

MEMÓRIA DE CÁLCULO

MATERIAIS

Para evitar que uma nova estrutura se torne ostensiva relativamente a outra existente no mesmo local, a solução mais convencional incide em adoptar para a nova construção os mesmos materiais que foram utilizados na construção existente. Uma vez que a construção existente é totalmente em betão armado, assim, a nova estrutura privilegia a utilização deste material. No entanto, em situações pontuais é necessário o recurso ao aço, de forma a se tirar partido de algumas das suas vantagens relativamente ao betão armado. A aplicação de ambos os materiais deve seguir critérios estéticos rigorosos, nomeadamente ao nível do tratamento final dos mesmos, no sentido de dissimular e enquadrar as modificações projectadas. O betão armado a aplicar na nova estrutura é da classe C45/55 e, pontualmente, da classe C40/50. Na nova estrutura foram consideradas armaduras passivas constituídas por varões de aço da classe A500 NR. O aço aplicado na estrutura projectada, excepto em armaduras ordinárias do betão armado, é do tipo S 235, de acordo com a Norma EN10025-2.

MODELAÇÃO NUMÉRICA

A análise com recurso ao programa de cálculo engloba apenas a nova estrutura, não se efectuando a modelação da estrutura existente. Esta opção é justificada pela forma como a nova estrutura se relaciona com a existente para as acções consideradas no cálculo, sendo pretendido que os esforços sejam absorvidos principalmente pela estrutura projectada.

A modelação numérica é efectuada com recurso ao software de análise estrutural comercial *Autodesk Robot Structural Analysis 2011*, elaborando-se dois modelos numéricos, um local para análise do tabuleiro em viga caixão, e outro global. Em ambos é realizada apenas uma análise estática linear, considerada suficiente para efeitos de análise de viabilidade estrutural, permitindo obter os esforços, deslocamentos e deformações sob as acções consideradas. Uma análise dinâmica seria justificável em estudos posteriores, que tivessem em conta os efeitos de vibração causados pelo deslocamento do metro ligeiro ao longo da travessia. Todavia, considera-se que a velocidade de circulação se encontra limitada de tal forma que os efeitos dinâmicos possam ser contabilizados apenas como acção estática, recorrendo a um coeficiente de amplificação dinâmica, ϕ .

O modelo local (figura 1) é composto totalmente por elementos finitos do tipo casca e pretende analisar o comportamento transversal da viga caixão, dificilmente analisável no modelo global. O modelo global (figuras 2 e 3) é discretizado em elementos finitos de barra, representando tridimensionalmente os constituintes principais da nova estrutura.

