do vento, e a área limitada pela projecção no mesmo plano do contorno exterior da estrutura. Relativamente ao factor de protecção  $\eta$ , este depende do índice aerodinâmico de cheios  $\phi = \xi \lambda$ , sendo  $\xi = 1,6$  para estruturas formadas por barras de secção angular, e do coeficiente de espaçamento  $\mu$ . O factor  $\eta$  pretende ter em conta o efeito protector que a estrutura de barlavento confere à de sotavento. Refira-se ainda que a altura  $h$ , medida a partir do solo, foi no caso do rio considerada a partir da cota de baixa-mar.

Considerou-se ainda a ponte situada na zona B em terreno com rugosidade tipo II, obtendo-se assim a condição mais desfavorável para esta acção.

Atendendo à grande dimensão da estrutura, segundo as prescrições do regulamento belga do IBN (Institut Belge de Normalisation), foi considerado um coeficiente redutor da acção do vento, que para estruturas de desenvolvimento superior a 100 m, como é o caso, reduz aquela acção em 30.

O vento foi considerado a actuar quer na estrutura quer no comboio, para o que se adoptou um gabarito adequado.

### 3.5 — Combinações consideradas

Nas combinações foram consideradas duas acções base, a do vento e a do comboio-tipo, resultando as seguintes combinações fundamentais:

– acção base comboio-tipo:

$$S_d = 1,5 S_G + 1,5 (S_{CT} + 0,4 S_W)$$

– acção base vento:

$$S_d = 1,5 S_G + 1,5 (S_W + 0,8 S_{CT})$$

$S_G$  - acções permanentes;  $S_{CT}$  - acção do comboio-tipo;  $S_W$  - acção do vento

No caso da acção base “comboio-tipo” foram consideradas 4 situações distintas. Três dessas situações contemplam a acção de dois comboios caminhando a par ao longo da Ponte, simulando o cruzamento em qualquer posição, formando cada um dos comboios composições de uma carruagem com vista a obter os máximos momentos positivos nos diversos tramos, de duas carruagens obtendo-se assim os momentos negativos máximos e três carruagens de modo a maximizar os esforços no arco. A quarta situação, apenas com um comboio constituído por três carruagens, transmite ao tabuleiro uma carga excêntrica, de modo a provocar um esforço de torção.

Para cada uma das 4 situações apresentadas foram consideradas todas as posições que os comboios vão ocupando ao longo da Ponte. Resulta assim um vasto número de posições para cada uma das situações. O quadro abaixo apresenta essa relação.

Combinações	N.º total de posições
2 comboios compostos por 1 carruagem	95
2 comboios compostos por 2 carruagens	88
2 comboios compostos por 3 carruagens	88
1 comboio composto por 3 carruagens	82

A acção do vento, como anteriormente justificado, ocorrerá na ponte propriamente dita e no comboio-tipo de modo que em cada combinação estão implícitas as duas situações. Em cada uma delas o tratamento é em tudo idêntico ao apresentado para o ponto anterior, diferindo apenas nos coeficientes de combinação, sendo portanto o número total de posições ocupadas pelo comboio o mesmo que para a acção base anterior.

Um número tão grande de combinações (cerca de quatro vezes as indicadas no quadro, ou seja, mais de 1400) exigiu a execução de programas especiais de preparação de dados e de tratamento de resultados, como adiante se refere.

## 4 — CÁLCULOS DE ESTABILIDADE

No cálculo estrutural da Ponte Luís I foram usados programas de cálculo automático desenvolvidos ao longo dos últimos anos na Secção de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e que permitem fazer a análise estática e dinâmica em regime linear de qualquer estrutura.

Para a análise estática da estrutura da Ponte Luís I foi usado o programa de cálculo automático designado genericamente FEMIX, desenvolvido em 1991/92 por Álvaro Azevedo e Joaquim Barros, docentes das Universidades do Porto e do Minho, respectivamente.

Um módulo especial baseado naquele programa permitiu efectuar os estudos do comportamento dinâmico da Ponte Luís I sujeita à passagem do metro, tendo sido incluídos algoritmos que permitem considerar os efeitos de uma estrutura em movimento, o comboio, sobre outra imóvel, a ponte.

