

METODOLOGIAS NÃO TRADICIONAIS NA AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA DE PONTES EXISTENTES



Luciano Jacinto

Eng.º civil
ISEL
Lisboa
ljacinto@dec.isel.ipl.pt



Luís Oliveira Santos

Investigador Principal
LNEC
Lisboa
luis.osantos@lnec.pt



Luis C. Neves

Professor Auxiliar
FCT-UNL
Almada
luis.neves@lnec.pt



Paulo Silveira

Investigador Principal
LNEC
Lisboa
paulo.silveira@lnec.pt

SUMÁRIO

O envelhecimento progressivo dos parques de obras de arte tem como consequência o aparecimento de diversos tipos de anomalias, algumas das quais com reflexos na durabilidade e segurança das estruturas. Por este motivo, a avaliação da segurança de pontes existentes tornou-se uma actividade de reconhecida importância. Demonstra-se nesta comunicação a necessidade de regulamentação específica nesta área. Além disso, por meio de um caso de estudo, ilustra-se o uso de duas metodologias que não são de uso corrente no projecto de estruturas novas, mas que apresentam benefícios tangíveis na avaliação de segurança de pontes existentes.

Palavras-chave: Segurança de pontes existentes, análise plástica, análise probabilística.

1. INTRODUÇÃO

A avaliação da segurança de pontes existentes tem merecido, nos últimos anos, um interesse crescente por parte de muitos países, onde se inclui Portugal. Com efeito, a constatação da existência de um número considerável de obras de arte que carecem de obras de reabilitação ou reforço, aliada à ocorrência, ainda que esporádica, de alguns acidentes graves, tem motivado a realização de extensas campanhas de inspecção e acções de reparação e reforço nessas estruturas.

A maioria dos países, porém, não dispõe de regulamentação específica para avaliação da segurança de pontes existentes. Assim, quando o problema da avaliação da segurança de uma ponte existente se coloca, tais países recorrem aos mesmos regulamentos usados no projecto de estruturas novas. Esta prática, no entanto, não é totalmente satisfatória.

Um dos motivos reside no facto dos coeficientes de segurança preconizados nos regulamentos e normas para projecto de estruturas novas (*dimensionamento*) estarem calibrados para uma população relativamente vasta de estruturas, reflectindo assim níveis apreciáveis de incerteza [1]. Contudo, quando o problema consiste em verificar a segurança de uma estrutura existente (*avaliação*) muitas das incertezas podem ser reduzidas. Tal é o caso por exemplo das propriedades dos materiais, cujas características poderão ser melhor estimadas por meio de campanhas de inspecção e ensaio, ou mesmo consultando os registos de obra, se existirem. Até mesmo as acções poderão ser ajustadas tendo em conta a realidade específica da estrutura em avaliação. Por outro lado, poderão surgir incertezas adicionais, como por exemplo as que resultam de se desconhecer o verdadeiro estado de perda de secção e aderência nas armaduras em estruturas de betão armado com corrosão.

Um outro motivo tem a ver com a possibilidade do tempo de vida útil residual da ponte em avaliação ser inferior à vida útil especificada para pontes novas. Se esse for o caso, há legitimidade para reduzir os valores característicos das acções variáveis, em virtude da redução que se verifica no tempo de exposição da estrutura a essas acções.

Pode também apontar-se o facto de que, tal como é geralmente reconhecido, o custo do incremento de segurança de uma estrutura existente é superior ao custo de um incremento equivalente de segurança numa estrutura nova [2]. Aliás, é por esta razão que algumas normas [3] preconizam índices de fiabilidade para estruturas existentes inferiores aos preconizados para estruturas novas. Independentemente de se concordar ou não com esta posição, a verdade é que as soluções de reforço (aumento de segurança) são em geral bastante dispendiosas. Por isso, uma postura conservadora, embora justificável na fase de dimensionamento, pode não ser adequada na fase de avaliação.

