

# Pontes do tipo *Stress Ribbon* – Conceção e dimensionamento

## Stress Ribbon bridges – Conception and design

Rita Almeida  
Miguel Ferraz  
Renato Bastos

### Resumo

As pontes do tipo “banda tensionada” (*stress ribbon*) são estruturas esbeltas e flexíveis, cujo comportamento é influenciado pelo processo construtivo, pelos efeitos diferidos das características dos materiais e pela resposta geometricamente não linear, habitual nas estruturas com cabos. O presente artigo incide no estudo do comportamento estático das pontes do tipo *stress ribbon*, analisando a influência das referidas variáveis no comportamento desta tipologia estrutural.

Assim, faz-se uma breve apresentação do estado da arte acerca desta temática e, de forma a compreender a influência de alguns parâmetros no desempenho deste tipo de estruturas, analisa-se um caso de estudo recorrendo a um *software* de cálculo estrutural evolutivo desde o processo construtivo até à fase de exploração. Posteriormente, utiliza-se a mesma ferramenta de cálculo para realizar análises paramétricas que permitiram estudar a influência das variáveis atrás referidas na resposta instantânea e diferida do sistema estrutural em estudo.

Por fim, de forma a aplicar o conhecimento obtido, concebeu-se uma ponte *stress ribbon*, proposta para a cidade do Porto, denominada de ponte pedonal dos “Caminhos do Romântico”.

### Abstract

Stress ribbon bridges are slender and flexible bridges, whose behavior is influenced by the constructive process, the time-dependent effects of the materials and the geometrically non-linear response, a characteristic of structures with cables. This article focuses on the study of the static behavior of stress ribbon bridges, analyzing the influence of these variables on the behavior of this structural typology.

In this article, a brief presentation of the state of the art of stress ribbon bridges is made and to understand the influence of some parameters on the performance of this type of structures, a case study is analyzed using structural analysis software since the construction phase and during the operation phase. Subsequently, it was used to perform parametric analyses that allowed to study the influence of the variables mentioned above in the structural response of this type of bridge.

Finally, to apply the knowledge obtained, a stress ribbon bridge was proposed for the city of Porto, called the “Ponte Pedonal dos Caminhos do Romântico”.

**Palavras-chave:** Pontes *Stress Ribbon* / Modelos numéricos / Estruturas evolutivas / Não linearidades geométricas / Efeitos diferidos

**Keywords:** StressRibbonBridges / Computer modeling / Evolutionary structures / Geometric non-linearities / Rheological effects

## Rita Almeida

Engenheira Civil  
Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda.  
Porto, Portugal  
rita.almeida@adfconsultores.com

## Miguel Ferraz

Professor Auxiliar  
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto / Departamento  
de Engenharia Civil  
Porto, Portugal  
ferraz@fe.up.pt

## Renato Bastos

Engenheiro Civil, Professor Associado Convidado  
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra  
Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda.  
Porto, Portugal  
renato.bastos@adfconsultores.com

## Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

## Legal notice

*The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.*

Almeida, R., [et al.] – Pontes do tipo *Stress Ribbon* – Conceção e dimensionamento. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 65-74.

## 1 Introdução

As pontes do tipo *stress ribbon* são estruturas formadas por um tabuleiro esbelto em betão apoiado/suspensão em cabos de aço de alta resistência em forma de catenária. Sendo, normalmente, estruturas muito flexíveis, as pontes *stress ribbon* respondem a incrementos de carga não só através de incrementos do seu estado de tensão mas também da alteração da sua geometria. Eis a razão do seu comportamento marcadamente não linear geométrico.

Os processos construtivos usualmente utilizados nestas pontes impõem um carácter evolutivo à estrutura, quer ao nível do esquema longitudinal global, quer, muito especialmente, ao nível das suas secções transversais. A estimativa das tensões instaladas, quer no betão quer no aço de alta resistência, ao longo da vida da obra requer que sejam tidos em consideração o comportamento não linear geométrico da estrutura, o carácter evolutivo das secções transversais e do carregamento e, ainda, o comportamento diferido dos materiais. Assim sendo, a complexidade deste comportamento estrutural inviabiliza que sejam utilizadas abordagens simplificadas, que costumam ser “suficientes” para o estudo de estruturas ditas correntes. É neste contexto que o objetivo deste trabalho, consiste em expor as principais características do comportamento estático, instantâneo e diferido, das pontes *stress ribbon*.

No presente artigo apresentam-se as conclusões essenciais do trabalho conduzido em [1]. Como ponto de partida faz-se uma breve descrição do estado da arte das pontes do tipo *stress ribbon*. Posteriormente, com o intuito de perceber o funcionamento e a melhor forma de se proceder à modelação numérica desta tipologia estrutural, analisa-se um modelo tridimensional de elementos finitos de um caso real - Ponte de Redding, na Califórnia. Conhecendo a evolução das tensões ao longo do processo construtivo e da vida útil da obra tendo em conta os efeitos diferidos, interpreta-se o comportamento estático deste tipo de pontes e identificam-se as principais características da sua resposta estrutural e respetivas inter-relações, ficando a dominar os parâmetros mais relevantes para o seu dimensionamento de forma a permitir a aplicação destes conhecimentos ao exemplo apresentado no capítulo 3.