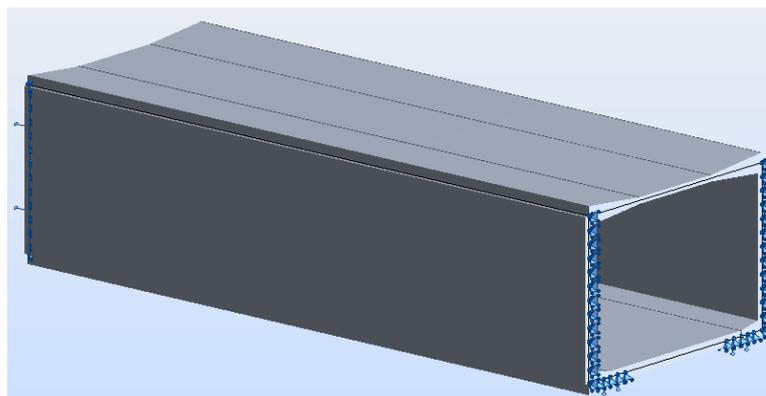


Fig.1 – Vista tridimensional do modelo de cálculo local da viga caixão

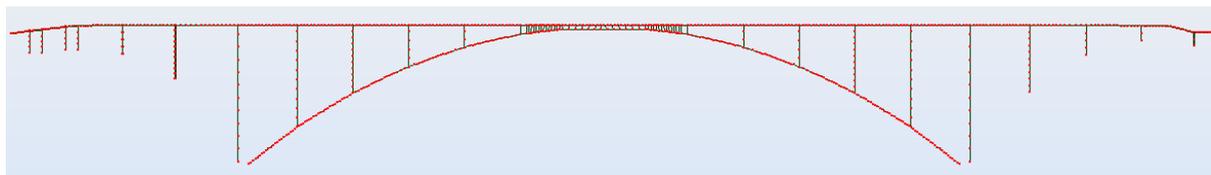


Fig.2 – Alçado do modelo de cálculo global da estrutura projectada – plano xOz

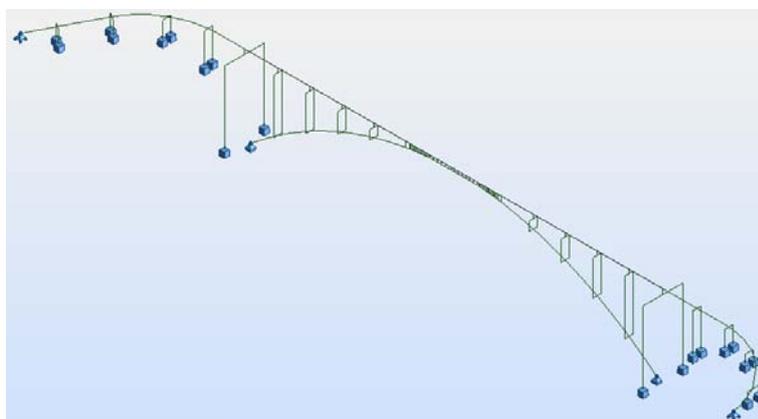


Fig.3 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global da estrutura projectada

O modelo global é espacial no seu conjunto, ou seja, constitui um modelo do tipo pórtico tridimensional formado por elementos finitos de barra. As condições de apoio são simuladas com apoios nodais do tipo rígido. Os encontros do tabuleiro apresentam liberdade de deslocamento horizontal e de rotação. Os apoios do arco são modelados com apoios do tipo triplo, apenas com liberdade de rotação em torno de qualquer eixo e, nas fundações de todos os pilares assentes nas encostas, os apoios são do tipo encastramento total. Pretende-se com este modelo efectuar uma análise ao nível dos esforços instalados e deformações longitudinais e transversais sob acção das diferentes combinações. Isto permite efectuar as verificações ao Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização ao nível dos diferentes elementos estruturais.

ANÁLISE ESTÁTICA DA ESTRUTURA

Os critérios de contabilização das acções sobre a estrutura e verificação de segurança utilizados no dimensionamento seguem preferencialmente as normas europeias, através dos Eurocódigos e, em casos pontuais, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA - Decreto-Lei nº 235/85, de 31 de Maio).

As acções consideradas como fundamentais para a análise de viabilidade e dimensionamento são as cargas permanentes, que numa estrutura deste tipo representam a maior percentagem da carga total, as sobrecargas verticais rodoviárias e de metro ligeiro, e a sobrecarga do vento, para análise do comportamento torsional. No que concerne às sobrecargas do Metro do Porto, atendendo ao facto de ambos os regulamentos não possuírem orientações para veículos de metro ligeiro, recorre-se às características do veículo que se encontra actualmente em circulação (*Bombardier Eurotram*).

Atendendo ao elevado número de secções e variação dos esforços, a análise de combinações de acções é efectuada de forma a obter os esforços máximos para cada tipo de secção. Tendo em consideração que se pretende efectuar um dimensionamento geral, não é necessário conhecer todos os esforços, mas sim os determinantes para verificação das secções utilizadas. No entanto, é considerado no cálculo o facto de os elementos se encontrarem em flexão composta. Em Estado Limite Último são consideradas

sete combinações, incluindo duas combinações parciais. A primeira combinação considerada corresponde à nova ponte acabada de construir, solicitada apenas pelo peso próprio estrutural, sem multiplicação pelos coeficientes de segurança. Desta combinação resultam os esforços axiais mínimos em parte da estrutura, podendo ser determinantes em situações de flexão composta. Os diagramas de esforço axial e de momento flector para esta combinação encontram-se representados nas figuras 4 e 5. Em Estado Limite de Utilização são abordadas as combinações característica e quase-permanente. Em combinação característica, determinante para verificação da deformada, observa-se que o peso próprio estrutural é responsável por cerca de 80% da deformação vertical. É obtido um deslocamento vertical máximo ao nível do meio-vão entre o fecho do arco e pilastras de 8,4cm. A respectiva deformada encontra-se representada na figura 6.