Os efeitos da não linearidade geométrica – efeitos de segunda ordem – foram tidos em conta, determinando-se as cargas críticas e correspondentes modos de encurvadura através da resolução de um problema de valores e vectores próprios.

Numa formulação idêntica é possível converter a análise dinâmica de um sistema com  $n$  graus de liberdade a um problema de  $n$  valores e vectores próprios. Assim, foi possível a obtenção das frequências de vibração da ponte e modos de vibração associados.

Foram criados alguns programas específicos para o estudo em causa. Destacam-se o programa que permitiu quantificar a acção do vento sobre a ponte e o programa que permitiu estabelecer o estado de tensão em cada barra para uma qualquer acção sobre a Ponte.

## 5 — RESULTADOS

### 5.1 — Tratamento dos resultados obtidos

Apesar de o estudo ter sido feito como estrutura espacial contínua, a tipologia triangulada da ponte leva a que apenas os esforços axiais em cada barra sejam relevantes. Foram portanto gerados ficheiros retendo para cada barra e para cada combinação apenas o esforço axial.

Em seguida, para cada grupo de combinações determinou-se a máxima tracção e a máxima compressão, obtendo-se as envolventes de tracções e de compressões, a seguir convertidas nas respectivas tensões. As tensões de tracção foram obtidas meramente por divisão do valor do esforço axial pela respectiva área efectiva da barra. Quanto às barras comprimidas, para atender ao fenómeno da encurvadura, as tensões foram determinadas da seguinte forma:

- utilizaram-se as curvas europeias de varejamento, em que se admitiu para todas as barras a curva tipo D;
- na definição do coeficiente de esbelteza, utilizou-se a menor das inércias e o comprimento efectivo da barra, isto é, o comprimento entre dois nós consecutivos;

assim, definiu-se como tensão de compressão o valor do esforço axial dividido pelo coeficiente de encurvadura e pela área efectiva da barra.

Atendendo a que é possível actuar sobre o valor desta tensão mediante a introdução de novas condições de contraventamento das peças comprimidas, igualmente se determinaram as tensões reais de compressão, isto é, não afectadas do coeficiente de encurvadura.

Numa segunda fase, elaborou-se um programa que gera o desenho da Ponte, colorindo as barras conforme a tensão nelas instalada. Os intervalos de tensão correspondentes a cada cor, idênticos para tracção e compressão, foram adoptados segundo o esquema seguinte:



A tensão  $\sigma_{rd}$ , usada para tensão de referência, foi obtida por majoração da tensão que, de acordo com a literatura especializada, é considerada como tensão admissível para aços de obras com idade idêntica à Ponte Luís I, ou seja, a tensão de 105 MPa. Refira-se ainda que os ensaios experimentais efectuados com os provetes retirados da ponte confirmaram este valor.

$$\sigma_{rd} = 1,5 \times 105 = 157,5 \text{ MPa}$$

A apresentação dos resultados revelou-se muito sugestiva e a sua interpretação resulta bastante simplificada, tornando evidentes as barras cujas tensões estão próximas ou excedem o máximo admissível. Apresenta-se na Fig. 5.1, como exemplo, a envolvente do estado de tensão para as combinações de dois comboios compostos por 2 carruagens cruzando-se (incluindo o vento afectado do coeficiente  $\psi_0$ ).

### 5.2 — Análise dos resultados

Genericamente pôde verificar-se que existe um número apreciável de barras que necessitam de ser contraventadas, principalmente no tabuleiro superior e nos pilares que apresentam problemas de encurvadura. O arco, pelo contrário, não apresenta problemas.

Ao separar as envolventes de tracções e de compressões, estas ainda nos casos de se considerarem os efeitos da encurvadura ou não, a interpretação dos resultados revelou-se muito facilitada.