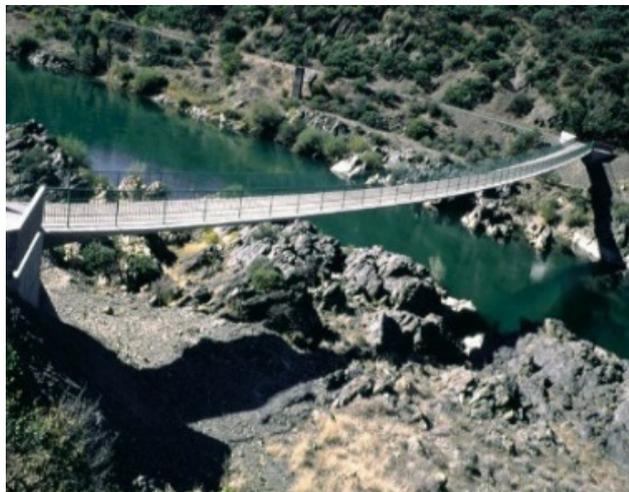
O conceito de pontes do tipo *stress ribbon* foi introduzido pelo engenheiro alemão Ulrich Finsterwalder, na década de 60, tendo como princípio o de uma catenária que transmite a carga aos encontros [2]. Na Figura 1 encontram-se apresentados alguns exemplos de aplicação do sistema estrutural em discussão.

O sistema estrutural *stress ribbon* apresenta, entre outras, duas grandes variantes em função do modo como o tabuleiro é composto, podendo ser formado por elementos pré-fabricados de secção completa ou parcial, ou ainda, moldado totalmente *in situ*. A opção em que se recorre a elementos pré-fabricados é a mais frequente, dada a facilidade e rapidez de execução, pois evita o escoramento do tabuleiro. No entanto, esta opção é a mais complexa em termos de análise estrutural, uma vez que o processo construtivo é evolutivo ao nível da secção transversal e do esquema estrutural global, pelo que neste trabalho apenas se estudou e analisou esta variante.

O processo construtivo de uma ponte de vãos múltiplos formada por elementos pré fabricados e laje betonada *in situ*, depois de

executadas as fundações, blocos de ancoragem e pilares intermédios, é dividida nas seguintes etapas:

1. Colocação das aduelas dos encontros nos suportes e das “selas” de aço nos apoios intermédios e escoramento temporário dos pilares;
2. Colocação e tensionamento dos cabos de sustentação (não aderentes) e disposição dos elementos pré-fabricados;
3. Cofragem das “selas” dos apoios intermédios;
4. Colocação dos cabos de pré-esforço (aderentes), betonagem das “selas” e da parte do tabuleiro moldada *in situ*, e aplicação do pré-esforço por pós-tensão;
5. Injeção de calda de cimento nas bainhas dos cabos de pré-esforço;
6. Montagem dos guarda-corpos e execução do pavimento.



(a)

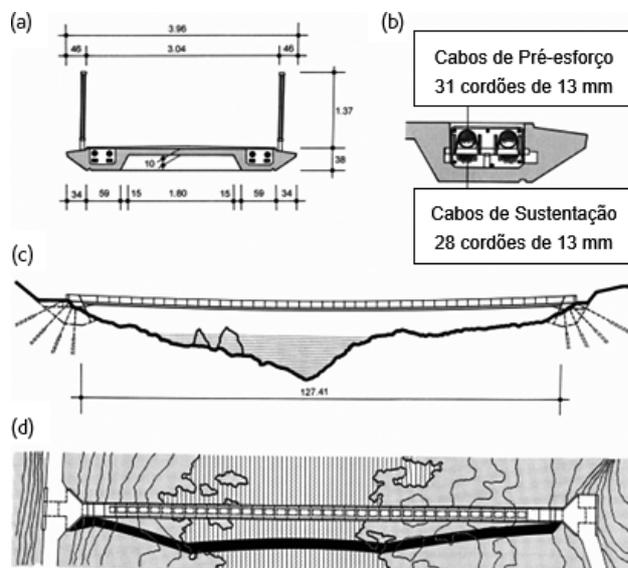


(b)

**Figura 1** Exemplos de aplicação do sistema estrutural *stress ribbon*: a) Ponte de Redding [3]; b) Ponte pedonal no campus da FEUP

## 2 Caso de estudo – Ponte de Redding

A ponte de Redding, localizada na Califórnia (Figura 1(a)) [3], é uma ponte pedonal formada por um vão de 127,41 m do tipo *stress ribbon*, que apresenta um tabuleiro composto por elementos pré-fabricados de betão e uma laje betonada *in situ*. Possui quatro cabos de sustentação de 28 cordões de 13 mm de diâmetro cada, sendo pós tensionada por quatro cabos adicionais de 31 cordões de 13 mm de diâmetro cada, conforme apresentado na Figura 2. Qualquer informação adicional, nomeadamente relativa aos parâmetros materiais utilizados neste caso de estudo, pode ser encontrada no trabalho desenvolvido no âmbito da tese de mestrado [1].



**Figura 2** Ponte de Redding, Califórnia: a) Secção transversal; b) Cabos de sustentação e pré esforço; c) Alçado; d) Planta (Adaptado de [3])

### 2.1 Modelação numérica

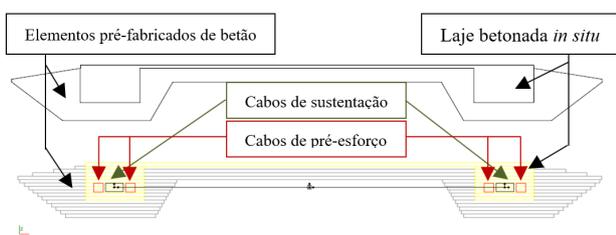
Os modelos para análise de pontes do tipo banda tensionada sujeita a cargas ou ações de curta ou longa duração, devem descrever com precisão o seu comportamento em condições de serviço e estado limite último. Para isso devem modelar adequadamente os seguintes aspetos: a geometria do sistema de suporte e correspondente rigidez, a não linearidade material e geométrica, a alteração da secção transversal e do sistema de suporte durante o processo construtivo, o efeito do pré-esforço, e por último, os efeitos reológicos do betão e aço de pré-esforço [4].

