

PONTE INFANTE D. HENRIQUE

PROCESSO CONSTRUTIVO

**ANTÓNIO
ADÃO DA FONSECA**
Professor Catedrático – FEUP
Engenheiro Civil

**PEDRO
FRADIQUE MORUJÃO**
Engenheiro Civil

**RENATO
OLIVEIRA BASTOS**
Engenheiro Civil

AFA – Consultores de Engenharia, SA - PORTO

**FRANCISCO
MILLANES MATO**
Professor Catedrático – ETSICCP
de Madrid – Engenheiro Civil

LUIS MATUTE RUBIO
Engenheiro Civil

**ARTURO CASTELLANO
ORTUÑO**
Engenheiro Civil

IDEAM, SA - MADRID

SUMÁRIO

Apresenta-se o processo construtivo que está a ser utilizado na construção da Ponte Infante D. Henrique. Trata-se de um processo construtivo que tem de ser considerado singular na construção de pontes em arco, aliás em correspondência com as particularidades do sistema estrutural da Ponte. O processo construtivo adoptado fundamenta-se na execução de uma triangulação provisória envolvendo o tabuleiro e o arco, e procura responder às características especiais da obra em causa. Descrevem-se as fases construtivas mais importantes e apresenta-se a formulação do ajuste das forças instaladas nos elementos provisórios, bem como a estratégia de correcção dos esforços e da geometria da Ponte.

1. INTRODUÇÃO

A Ponte *Infante D. Henrique* é constituída por dois elementos fundamentais em interacção mútua: uma viga caixão, relativamente rígida, em betão armado pré-esforçado de 4,50 m de altura, apoiada sobre um arco flexível em betão armado com 1,50 m de espessura.

O vão entre arranques do arco é de 280 m e a flecha entre o fecho e os arranques é de 25 m, numa relação superior a 11/1 (Figura 1).

Um arco tão abatido e tão esbelto só pode funcionar estruturalmente em conjunto com o tabuleiro. Claramente, não se está perante uma ponte em arco clássica. Consequentemente, os processos construtivos clássicos de pontes em arco serão menos apropriados à construção de

uma ponte que, estruturalmente, é “muito” uma ponte em viga. Ora, se a ponte é “muito” uma ponte em viga, os processos construtivos de tais pontes talvez até sejam os mais convenientes.

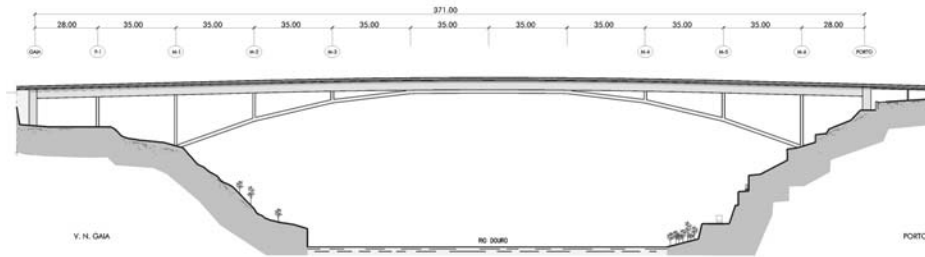


Figura 1 – Alçado geral da Ponte

Na verdade, o processo construtivo que está a ser adoptado na obra tem vindo, na sua essência, a ser crescentemente utilizado na construção de pontes em arco, com indiscutível sucesso e ganho seguro de experiência. Como exemplos, referem-se as Pontes “de Ricobayo” e “de la Regenta”, em Espanha, e o Viaduto “des Sallanches”, em França.

Em fase de concurso, foi proposto um sistema de construção que envolvia a colocação de torres de atirantamento simultâneo do tabuleiro e do arco, mas reconhecer-se-á que é intrinsecamente pouco lógico construir primeiro uma ponte atirantada e depois transformá-la numa ponte em arco. Ao iniciar-se o projecto de execução da Ponte, o processo construtivo foi repensado e foi finalmente adoptado o apresentado neste trabalho, pelo qual se constrói “apenas uma ponte”.