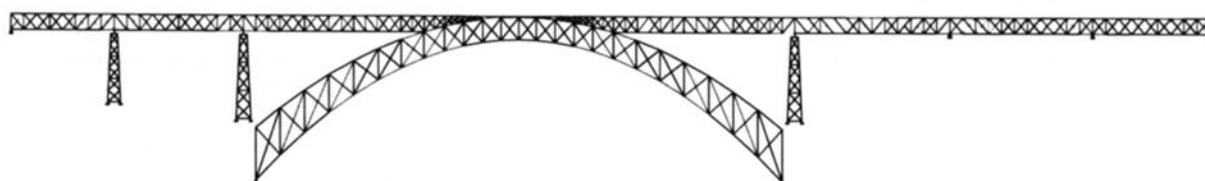


Fig. 5.1 — Envolvente do estado de tensão para um conjunto de combinações

De facto, verifica-se que para as envolventes de tracção os esforços instalados nas barras não conduzem a tensões superiores a  $\sigma_{rd}$  (157 MPa).

Da análise da envolvente das tensões máximas de compressão, não afectadas do problema da encurvadura, verificou-se também que os valores dos esforços instalados nas barras conduzem a tensões inferiores ao valor de  $\sigma_{rd}$  e na generalidade das barras com valores bastante inferiores a esse valor.

Por outro lado, ao fazer intervir na análise a consideração dos efeitos da encurvadura, detectaram-se imediatamente valores exagerados em muitas barras, de um modo geral, pertencentes às vigas do tabuleiro superior e aos pilares.

As barras do arco continuam a não apresentar problemas, verificando-se que as tensões instaladas nas barras são, normalmente, bastante inferiores à tensão máxima  $\sigma_{rd}$ . Este facto pode interpretar-se pela menor incidência que o peso do comboio tem sobre o arco para o qual seria mais grave uma acção em maior extensão da ponte embora com menor valor. Ao contrário, no tabuleiro superior e nos pilares manifesta-se de modo local a intensidade elevada da concentração de forças devidas ao comboio.

Estão em situação particularmente delicada os dois pilares curtos que transmitem a carga do tabuleiro aos rins do arco principal.

Naturalmente, quando se encontraram tensões razoáveis no caso de se excluir a incidência da encurvadura, torna-se patente que a principal acção de reforço, do ponto de vista estático, consistirá em diminuir aquela incidência, o que pode realizar-se facilmente à custa de contraventamentos adicionais nos elementos mais esbeltos.

## 6 — CONCLUSÃO

O estudo da Ponte Luís I com vista à determinação da possibilidade de a utilizar para o Metro, foi complementado com inspecções cuidadas e outros estudos que aqui apenas se afluaram, designadamente os estudos, de natureza dinâmica e de fadiga. No seu conjunto, foi possível chegar a conclusões e recomendações que, pelo seu interesse, aqui se transcrevem:

### *É viável a passagem do Metro pela Ponte Luís I.*

*No entanto, a viabilidade fica condicionada pela satisfação dos pontos seguintes:*

1. *A tipologia das carruagens deverá ser semelhante à usada no presente estudo.*
2. *Deverão ser dimensionados e convenientemente executados os contraventamentos e/ou reforçadas as secções, de forma a serem eliminados os riscos de encurvadura detectados.*
3. *Deverá ser tido em conta que a vida remanescente de algumas peças em situação crítica é muito limitada pelo que deverão ser reforçadas para reduzir o nível geral de tensões.*
4. *O estado de conservação da Ponte é em muitos locais precário e encontram-se focos importantes de corrosão que urge eliminar, pelo que é imperioso efectuar uma extensa intervenção de conservação.*

5. *Deverá ser feito um levantamento dos problemas de enfunamento que poderão existir em algumas peças. Este problema foi detectado em algumas barras, sendo provável a existência de outras situações idênticas. Estas situações poderão agravar substancialmente as tensões, pelo que se torna necessário proceder a uma verificação completa da segurança estrutural da Ponte.*
6. *Os apoios da Ponte deverão ser revistos e eventualmente substituídos.*
7. *Para além das inspecções regulares que uma estrutura deste tipo deve merecer, deverá, nos primeiros tempos da nova utilização da estrutura, ser previsto um especial acompanhamento e inspecção da mesma de acordo com um plano a definir.*
8. *Deverá ser dada especial atenção aos pilares metálicos, dado que estes se revelaram como pontos críticos da estrutura, sendo necessário que estes pilares sejam convenientemente reforçados.*
9. *O nível de conforto dos peões para uma utilização intensiva da Ponte não é considerado aceitável, em determinados tramos e para determinadas velocidades de circulação, pelo que se recomenda a adopção de dispositivos de correcção.*
10. *Deverão ser previstos dispositivos que evitem a permanência das pombas.*