Uma vez que a generalidade dos programas de cálculo automático de análise estrutural não contempla em simultâneo todas as variáveis consideradas necessárias para a correta modelação de pontes do tipo *stress ribbon*, a análise do caso de estudo foi efetuada recorrendo ao modelo de análise estrutural baseado no Método dos Elementos Finitos incluído no *software* Evolution [5]. O programa, de origem académica, que tem implementados o Método de

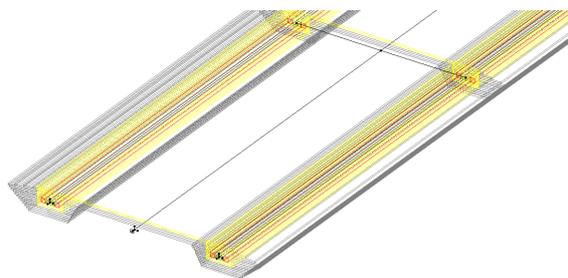
Newton-Raphson e o Método Newton-Raphson Modificado, recorre a uma formulação tridimensional em elementos finitos de viga, baseada na formulação de Timoshenko e na discretização da secção transversal por fibras. Através de um processo incremental e iterativo, admite, entre outros parâmetros, considerar a variável tempo, permitindo a modelação das componentes instantâneas e diferidas do comportamento dos materiais e o carácter evolutivo das estruturas e carregamentos. Contempla ainda a consideração da não linearidade geométrica na resposta de estruturas flexíveis.

Foi feito um esforço na tentativa de modelar com realismo a geometria da estrutura e o faseamento construtivo, incluindo as datas de aplicação de cargas e das alterações do esquema estrutural. No entanto, devido à ausência de alguns dados relativos à obra, como, por exemplo, a data de aplicação do pré esforço e a classe dos betões utilizados nos elementos pré-fabricados e na laje betonada *in situ*, a estrutura modelada poderá não corresponder fielmente à real. Desta forma, admitiram-se valores plausíveis para os dados em falta, e verificou-se a sua adequabilidade comparando os resultados obtidos numericamente com os resultados disponíveis na bibliografia.

Nas Figuras 3 e 4 podem observar-se pormenores do modelo numérico onde foram utilizados 381 nós com espaçamentos de 1 m, agrupados em 378 elementos de viga com dois nós e um ponto de Gauss cada. Uma vez que a obra tem um desenvolvimento longitudinal retilíneo em planta, e o presente trabalho consiste na análise do comportamento sob ações verticais, a discretização das secções transversais do tabuleiro foi efetuada dividindo a secção em camadas, na direção vertical. Na introdução dos cabos de sustentação, de forma a não aumentar desnecessariamente o volume de cálculo, os quatro cabos foram reunidos em grupos de dois, conforme apresentado na Figura 3.



**Figura 3** Discretização da secção transversal do tabuleiro no modelo numérico



**Figura 4** Perspetiva tridimensional do tabuleiro

Para a análise da resposta da estrutura ao longo do faseamento construtivo e vida útil, foram simuladas no programa Evolution seis operações gerais, incluindo aplicação de cargas e alterações do esquema estrutural, tal como descrito na Tabela 1, e um incremento de verificação da resposta a “tempo infinito”, 10 000 dias após o término da obra. O processo de convergência foi definido em termos de deslocamentos para uma tolerância admitida entre iterações igual a 0,1 %.

**Tabela 1** Operações gerais e respetivo planeamento temporal considerados na modelação

Operação	Descrição da atividade	Planeamento temporal	
		Escala [dias]	Duração da atividade [dias]
Primeira fase	Colocação e tensionamento dos cabos de sustentação	0	1
Segunda fase	Montagem dos elementos pré-fabricados	1	14
Terceira fase	Betonagem da laje moldada <i>in situ</i> e juntas	15	7
Quarta fase	Tensionamento dos cabos de pré-esforço	22	7
Quinta fase	Aplicação das restantes cargas permanentes	29	0
Sexta fase	Análise a tempo infinito	29	10 000

## 2.2 Análise estrutural

Em pontes do tipo *stress ribbon* as áreas dos cabos de sustentação e de pré esforço (pós-tensão) apresentam uma grandeza relativamente elevada comparativamente às estruturas pré-esforçadas correntes, por esse motivo, ocorre uma redistribuição de tensões mais significativa entre betão e aço que necessita de ser considerada. A modelação desenvolvida para o caso de estudo permitiu analisar o estado de tensão e deformação da estrutura ao longo de todo o faseamento construtivo e vida útil, tendo em consideração o seu comportamento não linear geométrico, o carácter evolutivo das secções transversais e do esquema estrutural global e o comportamento diferido dos materiais.