2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO

O processo construtivo da Ponte Infante D. Henrique consiste no avanço da estrutura a partir de cada uma das margens mediante a execução de dois pilares provisórios sob os montantes M2 e M5, de modo a diminuir o vão em fase construtiva, e a colocação de diagonais e montantes provisórios entre a viga e o arco, de modo a formar uma consola única de inércia variável em que o tabuleiro é essencialmente o banzo traccionado e o arco o banzo comprimido. Assim se constitui uma estrutura triangulada de altura considerável que possibilita a sua sustentação em consola até à materialização do fecho do arco (Figura 2).

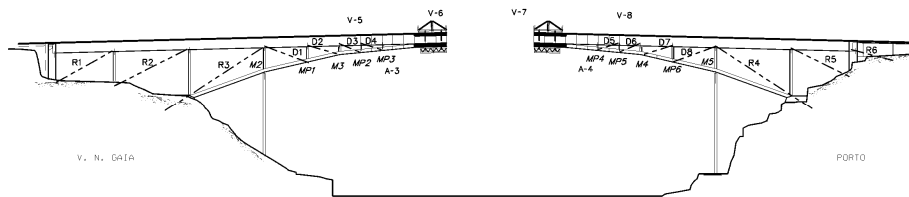


Figura 2 – Alçado geral durante a construção

Na realidade, para o exterior do arco definem-se igualmente estruturas trianguladas envolvendo a viga do tabuleiro, os encontros, o pilar P1 (do lado de Gaia), escoras em betão armado trabalhando em compatibilidade com os maciços rochosos, e diagonais.

Os montantes provisórios são realizados em aço e as diagonais são constituídas por cabos de pré-esforço cuja sequência de colocação permite regular a força instalada por forma a corrigir em cada fase a resposta da estrutura. Com as estruturas trianguladas no exterior do arco, afinal pretende-se transmitir às fundações as forças de tracção instaladas na viga sobre os montantes M1 (Gaia) e M6 (Porto), e tal é feito essencialmente por meio de diagonais, nesta função designadas por cabos de retenção, que “agarram” o tabuleiro às sapatas dos encontros, dos arranques do arco e do pilar P1. O sistema resistente escolhido para responder aos desequilíbrios resultantes do avanço das “consolas” sobre o rio, e portanto “agarrar” aquelas sapatas, consiste na realização de ancoragens inclinadas a partir dessas mesmas sapatas, complementadas por escoras betonadas contra o terreno capazes de absorver, em conjunto com os maciços rochosos, as componentes horizontais das forças dos cabos de retenção (Figura 3).

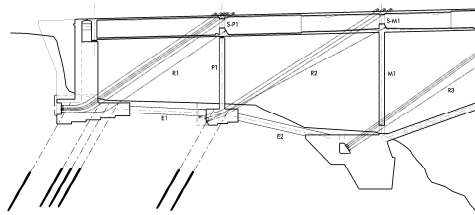


Figura 3 – Cabos de retenção, escoras e ancoragens ao terreno do lado de Gaia

De facto, na concepção das fundações da Ponte Infante D. Henrique procurou-se reduzir as forças transmitidas às escoras pelos cabos de retenção fazendo intervir os maciços rochosos como elementos resistentes, por mobilização de tensões normais e de corte. A avaliação das forças efectivamente resistidas pelos maciços rochosos, resultantes da interacção solo-estrutura, foi efectuada através de um modelo de elementos finitos elasto-plástico com comportamento de Mohr-Coulomb, comprovando que se conseguia, em fase construtiva, uma significativa alteração da direcção de actuação da força resultante sobre as sapatas do arco.

Nas primeiras fases construtivas, procede-se à execução do tabuleiro com recurso a cimbra ao solo dos vãos V1 e V2 do lado de Gaia e do vão V11 do lado do Porto. A partir dos montantes extremos M1 (Gaia) e M6 (Porto), a execução do tabuleiro e do arco faz-se por avanços sucessivos até se alcançarem os montantes M2 e M5, e portanto também os pilares provisórios. Dada a elevada flexibilidade do arco e a considerável rigidez da viga, durante o processo construtivo o peso do arco é suspenso da viga por cabos de pré-esforço e barras tipo *Dywidag*. Aliás, sem estarem instalados os esforços axiais no arco, este não é capaz de resistir às flexões provocadas pelo seu peso próprio. Nos módulos extremos (M1-M2 e M5-M6), o arco é suspenso a partir dos septos sobre os montantes M1 e M6 através de cabos de pré-esforço inclinados (Figura 4), enquanto que nos módulos interiores a suspensão é realizada por barras verticais a partir do tabuleiro.