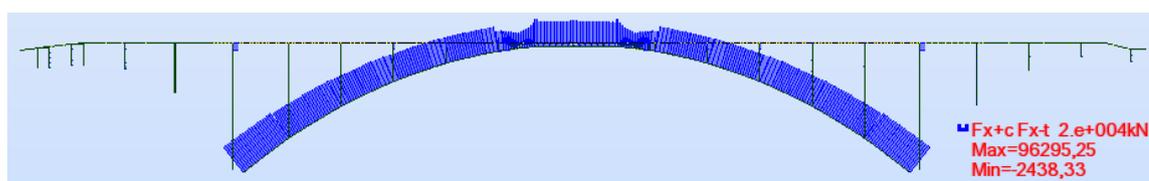


Fig.4 – Vista em alçado do diagrama de esforços axiais da combinação permanente

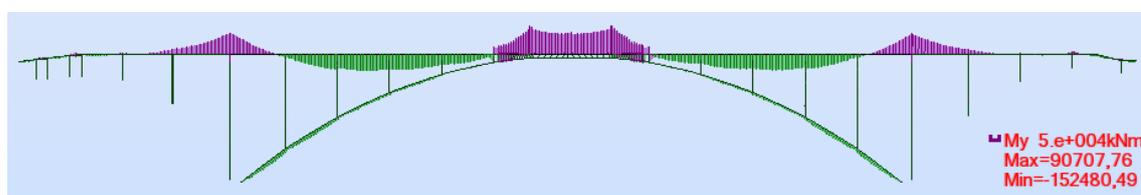


Fig.5 – Vista em alçado do diagrama de momentos flectores em torno de y na combinação permanente



Fig.6 – Vista em alçado da deformada sob acção permanente

DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O dimensionamento envolve a verificação de segurança em Estado Limite Último e estado Limite de Utilização dos diferentes elementos estruturais. O Estado Limite Último é analisado na direcção longitudinal e, quando relevante, também na direcção transversal, verificando-se a resistência ao esforço axial, esforço transversal, flexão e torção. A verificação ao Estado Limite Último de resistência à flexão e esforço axial, atendendo à geometria complexa de alguns elementos, é efectuada com recurso ao software *Fagus-4*, de cálculo e dimensionamento de secções transversais, produzido pela empresa *Cubus*. O Estado Limite de Utilização é controlado pelos níveis de tensões em serviço, abertura de fendas e deformações.

TABULEIRO

O tabuleiro apresenta uma secção transversal de grande rigidez, consequência de diversas imposições: a obrigatoriedade de manutenção dos vãos entre pilares iguais aos da estrutura existente; a altura mínima necessária para a passagem do metro ligeiro; solicitar um arco flexível; e possuir os dois banzos sujeitos a sobrecargas de tráfego. Além dos aspectos referidos, na zona central sobre o rio o

tabuleiro substitui o arco, apresentando os esforços de compressão característicos de uma estrutura em arco.

Deste modo, este tabuleiro apresenta, longitudinalmente, duas valências marcantes: momentos flectores fortemente negativos na ligação arco/tabuleiro e sobre as pilastras; e esforço axial de compressão elevado na zona central de fecho do arco.