Seguidamente, apresenta-se a resposta da estrutura em estudo ao longo do processo construtivo e fase de exploração face aos efeitos diferidos preconizados de acordo com o Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [6], tecendo-se alguns comentários aos resultados obtidos. Com o intuito de avaliar a sensibilidade do sistema estrutural aos efeitos diferidos estudou-se o contributo conjunto e separado de cada fenómeno reológico, nomeadamente, a retração e fluência dos betões que compõem os elementos pré-fabricados e laje betonada *in situ* (betões de idades diferentes), e a relaxação do aço dos cabos de sustentação e pré-esforço. Tendo consciência que os referidos fenómenos são interdependentes, a sua análise em separado visa apenas tornar mais perceptível a importância relativa de cada um

deles. São apresentados os resultados obtidos sob a forma gráfica efetuando a avaliação dos seguintes parâmetros: deslocamento vertical a meio vão, reação horizontal dos apoios e, por último, esforço axial nos cabos de sustentação, cabos de pré esforço e betão.

Inicia-se a análise dos resultados pela evolução temporal do deslocamento vertical a meio vão para os vários cenários reológicos extremos, representada na Figura 5. Atentando na figura referida constata-se que as contribuições dos fenómenos isolados de retração e fluência do betão a “tempo infinito” são bastante similares e ambas provocam uma diminuição da flecha dado que em estruturas pré-esforçadas ambos os fenómenos significam uma contração volumétrica do betão. Já a evolução do deslocamento vertical a meio vão considerando o fenómeno de relaxação do aço dos cabos de sustentação e de pré esforço é praticamente coincidente com o obtido no modelo em que não se inseriram as leis reológicas dos materiais (modelo “Sem Efeitos Diferidos”), pelo que se conclui que a relevância da relaxação do aço é reduzida. Assim, torna-se evidente que a consideração dos efeitos diferidos, nomeadamente da retração e fluência, tem uma influência considerável no estado de deformação ao longo da fase de exploração de uma estrutura deste tipo.



**Figura 5** Evolução temporal do deslocamento vertical a meio vão para os diferentes cenários reológicos

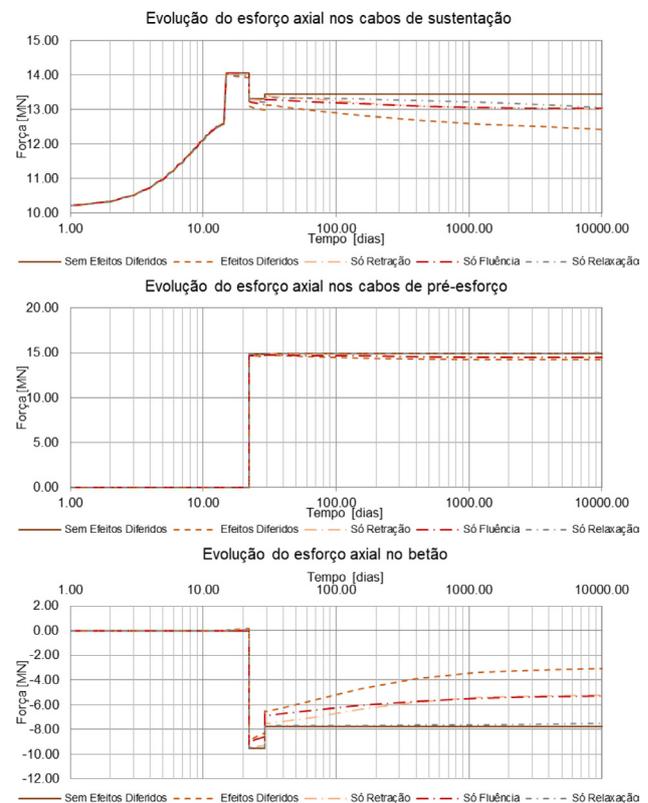
A evolução da reação horizontal no decurso do faseamento construtivo e na fase exploração do sistema, representada na Figura 6, acompanha, naturalmente, a evolução do deslocamento vertical da Figura 5. Para os vários modelos reológicos, a redução da flecha induz, por equilíbrio, um aumento da força horizontal de solicitação dos apoios. Observando o gráfico da Figura 6 depreende-se que a relaxação do aço não possui expressividade, induzindo apenas uma diminuição muito ligeira da reação horizontal.



**Figura 6** Evolução temporal da reação horizontal dos apoios para os diferentes cenários reológicos

Apresenta-se na Figura 7, a evolução dos esforços axiais nos cabos de sustentação, nos cabos de pré-esforço e no betão, na secção a

meio vão, devida à redistribuição de esforços por efeitos diferidos para as situações reológicas tratadas. Analisando os gráficos da Figura 7 depreende-se que a “tempo infinito” os esforços axiais nos cabos de sustentação e de pré-esforço tendem a diminuir, pelo que, a situação crítica de carregamento para os cabos de sustentação é logo após a fase de betonagem da laje e juntas. Já nos cabos de pré-esforço, o esforço axial é máximo quando as restantes cargas permanentes são aplicadas à estrutura. A avaliação do terceiro gráfico da Figura 7 permite aferir que o esforço axial no betão apresenta uma grande variabilidade ao longo da sua vida útil, e, como seria de prever, tende a diminuir. Consta-se igualmente que o fenómeno de relaxação do aço dos cabos de sustentação e de pré-esforço apresenta um contributo reduzido na resposta estrutural, manifestando maior influência na alteração do estado de tensão dos cabos de sustentação.