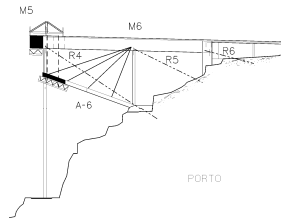


Figura 4 – Cabos de suspensão do arco entre os montantes M5 e M6

Os troços de tabuleiro e de arco entre os montantes M2 e M5 são executados por avanços sucessivos com triangulação provisória, como já foi mencionado (Figura 5).

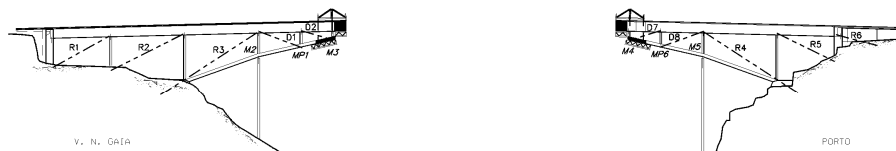


Figura 5 – Execução da ponte a partir dos pilares provisórios

O avanço por aduelas sucessivas em consola do caixão e do arco a partir dos montantes M2 e M5 faz-se até se atingirem os 20 m de vão, instante em que se procede à colocação de uma diagonal e de um montante provisórios em cada meia-ponte em construção (Figura 6).

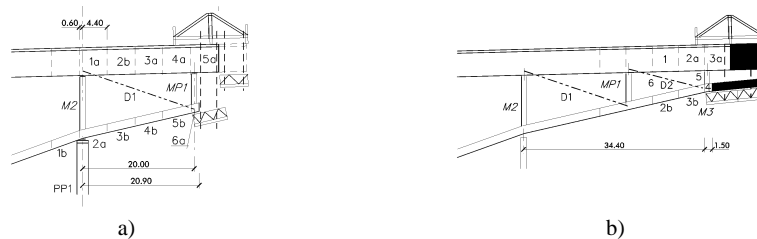


Figura 6: a) Diagonal provisória D1; b) Diagonal provisória D2

A construção prossegue depois até ao montante seguinte, altura em que se repetem os trabalhos descritos, incluindo o ajuste das forças instaladas nas "barras activas" - cabos de retenção e diagonais provisórias – de modo a alterar os esforços e/ou deslocamentos instalados na estrutura. A determinação analítica das forças de ajuste de um tal sistema hiperestático faz-se com recurso à *matriz de influência* dos esforços axiais das barras activas.

Entre os montantes M3 ou M4 e a união arco-tabuleiro, o afastamento entre montantes provisórios reduz-se para 10 m por forma a que as diagonais a instalar tenham uma inclinação que as mantenha eficazes.

Os 70 m centrais da Ponte (zona em que a viga se junta ao arco) são executados também por aduelas (cuja secção transversal tem 6 m de altura) em avanços sucessivos definindo duas consolas com o vão máximo de 35 m.

Após a betonagem da aduela de fecho, procede-se à desmontagem dos cabos de retenção, das diagonais, dos montantes e dos pilares provisórios, numa sequência tão criteriosa quanto a utilizada na sua montagem.

3. COMPARAÇÃO ENTRE PROCESSOS CONSTRUTIVOS

Se a solução estrutural da Ponte é estruturalmente arrojada, não será surpresa constatar que a sua construção é difícil e complexa, qualquer que seja o processo construtivo adoptado. Entre as diversas alternativas estudadas, decidiu-se que o processo construtivo que está a ser desenvolvido é o mais conveniente, por uma diversidade de razões de que se referem, de uma forma não exaustiva, as seguintes:

- Os maciços rochosos nas nascenças do arco vão sendo gradualmente comprimidos com a evolução da construção; as vantagens que resultam de tal facto são evidentes e importantíssimas; esta razão é tão forte que se poderia considerar mais do que suficiente para justificar a opção feita;
- O arco vai sendo gradualmente comprimido com a evolução da construção, o que permite controlar e compensar durante a fase construtiva o seu encurtamento elástico e reduzir e compensar de forma significativa os efeitos das deformadas de retracção e de fluência; portanto, desde o início da sua construção, o arco funciona do modo para o qual está concebido, isto é, à compressão; as cargas são introduzidas de modo gradual, o é muito vantajoso; como exemplo, apresentam-se na Tabela 1 os esforços actuantes no arranque do arco da meia-ponte do lado de Gaia, nas fases construtivas mais significativas:

Tabela 1– Evolução dos esforços axiais no arranque do arco do lado de Gaia

Fase da Obra	Esforço axial
Ao atingir-se o montante M2	12280
Ao atingir-se o montante M3	29770
Ao realizar-se a união arco-tabuleiro	174470
No fecho da Ponte	269280
Após retirar as diagonais, cabos de retenção e barras de suspensão do arco	278650

O valor mais elevado da compressão no arco ocorre quando as diagonais são retiradas, portanto quando a estrutura fica na sua constituição definitiva, registando-se um acréscimo pequeno do esforço no arco relativamente à força já instalada mesmo antes do seu fecho; pelo contrário, na estrutura construída por atirantamento (processo proposto em fase de concurso), o esforço axial de 278650 kN é quase totalmente instalado de uma só vez, com a libertação dos tirantes; uma tal transferência “brusca” do

esforço para o arco não é certamente uma boa solução, sendo muito mais seguro fazê-lo de modo gradual e muito lento, especialmente num arco tão esbelto como o que está em causa;

- O processo de construção com um sistema de atirantamento a partir de torres junta à complexidade do controlo geométrico as incertezas resultantes das redistribuições hiperestáticas por efeitos térmicos entre tabuleiro e tirantes; em tal caso, existe um maior risco de desvio de esforços e tensões no tabuleiro;
- No processo construtivo adoptado, a repartição de esforços entre tabuleiro, arco e diagonais é, na generalidade, muito menos sensível ao referido tipo de redistribuição, que se sublinha ser de difícil avaliação e controlo;
- Com o processo de atirantamento a partir de torres, em fase construtiva o arco apenas constituiria um "peso morto", a ser suportado pelos tirantes, não desempenhando qualquer função estrutural, o que não acontece no processo construtivo adoptado; este último é então muito mais eficiente do ponto de vista de aproveitamento dos materiais e elementos estruturais;
- A construção por avanços sucessivos de uma viga treliça constitui um sistema estrutural muito mais rígido do que o proposto em concurso, sendo totalmente aplicáveis as técnicas de correcção das cofragens próprias dos carros de avanços sucessivos em consola tradicionais.

4. CORRECÇÃO ESTRUTURAL

4.1 Actuação em barras activas para correcção estrutural

Quando se procede ao ajuste das forças instaladas nas "barras activas" - cabos de retenção e diagonais provisórias - procura-se alterar os esforços e/ou deslocamentos gerados na estrutura. Neste trabalho, as barras activas são também designadas por tirantes, pois são realizadas com cabos de pré-esforço localizados no exterior das peças de betão armado.

Se o acumulado de esforços e deslocamentos até à fase construtiva '*i-I*' estiver "compensado" através do tensionamento dos tirantes nas fases anteriores, as variações das forças nos tirantes na fase construtiva '*i*' só dependem dos esforços e/ou deslocamentos desta mesma fase. Isto é verdade a menos dos efeitos diferidos do betão, que são pouco relevantes para a "compensação" em causa ao longo das fases construtivas.

Sendo assim, calculam-se as parcelas "compensadas" (peso próprio + pós-tensão dos tirantes) e a sua soma, que resulta obviamente "compensada", representa o acumulado de esforços e deslocamentos em cada fase.

Durante o processo construtivo, já foi referido que o tabuleiro realiza as funções de banzos traccionados das treliças. Mas não foi explicitado que cada meio-tabuleiro em construção é

também "agarrado" ao encontro de modo a minimizar os deslocamentos da estrutura ao longo de cada fase de execução, pois a rigidez à flexão do encontro é superior à rigidez axial dos cabos de retenção. Deste modo, o encontro é solicitado por esforços de flexão resultantes da sua contribuição para equilibrar o esforço axial de tracção transmitido pelo meio-tabuleiro. Mas com os sucessivos ajustes das forças instaladas nos cabos de retenção, o encontro é "aliviado" ao passar a totalidade do esforço axial do meio-tabuleiro para os cabos de retenção. Estrategicamente, os esforços de flexão no encontro são até invertidos, pois as forças nos cabos de retenção ultrapassam, em cada ajuste, a força axial no meio-tabuleiro.