Para distribuição local dos seus esforços, considera-se que a viga caixão possui dois banzos actuando de forma semelhante a lajes, solicitando as almas. Evidencia assim um comportamento maioritariamente transversal, analisado no modelo local de troço reduzido. Este modelo permite obter os esforços máximos para dimensionamento das armaduras longitudinais de flexão nos banzos para ambas as direcções. Assim, para a direcção transversal, mais solicitada, no banzo inferior é necessária uma armadura máxima positiva de $\Phi 16//0,17$ e negativa de $\Phi 16//0,10$. No banzo superior é necessária uma armadura máxima positiva de $\Phi 16//0,10$ e uma armadura máxima negativa de $\Phi 16//0,14$.

A análise longitudinal é efectuada de forma simplificada, dividindo a viga caixão em secções funcionais. Ou seja, distingue-se a parcela referente aos banzos da respeitante às almas da viga caixão. As duas almas são consideradas como responsáveis pela transferência dos esforços na direcção longitudinal, sendo dimensionadas como elementos do tipo viga, considerando como activa uma largura efectiva dos banzos calculada conservativamente com 1m. Na zona de fecho do arco, conforme referido anteriormente, verificam-se esforços de compressão elevados, associados a momentos flectores fortemente negativos. Para dimensionamento das secções da viga caixão segundo os critérios simplificados definidos anteriormente foram distribuídos os esforços de compressão pelo banzo inferior e os momentos flectores negativos pelas duas almas.

Atendendo aos critérios definidos anteriormente, os esforços de compressão vindos do arco são totalmente transferidos, na zona de fecho, pela laje inferior da viga caixão, auxiliada por uma peça de aço com 20mm de espessura e 7m de largura, correspondente à largura do arco, actuando como uma estrutura mista aço-betão. Esta peça de aço encontra-se conectada à secção inferior da laje de forma a evitar fenómenos de encurvadura. Atendendo à altura da viga caixão e ao facto de as forças de compressão se concentrarem na sua secção inferior, de ligação ao arco, não se prevê como plausível a utilização da secção da laje superior para condução do esforço axial de compressão.

Em Estado Limite Último o esforço máximo de compressão na zona de fecho do arco é atingido na secção de meio-vão para a combinação 7, correspondendo a 122 516kN. A capacidade de resistência à compressão, N_{Rd} , do conjunto da laje inferior em betão armado com a peça de aço é obtida por

$$N_{Rd} = A_c \times f_{cd} + A_s \times f_{y0,2\%} + A_f \times f_{yd,f} \quad (1)$$

Na equação (1) A_c é a área de betão considerada como resistente aos esforços axiais de compressão, correspondente a 2,14m², A_s é a área de armaduras longitudinais de compressão, correspondentes a 857cm², materializada em 106 $\Phi 32$, $f_{y0,2\%}$ é a tensão do aço correspondente a 0,2% de extensão, que para a classe S500 corresponde a 400MPa, A_f é a área da secção transversal da placa de aço, de valor 0,14m² e $f_{yd,f}$ é a tensão de cálculo da placa de aço, correspondente a 204MPa. Esta secção apresenta uma capacidade resistente de 127 149kN. As armaduras de compressão encontram-se distribuídas em quatro fiadas horizontais, duas de 27 varões e duas de 26 varões, com um espaçamento entre varões na horizontal de 197mm. Na vertical encontram-se espaçadas 32mm.

O dimensionamento em Estado Limite Último de flexão das almas do tabuleiro é efectuada para as secções de momento negativo, com compressão nos banzos inferiores, e para as secções de momento positivo. Este dimensionamento é efectuada em flexão simples em torno do eixo horizontal, sendo condicionado pelo valor máximo de -110 398kNm na ligação arco/tabuleiro. O momento flector

máximo positivo é de 80 753kNm na secção de meio-vão entre os alinhamentos D e E dos pilares (ver Peças Desenhadas). Atendendo à largura disponível, incluindo recobrimento, é possível colocar na direcção horizontal 15 varões $\Phi 32$ por fiada, correspondentes a uma área de armadura de 120,6cm². Assim, para o momento positivo são necessários 50 $\Phi 32$ ($A_s=402,1\text{cm}^2$), enquanto para o momento negativo 68 $\Phi 32$ ($A_s=546,9\text{cm}^2$). A percentagem de armadura para o momento positivo é de 1,7%, enquanto para o momento negativo é de 2,3%.