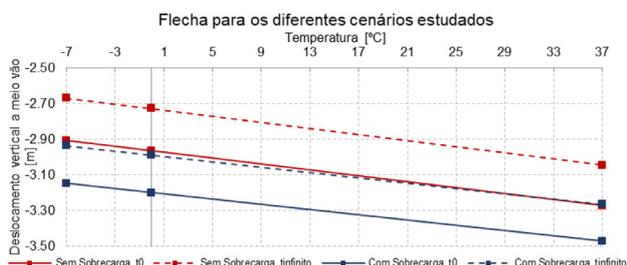


**Figura 7** Evolução temporal do esforço axial nos elementos constituintes da estrutura para os diferentes cenários reológicos

A análise das figuras anteriores permite extrair uma conclusão importante acerca do comportamento das pontes *stress ribbon*: ao longo do tempo, o incremento da reação horizontal nos apoios, ou seja, da tração global no conjunto “tabuleiro em betão + cabos de sustentação + cabos de pré-esforço”, ocorre sobretudo devido a uma diminuição muito relevante da compressão instalada no betão.

Para além da influência dos fenómenos reológicos dos materiais na resposta estrutural da ponte em análise, averiguou-se ainda o efeito da variação uniforme de temperatura na alteração da geometria

do sistema após a entrada em serviço,  $t_0$ , e a “tempo infinito”,  $t_\infty$ , com a atuação em simultâneo da sobrecarga de utilização (aplicada ao longo de todo o desenvolvimento longitudinal da estrutura). O deslocamento vertical a meio vão da estrutura em função da atuação de uma variação uniforme de temperatura é apresentado na Figura 8, onde igualmente se analisa a atuação simultânea da sobrecarga de utilização definida em projeto. Como seria expectável, identifica-se na referida figura que a introdução de uma variação negativa de temperatura provoca uma redução da flecha, e, portanto, um aumento da reação horizontal dos apoios. Em contraste, a introdução de uma variação positiva de temperatura, induz um aumento da flecha que, por sua vez, origina uma diminuição da força horizontal de sollicitação dos apoios. A consideração da totalidade da sobrecarga de utilização implica um aumento da flecha de cerca de 25 cm, que corresponde a 8 % da flecha total.



**Figura 8** Evolução do deslocamento vertical a meio vão para uma variação uniforme de temperatura a  $t_0$  e a  $t_\infty$ .

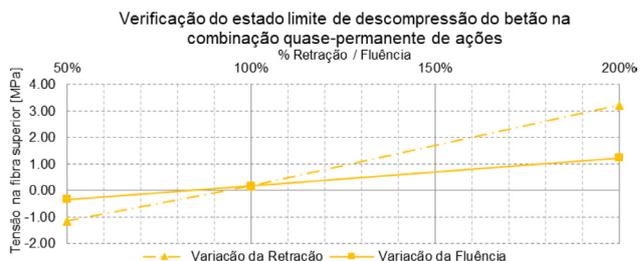
Concluiu-se assim que a flecha máxima em serviço ocorre devido à atuação em simultâneo da sobrecarga de utilização e de uma variação uniforme positiva de temperatura, a  $t_0$ .

Na sequência dos resultados apresentados anteriormente, em que é demonstrada a dependência da resposta da estrutura a “tempo infinito” perante os efeitos diferidos e dada a incerteza associada à determinação dos valores reológicos do betão conforme definido no Eurocódigo 2 – Parte 1-1 [6], decidiu-se proceder a uma análise de sensibilidade de forma a estimar a amplitude da variação da resposta das estruturas do tipo *stress ribbon* em função da variabilidade do comportamento diferido do betão. Para tal, aplicaram-se coeficientes de majoração e minoração aos valores regulamentares da retração e fluência propostos na norma europeia. Os coeficientes (50 %; 150 % e 200 %) foram aplicados de forma independente, ou seja, quando se variou o valor da retração, manteve-se constante o valor da fluência e vice-versa.

A tensão na fibra menos comprimida de betão (fibra superior) a “tempo infinito” na combinação quase-permanente de ações definida no Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas [7], com a atuação simultânea da sobrecarga de utilização e de uma variação uniforme de temperatura negativa está apresentada na Figura 9.

Numa primeira análise constata-se que a condição de descompressão do betão para a reologia preconizada no EC2 (100 % Retração e 100 % Fluência) parece não estar verificada, o que pode ser explicado pelo facto de se terem arbitrado alguns parâmetros que não foi possível identificar na bibliografia consultada sobre a obra em causa. Atentando na Figura 9 conclui-se ainda que as tensões instaladas são extremamente sensíveis a variações dos fenómenos de retração

e fluência. Quanto mais gravosa é a reologia considerada, mais desfavorável é a distribuição de tensões na fibra superior, sendo o cenário em que se considera 200 % da retração, o mais desfavorável em termos de perda da compressão. Um aumento do valor médio da retração em 100 % implica uma perda da tensão de compressão do betão igual a de , valor esse bastante elevado e que indica que estas variações reológicas devem ser devidamente analisadas em situação de projeto.



**Figura 9** Tensão instalada na fibra superior na combinação quase-permanente de ações em função das reologias consideradas ao fim de 10 000 dias após a conclusão da obra

### 3 Exemplo de aplicação

A utilização do sistema estrutural *stress ribbon* em pontes pedonais tem vindo a crescer ao longo dos anos. Apesar de a sua composição geométrica ser bastante mais simples comparativamente a uma ponte corrente, os fenómenos a que o sistema estrutural em análise se encontra sujeito, não só durante a fase construtiva, mas também ao longo da sua vida útil, diferem em muito das estruturas mais usuais. Para ilustrar estas particularidades e como exemplo de aplicação a um caso concreto, propõe-se, a conceção de uma passagem superior pedonal do tipo *stress ribbon* na travessia sobre o Vale de Massarelds e sobre a rua de D. Pedro V, na cidade do Porto. Esta ponte, denominada de “Ponte pedonal dos Caminhos do Romântico” foi anteriormente proposta no âmbito da iniciativa “Porto 2001” e pretende ligar o polo universitário à zona de Vilar (ver Figura 10).