Percebe-se pois a necessidade de existir regulamentação específica no domínio da avaliação da segurança de pontes existentes. Além disso, as considerações acima mostram que quando uma estrutura existente não cumpre os critérios de segurança para pontes novas, a decisão de reforçar a ponte deve ser ponderada cuidadosamente. Frequentemente, recorrendo a metodologias não tradicionais, é possível mostrar que a segurança da ponte face a cenários de ruína está dentro dos limites considerados aceitáveis [4]. Nesta comunicação, através de um caso de estudo, ilustra-se a aplicação de duas dessas metodologias: (1) análise plástica, baseada nos teoremas da análise limite e (2) metodologias probabilísticas, baseadas na teoria da fiabilidade estrutural.

Na secção seguinte faz-se uma descrição sumária da ponte objecto de estudo, assim como os resultados de várias campanhas de inspecção e ensaio realizados pelo LNEC. O estado de degradação a que esta ponte chegou fez com que a opção de substituição se afigurasse como a solução mais adequada, pelo que a necessidade de um eventual reforço não chegou a ser equacionada. Ainda assim, este exemplo permitirá apreciar os benefícios do uso das metodologias mencionadas acima.

2. BREVE DESCRIÇÃO DA PONTE

O projecto da ponte em estudo data de 1968. O tabuleiro consiste numa laje vigada de 3 tramos, constituído por 4 vigas longitudinais apoiadas em dois encontros e em dois pilares no leito do Rio (Figura 1). Os vãos são de 18,6, 22,8 e 18,6 m, perfazendo um total de 60 m. O apoio do tabuleiro, quer nos pilares quer nos encontros, é realizado por intermédio de aparelhos de apoio. O encontro Sul é fixo, sendo, por conseguinte, o elemento com maior contribuição para a resistência à acção sísmica.



Figura 1. Vista de Sul para Norte da ponte em estudo.

O atravessamento do rio faz-se segundo um alinhamento com direcção aproximadamente Sul-Norte e um viés em relação ao rio de aproximadamente 19° . O tabuleiro dispõe de 4 carlingas, uma por cada apoio, e ainda de duas carlingas em cada tramo, localizadas nos terços de vão. Tanto os pilares como as carlingas estão orientadas segundo o viés. A altura do tabuleiro é constante e igual a 1,25 m e a largura das vigas é de 0,50 m na zona dos vãos, aumentando linearmente para 1,10 desde os terços de vão até aos apoios (pilares e encontros). Na Figura 2 mostram-se algumas das características geométricas da ponte, bem como a designação das vigas adoptada no presente estudo.

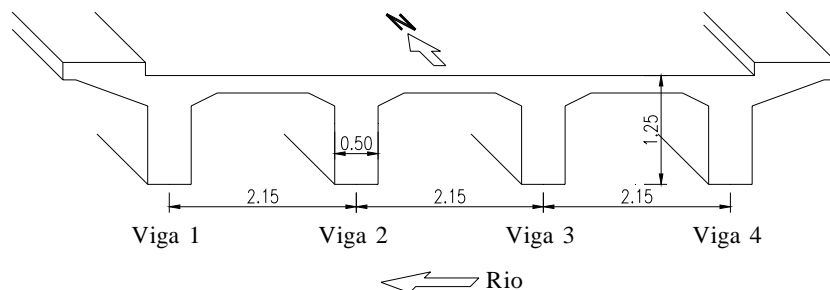


Figura 2. Algumas das características geométricas da ponte em estudo.

Esta ponte encontra-se actualmente num estado muito avançado de degradação, mais acentuado na viga 1, por ser a viga mais exposta aos ventos do lado do mar. Na Figura 3 mostra-se uma vista inferior das vigas 1 e 2 do tramo Sul, onde se observa, particularmente na viga 1, uma quase total perda de secção da primeira camada de armadura. Embora num grau não tão avançado, as restantes vigas dos restantes tramos também se encontram bastante degradadas, com betão delaminado numas zonas e armaduras expostas noutras.