Distintamente, o ajuste das forças instaladas nas diagonais provisórias tem apenas como função alterar os esforços de flexão do tabuleiro, modificando simultaneamente os deslocamentos da estrutura. Com este processo pretende-se compensar, em cada fase de execução das consolas, os momentos negativos resultantes da sua construção, evitando o acumular de flexões negativas no tabuleiro.

4.2 Determinação analítica das forças de ajuste

Em cada fase construtiva calculam-se os esforços provocados pelas cargas exteriores aplicadas nessa fase. Calculam-se também os esforços correspondentes a uma deformação imposta em cada uma das "barras activas" (cabos de retenção e diagonais provisórias). Os esforços finais de cada fase são então uma combinação linear dos casos de carga descritos. Os coeficientes de combinação determinam-se impondo tantas condições quantas as barras activas presentes nessa fase.

Tome-se como exemplo a Fase 8, à qual corresponde a betonagem do tabuleiro e arco entre os montantes provisórios MP3 ou MP4 e os respectivos septos de união arco-tabuleiro.

A aplicação das cargas correspondentes ao peso próprio sobre a estrutura resistente desta fase dá origem a esforços e deslocamentos que serão "compensados" pelo ajuste das forças instaladas nas "barras activas". Na Figura 7 apresentam-se os diagramas de momentos flectores e de deslocamentos verticais da viga nos casos de ser efectuado ou não o ajuste das diagonais.

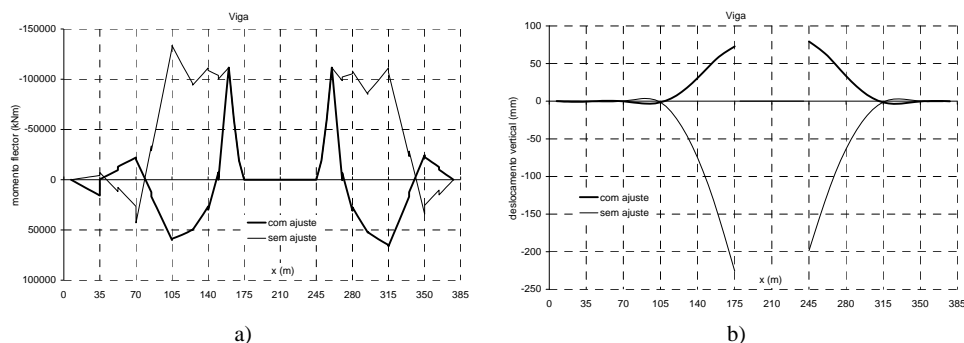


Figura 7: a) Diagramas de momentos flectores; b) Deslocamentos verticais

As restrições usadas para calcular os esforços axiais ajustados nas barras activas são as de eliminação da flexão nos encontros e de imposição de flexões positivas numa extensão do tabuleiro tão grande quanto possível.

4.3 Formulação do ajuste da tensão em barras activas (critério: esforços)

Considere-se o conjunto de valores seguinte:

- i - nº de barras activas (barras a pós-tensionar)
- m - nº de barras do modelo
- n - nº de nós do modelo
- $i + l$ - nº de casos de carga do modelo

Caso 1 - Peso próprio; Caso 2 - Tensão no tirante 1; ... ; Caso $i + 1$ - Tensão no tirante i

$$f_j^{pp} + \sum_{l=1}^i f_{jl}^{Ti} x_l = b_j \quad \text{ou} \quad \begin{bmatrix} f_1^{pp} \\ \dots \\ \dots \\ \dots \\ f_m^{pp} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{1,1}^{Ti} & & & f_{1,i}^{Ti} \\ & \dots & & \\ & & \dots & \\ & & & \dots \\ f_{m,1}^{Ti} & & & f_{m,i}^{Ti} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ \dots \\ \dots \\ \dots \\ x_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 \\ \dots \\ \dots \\ \dots \\ b_m \end{bmatrix} \quad (1)$$

f^{pp} - esforços devidos ao peso próprio

f_{jl}^{Ti} - esforços na barra j devidos ao tensionamento do tirante l

x_l - factor de escala, ou coeficiente de combinação, a afectar o caso de carga correspondente à pós-tensão do tirante l

b - valores (nulos ou não) dos esforços nas barras da estrutura

Impondo valores em i linhas do vector \underline{b} ($m \times 1$), podem determinar-se os factores \underline{x} ($i \times 1$) de combinação dos casos de carga referentes ao tensionamento das barras activas.