**Figura 10** Traçado sugerido para a ponte (Adaptado de [8])

Apresenta-se neste artigo uma condensação do estudo elaborado e dos cálculos realizados no estudo prévio conduzido [1]. Em particular, expõe-se o raciocínio utilizado na definição da posição dos encontros, na definição da secção transversal e na escolha dos

materiais utilizados, e, por último, faz-se uma pequena descrição do processo de dimensionamento.

### 3.1 Características e condicionantes do local

Na definição da localização dos encontros da ponte devem-se verificar as condições topográficas existentes, bem como as questões de acessibilidade à estrutura e que melhor permitem à população tirar partido da sua existência. Para além disso, devem ser tidos em conta aspetos relevantes, tais como: o rácio entre flecha e desenvolvimento longitudinal, respeitando as normas vigentes de acessibilidade que garantem o conforto de todos os utilizadores e o acesso a deficientes físicos, bem como o respeito da cota livre regulamentar acima do nível do pavimento na travessia da rua D. Pedro V. Como tal, fazendo uso das condições atuais existentes na envolvente definiu-se a localização dos apoios da ponte, esquematicamente representados na Figura 11.

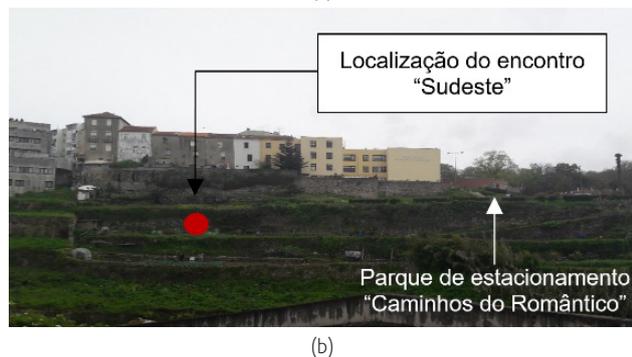
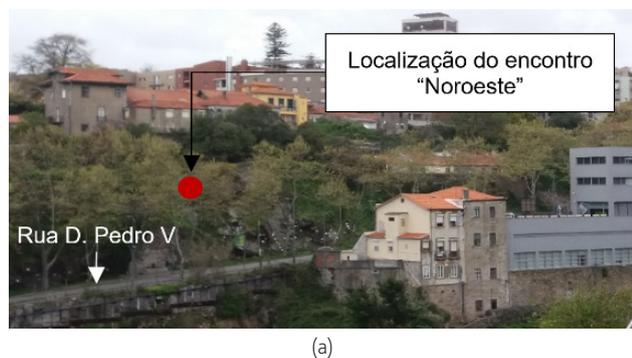


Figura 11 Localização dos encontros: a) Zona do polo universitário; b) Zona de Vilar

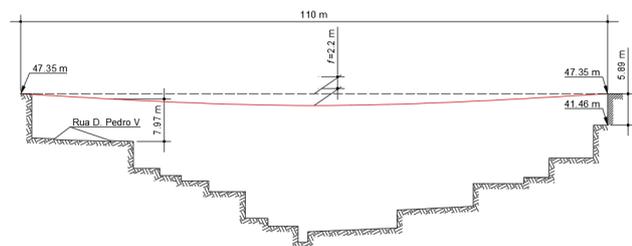


Figura 12 Traçado longitudinal para a ponte *stress ribbon* proposta

Para que seja respeitada a inclinação máxima atingida pelo tabuleiro, que permita o acesso a pessoas de mobilidade reduzida, propôs-se a elevação da cota do encontro "Sudoeste" da zona de Vilar (atualmente à cota 41,46 m) até à cota 47,35 m, tal como apresentado na Figura 12. Como se pode observar, o tabuleiro vence uma distância de 110 m e os encontros localizam-se à mesma cota, sendo respeitado o gabarit mínimo de 5 m na travessia da rua D. Pedro V definido na regulamentação [9].

### 3.2 Caracterização do sistema estrutural a adotar

Conforme foi já referido, o emprego do sistema estrutural do tipo *stress ribbon* em pontes é mais vantajoso quando se recorre a elementos pré-fabricados de betão para formarem o tabuleiro dada a facilidade de execução, para além disso, neste caso, a existência de um vale profundo inviabiliza a utilização de uma secção transversal moldada totalmente *in situ* com recurso a escoramento. Deste modo, neste exemplo de aplicação optou-se por uma secção formada por elementos pré-fabricados de betão e uma laje moldada *in situ*, suspensa por cabos de sustentação e pré-esforçada por cabos adicionais de carácter pós-tensionado.

Tratando-se de uma ponte pedonal e sendo expectável o seu uso também por ciclistas, foi considerada uma largura total de 4,0 metros de forma a assegurar uma largura útil igual a 3,5 metros (ver Figura 13). Na definição das características dos materiais considerou-se que o betão dos elementos pré-fabricados e da laje betonada *in situ* possuem uma classe de resistência C40/50. Já para o aço a utilizar nos cabos de sustentação e de pré-esforço optou-se pela classe Y1860 S7-15.7 (pr EN 10138-3).

### 3.3 Pré-dimensionamento dos cabos

As ações consideradas relevantes para a análise da estrutura foram as ações permanentes, a sobrecarga de utilização e a variação uniforme de temperatura, definidas nas normas europeias. Nas ações permanentes incluem-se o peso próprio da estrutura e as restantes cargas permanentes, que por sua vez são constituídas pelo peso dos guarda-corpos e acabamento do tabuleiro.