Foram realizadas várias campanhas de inspecção e ensaio desta ponte, as quais demonstraram níveis de contaminação por cloretos muito elevados. Ensaio electroquímico revelaram a existência de corrosão activa mesmo em elementos cujo betão não apresentava sinais visíveis de degradação. Além de ensaios de durabilidade, foram extraídas da estrutura 9 carotes, as quais, depois de ensaiadas em laboratório, revelaram uma grande dispersão de resistências, variando entre 34.5 e 68.5 MPa.

O dono de obra optou pela substituição integral da ponte e determinou que se efectuasse o acompanhamento da evolução do seu estado de degradação por meio de inspecções periódicas.



Figura 3. Vistas inferiores do tramo Sul da ponte.

Na secção seguinte resumem-se as principais conclusões da verificação preliminar de segurança, feita em harmonia com a regulamentação portuguesa em vigor, as quais aconselharam a implementação de algumas restrições de tráfego, incluindo a interdição a veículos pesados e a circulação em via única centrada com o eixo da ponte.

3. VERIFICAÇÃO PRELIMINAR DE SEGURANÇA

Uma vez que os níveis de degradação anteriormente descritos verificam-se com maior incidência no tabuleiro, as preocupações de segurança dizem respeito naturalmente à capacidade de carga da superestrutura. Para efeitos de avaliação da capacidade de carga e atendendo ao tipo de itinerário que serve, a ponte foi classificada como pertencendo à classe II [5]. Para esta classe o peso do veículo tipo é de 30 ton.

Através de um modelo de viga contínua em regime linear, determinaram-se os esforços actuantes nas vigas devidos às acções com interesse na segurança do tabuleiro: peso próprio (*PP*), restante carga permanente (*RCP*) e sobrecargas rodoviárias (*SC*). As sobrecargas rodoviárias foram posicionadas tanto transversalmente como longitudinalmente de modo a produzirem os esforços máximos nas vigas (momentos flectores e esforços transversos).

Com o objectivo de melhor apresentar os resultados, introduziu-se o conceito de *factor de capacidade de carga*, aqui denotado por γ e definido como se explica de seguida. Sejam M_{pp} , M_{RCP} e M_{SC} os momentos flectores provocados, respectivamente, pelo peso próprio, pela restante carga permanente e pela sobrecarga. Relativamente ao estado limite último de flexão, o factor de capacidade de carga é o factor pelo qual se deve multiplicar o momento devido à sobrecarga (devidamente majorado) de modo a que o momento actuante de cálculo ($M_{sd} = 1.35M_{pp} + 1.5M_{RCP} + 1.5\gamma M_{SC}$) seja igual ao momento resistente de cálculo, M_{Rd} , isto é:

$$1.35M_{pp} + 1.5M_{RCP} + 1.5\gamma M_{SC} = M_{Rd} \Leftrightarrow \gamma = \frac{M_{Rd} - 1.35M_{pp} - 1.5M_{RCP}}{1.5M_{SC}} \quad (1)$$

Relativamente ao estado limite de esforço transversal, o factor de capacidade de carga é definido de forma inteiramente análoga. A verificação de segurança em relação a um dado estado limite numa dada secção consiste em garantir que $\gamma \geq 1$. O factor de capacidade de carga do tabuleiro será o menor de todos os coeficientes γ obtidos para todas as secções e para todos os estados limites. O quadro 1 resume os resultados obtidos referentes à viga 1, por ser a viga condicionante.

Quadro 1. Factores de capacidade de carga relativos à viga 1.

Estado limite	Secção		
	1/2 vão tramo central	apoio	1/2 vão tramo lateral
Flexão	0.59	1.47	0.88
Esforço transversal	-	3.2	-

Os resultados acima foram obtidos admitindo as seguintes hipóteses relativas ao estado de perda de secção das armaduras de flexão: (1) na secção de meio vão do tramo lateral Sul admitiu-se perda total da primeira camada de armadura; (2) na secção de meio vão do tramo central admitiu-se perda de 50% da primeira camada de armadura; (3) nas secções de apoio as armaduras foram consideradas intactas.