A "força de actuação" para cada barra l vai então ser a que resulta da multiplicação do factor x_l pelo esforço gerado nessa barra no caso de carga correspondente ao seu tensionamento. O esforço instalado na barra l no final de cada fase depende não só da sua "força de actuação" mas também da resposta da barra em causa face ao tensionamento de todas as outras barras activas.

$$\text{Força de actuação} = x_l f_{kl}$$

$$\text{Esforço final} = f_k^{pp} + \sum_{l=1}^i f_{kl}^{Tl} x_l$$

onde f representa o esforço na barra e k é a linha correspondente à barra activa l .

Da mesma forma se obtêm os deslocamentos de todos os nós da estrutura:

$$u_j^{pp} + \sum_{l=1}^i u_{jl}^{Tl} x_l = u_j^f \quad (2)$$

u^{pp} - deslocamentos verticais devidos ao peso próprio

u_{jl}^{Tl} - deslocamentos verticais do nó j devidos ao tensionamento do tirante l

x_l - factor de escala, ou coeficiente de combinação, a afectar o caso de carga correspondente à pós-tensão do tirante l

u_n^f - valores finais dos deslocamentos verticais nos nós da estrutura

5. MODELOS MATEMÁTICOS USADOS NA ANÁLISE DO PROCESSO CONSTRUTIVO

5.1 Análise evolutiva

Com recurso ao programa de cálculo automático ROBOT, realizou-se uma análise elástica linear “instantânea”, fase a fase, para determinar a evolução das forças a instalar nos cabos de retenção e diagonais provisórias, e assim possibilitar a realização do dimensionamento geral dos elementos estruturais da Ponte e “afinar” o processo construtivo.

A metodologia de ajuste das forças a instalar nas barras activas expressa-se no conceito de matriz de influência das forças dos tirantes, tendo sido utilizadas como restrições do ajuste a eliminação da flexão nos encontros e as limitações dos momentos flectores no tabuleiro. Com essas forças a aplicar nas barras activas determinaram-se as deformadas “instantâneas” ao longo de todo o processo construtivo.

Posteriormente, foram realizados, separadamente, dois cálculos evolutivos considerando os efeitos diferidos do betão através da correcta modelação do comportamento visco-elástico dos materiais. Esses modelos matemáticos estão codificados nos programas de cálculo automático DIFEV [1] e FASES [2], que confirmaram os critérios do ajuste utilizados no cálculo inicial.

O cálculo com o programa DIFEV considerou 58 fases, sendo menos pormenorizado do que o cálculo com o programa FASES, em que a modelação é feita aduela a aduela e são consideradas separadamente todas as operações inerentes à execução de cada uma delas. A modelação do comportamento visco-elástico do betão é diferente nos dois programas, sendo o primeiro de acordo com o MC78 (modelo aditivo) [3] e o segundo de acordo com o MC90

(modelo multiplicativo) [4]. Esta diferença permite, desde logo, avaliar a sensibilidade da estrutura aos efeitos diferidos, necessariamente distintos nos dois modelos.

Paralelamente ao modelo evolutivo do programa FASES, foi desenvolvida uma modelação “instantânea”, aduela a aduela, com o mesmo grau de detalhe, que além de servir de controlo mútuo, tem sobretudo como finalidade o estabelecimento das matrizes de influência das barras activas, aduela a aduela. Permite, ainda, estudar a sensibilidade da estrutura em relação a eventuais correcções de geometria e esforços, e aos efeitos de eventuais variações térmicas diferenciais, nomeadamente entre os cabos de retenção e as diagonais provisórias.