Para o planeamento temporal do procedimento construtivo considerou-se o exposto na Tabela 2. Supõe-se que a construção da ponte tem a duração de 27 dias, e, com o intuito de avaliar o comportamento a tempo infinito, estuda-se o seu comportamento 10 000 dias após o término da obra.

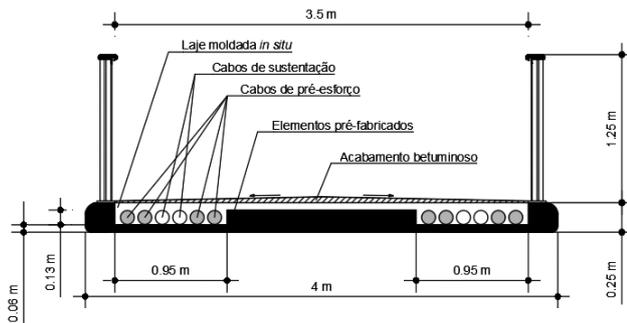
A existência de diversas variáveis que influenciam o comportamento da estrutura, entre as quais, os efeitos diferidos, a temperatura e o faseamento construtivo (secção transversal evolutiva), conjugadas com a não linearidade característica deste sistema estrutural, torna complexa a metodologia de pré-dimensionamento. Apesar disso, as estruturas do tipo *stress ribbon* são dimensionadas como estruturas comuns de betão, e como tal, é razoável verificar todos os elementos que constituem a estrutura como parcialmente pré-esforçados e efetuar a verificação da largura máxima de fendas e da tensão nos cabos. Para além destas verificações é ainda importante efetuar o controlo da tensão máxima de compressão no betão, resultante da força de pré-esforço e de outras ações que atuem no momento

de aplicação do pré-esforço, de forma a evitar o esmagamento do betão ou o aparecimento de fendilhação longitudinal.

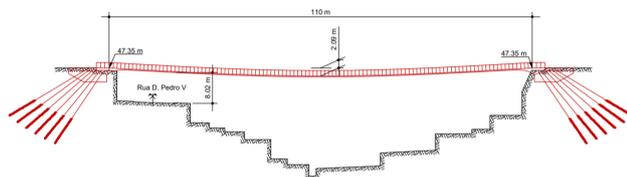
**Tabela 2** Planeamento temporal das fases consideradas na modelação do caso de estudo

Descrição da atividade	Planeamento temporal	
	Escala [dias]	Duração da atividade [dias]
Colocação e tensionamento dos cabos de sustentação	0	1
Montagem dos elementos pré-fabricados	1	12
Betonagem da laje moldada <i>in situ</i> e juntas	13	7
Aplicação da tensão dos cabos de pré-esforço	20	7
Aplicação das restantes cargas permanentes	27	1
Aplicação das cargas variáveis	28	0
Análise a tempo infinito	28	10 000

Relativamente à tensão máxima a aplicar aos cabos, de acordo com a proposta de Strasky [3], tomou-se como condição de pré-dimensionamento que a tensão máxima em condições de serviço nos cabos de sustentação e de pré-esforço, na combinação quase-permanente de ações, não deveria ultrapassar, respetivamente, os 60 % e 70 % da resistência à tração do aço que os compõe.



**Figura 13** Solução final obtida para a secção transversal

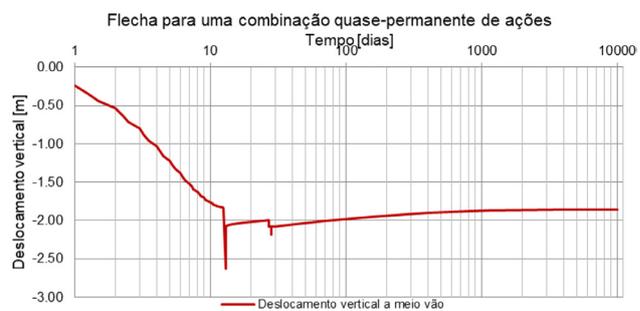


**Figura 14** Alçado da ponte pedonal dos "Caminhos do Romântico" proposta

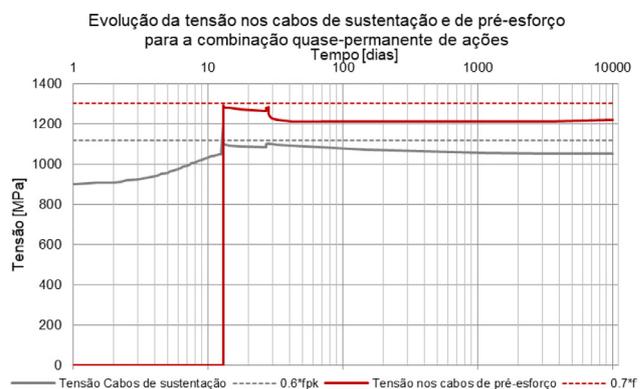
O dimensionamento dos cabos foi realizado com base nos regulamentos europeus e seguindo a recomendação da limitação

das tensões de tração aos valores descritos no parágrafo anterior. O processo de cálculo teve início com a determinação da área dos cabos de sustentação em Estado Limite Último e em Estado Limite de Utilização, para a sua condição crítica de carregamento. Determinada a área dos cabos de sustentação procedeu-se à modelação numérica no *software* Evolution, o que permitiu realizar um processo iterativo de análise e ajuste que teve como resultado a verificação de todas as limitações impostas pelo EC2 [6] e a recomendação de limitação das tensões máximas admitidas nos cabos para este sistema estrutural em particular. Decorrido este processo, obteve-se uma solução final formada por 4 cabos de sustentação de 22 cordões de 0,6" cada e 8 cabos de pré-esforço constituídos por 22 cordões de 0,6" cada, cuja secção transversal se apresenta na Figura 13. Na Figura 14 está representado o alçado da ponte pedonal proposta.