*Independentemente da Ponte Luís I vir a ser integrada na Rede do Metro do Porto, as análises efectuadas recomendam que a mesma merece atenções especiais, designadamente as que se referem nos pontos 2, 4, 5, 6, 7, 8 e 10.*

Os autores agradecem à empresa do Metro do Porto, S.A., à Junta Autónoma de Estradas e ao Instituto da Construção todas as facilidades concedidas para a elaboração deste trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A principal documentação consultada foi obtida no arquivo da Junta Autónoma de Estradas, no Arquivo Histórico da Cidade do Porto e, em menor grau, em várias outras fontes. Indica-se sumariamente o âmbito de cada um deles.

- a) **Parte do projecto original**, compreendendo designadamente peças desenhadas, relativas aos dois tabuleiros, dois pilares metálicos centrais e o arco, as características mecânicas de algumas secções e diagramas de esforços do tabuleiro superior.
- b) **Diversos documentos referentes ao cálculo estrutural de partes da estrutura.**
- c) **Memória descritiva original.**
- d) **1880 - Programa das condições de concurso para a construção de uma ponte sobre o rio Douro.** Em cada artigo é apresentada uma descrição pormenorizada de todos os requisitos que a empreitada deve cumprir, desde uma descrição da obra, os materiais a utilizar, os acesos, sobrecargas, etc.
- e) **1908 - Relatório da Comissão de Verificação da Resistência das Pontes e Construções Metálicas.**

Descrição das condições em que a ponte se encontra, após vistoria efectuada, concluindo-se com a especificação sobre as medidas a tomar para garantir o bom funcionamento da obra.

- f) **1926 - “Serviço da República”**. Refere-se à análise de documentos anteriores relativos ao estado da ponte e à substituição dos pavimentos, enfatizando mais uma vez o mau estado da ponte e a necessidade de uma intervenção.
- g) **1927 - Relatório do estado da ponte**, no qual se identificam todas as peças que se encontram danificadas.
- h) **1931 - Relatório sobre a verificação da possibilidade de se efectuar o cruzamento de carros eléctricos sobre a Ponte Luís I**. Descreve-se o estudo efectuado, apresentando resultados dos respectivos cálculos. Refere-se ainda a constituição dos novos pavimentos.
- i) **1954 - “O Comércio de Gaia”**. Resumo histórico sobre a Ponte Luís I com uma reportagem do dia da inauguração.
- j) **1954 - Relatório dos trabalhos urgentes a realizar de substituição dos pavimentos da Ponte Luís I**. Projecto de substituição dos pavimentos dos dois tabuleiros acompanhada dum estimativa orçamental, da responsabilidade do Prof. Edgar Cardoso.

l) **1991 - A Ponte de S. João**. Livro editado na inauguração da Ponte de S. João, que inclui resenha histórica das pontes sobre o rio Douro. (Ed. Ferdouro, ACE, Porto 1991)

- m) **Memória descritiva e justificativa**. Refere-se esta memória a uma revista minuciosa do estado da ponte, completada com a indicação das barras cuja substituição é recomendada, bem como a substituição dos pavimentos, apresentando um mapa das quantidades de ferro a substituir.
- n) **Assentamento de via dupla para os carros eléctricos no tabuleiro superior da Ponte Luís I no Porto - memória descritiva**. Apresentação dos cálculos justificativos de estabilidade.
- o) **Caderno de encargos**, referente à remoção dos pavimentos e reparação da Ponte.
- p) Diversos artigos e memórias com referências à Ponte.

Foi obtida no arquivo da Junta Autónoma de Estradas toda a documentação referida, com excepção dos referidos nas alíneas i), l) e p) que provêm de várias fontes de que se destaca o Arquivo Histórico da Cidade do Porto.

Os resultados e outros elementos de cálculo fazem parte dos relatórios efectuados pelo Instituto da Construção para o Metro Ligeiro do Porto.