5.2 Controlo de geometria

O conhecimento das matrizes de influência das barras activas, aduela a aduela, permite tomar decisões acerca de possíveis correcções de geometria e da sua repercussão em termos de esforços nos elementos estruturais da Ponte. Estas correcções são “acções instantâneas”, pelo que, para a determinação do seu valor, é necessário conhecer apenas os módulos de elasticidade dos betões nesse instante. A decisão do valor da correcção resultará sempre de um cálculo evolutivo, mas a forma de obter essa correcção é sempre uma solicitação rápida na estrutura que, portanto, é passível de ser calculada com recurso às matrizes de influência “instantâneas” referentes a cada uma das aduelas, que se repete serem dependentes dos valores dos módulos de elasticidade dos betões nesse instante.

O estabelecimento dos critérios para a correcção geométrica da Ponte assenta na necessidade do cumprimento das condições seguintes:

- condições geométricas do traçado da via:
 - i) rasante da estrada a tempo infinito;
- condições geométricas ligadas ao funcionamento estrutural:
 - ii) configuração resistente do conjunto, nomeadamente no que diz respeito à flecha do arco e ao ângulo de desvio sob os montantes a tempo infinito, dado que qualquer perda de flecha é prejudicial para o funcionamento estrutural de um arco tão abatido, podendo, no caso de desvios importantes, originar efeitos de 2ª ordem não desprezáveis;
 - iii) forma do arco, que apresentará propositadamente contraflechas não afins dos modos de encurvadura fundamentais, por forma a obterem-se factores de segurança adicionais em relação à instabilidade por encurvadura de uma peça tão esbelta e tão fortemente comprimida como é o arco da Ponte Infante D. Henrique.

A tomada de decisões acerca de eventuais correcções, bem como da própria metodologia de correcção, será fundamentada nos modelos desenvolvidos, devidamente corrigidos e actualizados com os dados que serão “colhidos” no evoluir da obra, quer quanto à resposta

deformacional quer quanto à resposta tensional da estrutura, onde assumem relevância especial os resultados, devidamente tratados, dos dispositivos de monitorização internos e externos da Ponte.

Logicamente, qualquer intervenção será uma alteração à sequência de construção estabelecida nos modelos matemáticos, pelo que as análises evolutivas detalhadas terão que introduzir essa alteração. Só no final dessas análises, com a desmontagem de todos os elementos estruturais provisórios, se podem avaliar os efeitos daquela intervenção.

Mais, obtida a configuração da estrutura após a desmontagem dos elementos provisórios e sendo conhecidos os esforços nessa fase bem como as extensões e curvaturas em todas as secções, avaliar-se-á a sua evolução por efeito da fluência, bem como a resposta da estrutura à “fatia” da retracção que ainda não tenha ocorrido até esse instante, sendo esta análise feita de forma automática nos modelos evolutivos utilizados. Finalizado este processo, conhece-se a previsão da posição dos nós da estrutura no instante que se convencionou como tempo infinito, e os esforços instalados em todas as secções dos elementos estruturais da Ponte.

Salienta-se que, neste intervalo de tempo, as redistribuições ocorridas se devem em grande parte à diferença das idades dos betões dos diversos elementos estruturais, mais do que ao constrangimento, por alteração do sistema estrutural resistente, da evolução das curvaturas instaladas nas secções. De facto, ao estarem em posições muito distintas da curva de fluência (betão jovem *versus* betão idoso), as secções respondem diferentemente e portanto ocorrem redistribuições de esforços não desprezáveis.

6. AGRADECIMENTOS

Este texto contém extractos dos documentos que descrevem os cálculos do projecto da Ponte Infante D. Henrique, neles tendo colaborado todos os elementos da equipa projectista. Mas agradecimentos são também devidos a todos os colegas da AFAssociados e da IDEAM pela contribuição nas discussões onde se encontraram muitas das soluções aqui apresentadas.

Ao departamento técnico do ACE Edifer/Necso agradece-se toda a colaboração no desenvolvimento do processo construtivo descrito.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Millanes Mato, F. e Martinez Calzon, J., “*Automatic evolutive analysis of complex composite bridges and systems*”, ASCE Journal of Structural Division, Vol. 115, No. 10, October 1989.
- [2] Sérgio Cruz, J. “*Controlo da fase construtiva de pontes atirantadas*”, Dissertação de doutoramento – IST-UTL, 1997.
- [3] CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 1978.
- [4] CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, 1993.