Em Estado Limite de Utilização a deformada vertical é importante nesta estrutura, atendendo à proximidade e contraventamento na estrutura existente. Flechas elevadas podem conduzir a problemas de avarias nas juntas e aparelhos de apoio entre a estrutura existente e a nova estrutura, obrigando a uma manutenção mais frequente. Além deste aspecto, a via de circulação do metro também é sensível a deformações excessivas, causando desgaste nos carris e nas diferentes juntas. A deformação vertical no tabuleiro analisada no modelo global, conforme referido anteriormente, apresenta os valores máximos de 8,4cm para o peso próprio estrutural e 10,4cm para a combinação característica sob acção rodoviária e de metro ligeiro. Assim, a parcela subjacente às sobrecargas é de 2cm, cerca de metade do valor máximo permitido pelo Eurocódigo 0 de 3,9cm, correspondente a L/540, cumprindo-se o Estado Limite de Deformação.

ARCO

Atendendo ao espaço confinado entre as “costelas” do arco existente e contraventamentos longitudinais a opção recai por utilizar um arco esbelto e flexível, por oposição a um tabuleiro muito rígido. Além deste aspecto geométrico, também a necessidade do arco não constituir um elemento inoportável para utilização do arco existente como cimbra durante a construção, contribui pela opção de um arco com esta configuração. Relativamente ao suporte do novo arco, a opção pela aplicação de apoios com liberdade de rotação é justificada pela necessidade de não criar um desequilíbrio excessivo nos esforços transmitidos aos encontros, o que obrigaria eventualmente a um reforço mais complexo.

Para as diferentes combinações os momentos flectores no arco não são significativos, encontrando-se este, previsivelmente, sujeito maioritariamente a esforços normais de compressão. A secção do encontro está sujeita apenas a esforços normais de compressão, de valor máximo -166 794kN. O momento flector apresenta sempre um efeito desfavorável, independentemente do valor do esforço axial. Assim, de forma conservativa, é efectuada a verificação da secção de menor capacidade resistente, secção 6, com altura de 1,82m e secção aligeirada, submetida ao momento flector máximo, observado numa secção diferente. O momento flector máximo é 29 708kNm e o esforço axial mínimo é -91 519kN. Analisando o comportamento desta secção verifica-se que se encontra, para o esforço axial mínimo, na zona desfavorável do esforço axial, obtendo-se uma relação entre esforços actuantes e capacidade resistente de 1,81. Colocando o esforço axial máximo, correspondente à secção do encontro, a relação entre esforços actuantes e capacidade resistente é de 1,18 cumprindo-se ainda a segurança. O ponto de balanceamento para o momento flector máximo situa-se num esforço axial de -54 500kN. Assim, para a secção ser considerada de betão armado é aplicada a armadura mínima prevista no Eurocódigo 2.

Em Estado Limite de Utilização foram verificadas as tensões de compressão no betão e de tracção no aço, tal como efectuado para o tabuleiro. Ambas as tensões encontram-se dentro dos limites especificados, sem fendilhação da secção.

PILARES

Sobre o arco os pilares são de secção transversal quadrada oca, semelhante à utilizada na estrutura existente. A opção por secção oca reside no facto de se pretender manter o peso próprio baixo, mantendo o braço para fazer face aos momentos flectores. O dimensionamento em Estado Limite Último é efectuado para flexão composta desviada. Tendo em consideração que este é um dimensionamento geral não se analisa cada pilar em particular, dimensionando-se apenas a armadura máxima necessária nas secções de coroamento e encastramento dos pilares mais solicitados.