Expõem-se nas figuras seguintes as evoluções temporais da flecha para a combinação quase-permanente de ações (Figura 15), da tensão nos cabos de sustentação e nos cabos de pré-esforço para o estado quase-permanente de ações (ver Figura 16), e por último, a evolução da tensão nas fibras superior e inferior da secção de betão (Figura 17).



**Figura 15** Evolução temporal do deslocamento vertical a meio vão durante as fases construtiva e de exploração



**Figura 16** Evolução temporal da tensão nos cabos de sustentação e de pré-esforço para a combinação quase-permanente de ações

A Figura 17 apresenta a evolução da tensão nas fibras superior e inferior da secção de betão devida às cargas permanentes. No instante  $t = 28$  dias (final do processo construtivo) e a "tempo infinito" ( $t = 10\,028$  dias) o gráfico apresenta também a variação de

tensões correspondente à aplicação da parcela frequente das cargas variáveis (com a ação de base a sobrecarga e a acompanhante a variação uniforme negativa de temperatura – combinação de ações que induz maior tensão nas fibras de betão).

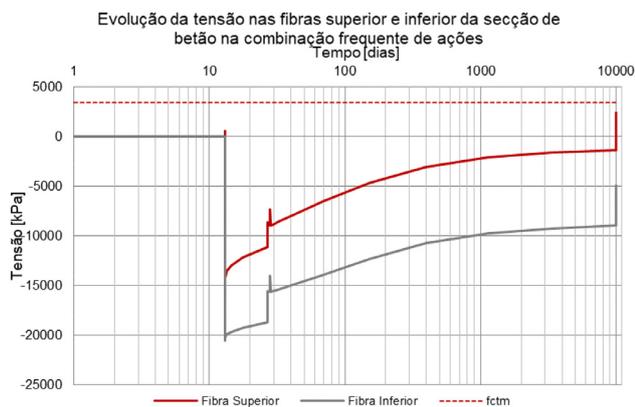


Figura 17 Evolução temporal da tensão nas fibras superior e inferior da secção de betão na combinação frequente de ações

## 4 Conclusão

A realização do estudo do comportamento estático de uma ponte do tipo *stress ribbon*, ponte de Redding, e o estudo prévio conduzido para um exemplo de aplicação, permitiu redigir algumas reflexões que a seguir se apresentam, e que podem ser extrapoladas a outras estruturas semelhantes:

1. O processo de análise e dimensionamento de pontes do tipo *stress ribbon* é complexo, iterativo e exigente, com a impossibilidade de adoção de cálculos ou modelos simplificados adotados em estruturas ditas "correntes";
2. Esta tipologia estrutural é bastante sensível à variação dos efeitos diferidos, em particular do betão;
3. Ao longo do processo construtivo e vida útil da estrutura, a tensão no betão apresenta uma grande variabilidade que necessita de ser considerada desde a fase de pré-dimensionamento;

4. Constatou-se que o efeito da retração e fluência do betão é similar, significando em ambos os casos uma diminuição da flecha da ponte, dado que em estruturas pré-esforçadas os dois fenómenos significam uma contração volumétrica do betão;
5. Esta redução da flecha induz, por equilíbrio, um aumento da força de tração global instalada na estrutura e, conseqüentemente, um incremento da reação horizontal dos apoios;
6. Ao longo do tempo, o incremento da reação horizontal nos apoios, ou seja, da tração global no conjunto "tabuleiro em betão + cabos de sustentação + cabos de pré-esforço", ocorre sobretudo devido a uma diminuição muito relevante da compressão instalada no betão. Este efeito constituiu um dos parâmetros mais importantes no dimensionamento das pontes do tipo *stress ribbon*.

## Referências

- [1] de Almeida, R.M.S.V. – *Pontes do tipo "Stress Ribbon" – Conceção e dimensionamento – Tese de Mestrado*. 2018, FEUP: Porto.
- [2] Jog, A.V.; Joshi, D.M. – *Design of a Prestressed Concrete Stress Ribbon Bridge*. International Journal of Scientific & Engineering Research, 2015. 6(12): p. 307-310.
- [3] Strasky, J. – *Stress ribbon and cable-supported pedestrian Bridges*. 2005: Thomas Telford.
- [4] Lakusic, S. – *Numerički model za analizu prednapetih provješenih mostovaSažetak*. Journal of the Croatian Association of Civil Engineers, 2015. vol. 67, no. 10, pp. 943-957.
- [5] Ferraz, M.Â.C. – *Modelo para avaliação do comportamento estrutural de obras de arte – Tese de Doutoramento*. 2010, FEUP: Porto.
- [6] NP EN 1992-1-1:2010, Eurocódigo 2 – *Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [7] NP EN 1990:2009, Eurocódigo – *Bases para o projeto de estruturas*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [8] Google Maps. Disponível em: <https://www.google.com/maps>. Acedido em 23/04/2018.
- [9] Diário do Governo n.º 192/1961, Série I – *Regulamento Geral das Estradas e Caminhos Municipais*. 1961.