Na combinação mais desfavorável, a secção de coroamento dos pilares do alinhamento E (ver Peças Desenhadas) apresenta esforços $F_x = -2\,204\text{kN}$, $M_y = 5\,620\text{kNm}$ e $M_z = 47\text{kNm}$. Para esta combinação é necessária uma área de armadura longitudinal de tracção de 192cm^2 , distribuída pelas duas faces. A solução consiste em armaduras simétricas nas duas faces perpendiculares à direcção longitudinal da ponte com $32\Phi 20$ ($A_s = 100,5\text{cm}^2$) por face, dispostos em 2 fiadas. A primeira fiada com 27 varões e espaçamento entre estes de 20,5mm e a segunda com 5 varões. A percentagem de armadura longitudinal na secção é 2,1%.

PILASTRAS

As pilastras são os únicos elementos da nova superestrutura que apresentam betão da classe C40/50. Esta opção é consequência de a sua secção ser constituída por elementos da estrutura existente e da nova estrutura. Para efeitos de cálculo considera-se que a ligação entre os novos elementos e os existentes é do tipo rígido, com transmissão total de momentos flectores. A armadura longitudinal da secção existente é considerada na verificação ao Estado Limite Último de resistência à flexão composta. A armadura existente é do tipo S235 e é colocada no programa como armadura linear (figura 7). Cada linha representa uma área de armadura de $40,2\text{cm}^2$, constituída por $5\Phi 32$. Na secção da base das pilastras a armadura longitudinal existente é suficiente, com o total de $241,2\text{cm}^2$ e um factor de segurança de 1,91, respeitando a armadura mínima definida no Eurocódigo 2. Na secção do coroamento é necessário dimensionar armadura longitudinal, adoptando-se a classe S500. A colocação da armadura na secção encontra-se representada na figura 7, assim como os diagramas de dimensionamento. A solução de armaduras adicionais consiste em duas fiadas colocadas junto à estrutura existente, com uma área total de 965cm^2 . A percentagem de armadura longitudinal na secção, incluindo armadura existente, é de 1,1%.

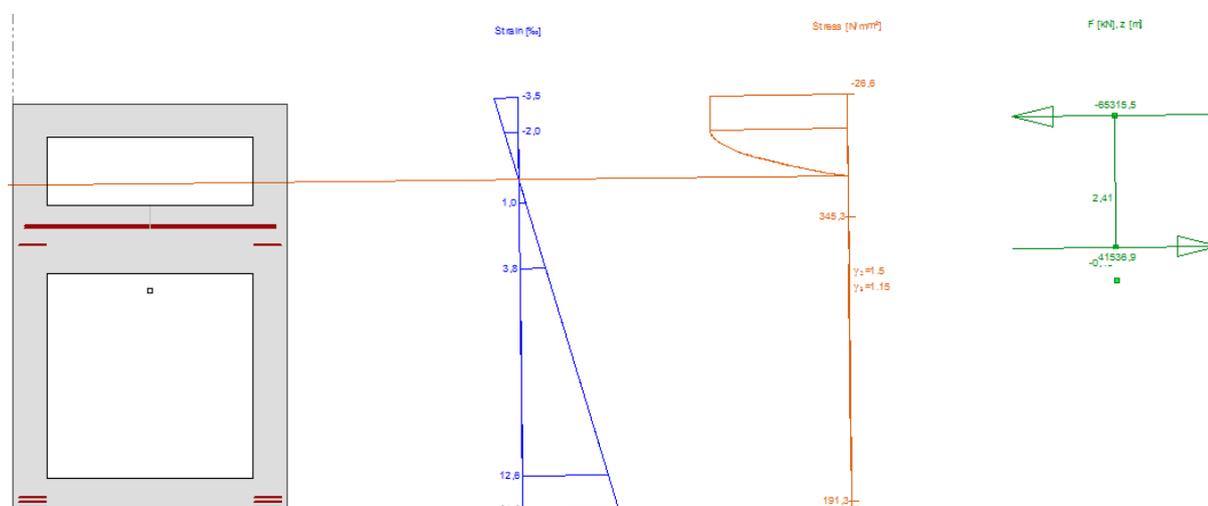


Fig.7 – Dimensionamento da secção de coroamento das pilastras em Estado Limite Último de flexão (*Fagus-4*)