Conforme se observa, a secção crítica é a secção de meio vão do tramo central, onde se obteve $\gamma = 0.59$, sendo o veículo tipo a acção condicionante. Assim, o peso máximo do veículo que pode circular na ponte é estimado em 0.59×30 : 18 ton.

No entanto, dada a hiperstaticidade do tabuleiro, deve-se ter presente que a formação de uma rótula plástica na secção de meio vão do tramo central, embora corresponda a níveis de dano consideráveis (fendilhação significativa), não acarreta o colapso imediato da estrutura, já que o colapso só ocorre depois de se formarem também rótulas plásticas sobre

os apoios (formação de mecanismo). Uma análise plástica baseada nos teoremas da análise limite permitirá tirar partido da reserva de segurança existente nas secções sobre os apoios.

4. ANÁLISE PLÁSTICA

A análise tradicional, brevemente descrita na secção anterior, permitiu concluir que o cenário crítico da ponte consiste na passagem dum veículo de peso elevado circulando junto às bermas (sobre a viga 1). A situação mais gravosa ocorre quando o veículo atinge a secção de meio vão do tramo central, formando-se aí a primeira rótula plástica. No entanto, se esta rótula tiver capacidade de rotação suficiente, a carga pode continuar a aumentar até que se formem também rótulas nas secções sobre os apoios, altura em que se dá o colapso do tramo central. Portanto, para aplicar a teoria da plasticidade é importante verificar se a capacidade de rotação da secção de meio vão é suficiente para a instalação de momentos plásticos nos apoios, para o que se torna necessário traçar os diagramas momentos-curvatura dessas secções. Além disso, é importante verificar se, para os momentos flectores instalados no colapso, os esforços transversos correspondentes (obtidos por equilíbrio a partir do diagrama de momentos) são inferiores aos esforços transversos resistentes.

Na figura 4 mostra-se o mecanismo (parcial) associado ao colapso do tramo central:

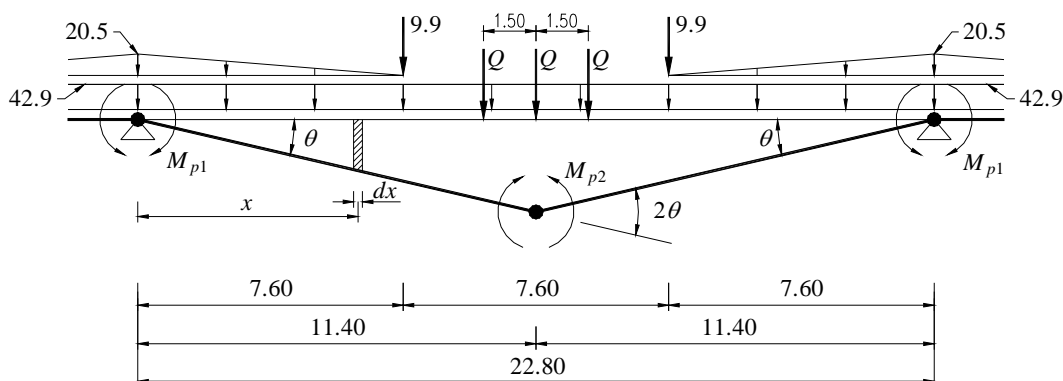


Figura 4. Mecanismo correspondente ao colapso do tramo central.

As cargas representadas correspondem à largura de influência da viga 1 e já estão majoradas, tendo-se adoptado o factor de 1.35 para o peso próprio do tabuleiro e 1.50 para a restante carga permanente. Relativamente à força Q (força transmitida por uma roda) considerou-se $Q = 1.5 \times 50 \times \lambda$, onde o factor 1.5 refere-se ao coeficiente de segurança, o valor 50 representa a força característica transmitida por uma roda e λ refere-se ao factor de colapso, a determinar recorrendo à teoria da plasticidade. Os momentos M_{p1} e M_{p2} , designados momentos plásticos, referem-se aos momentos resistentes das secções de apoio e vão, e foram determinados usando factores de segurança de 1.5 para o betão e 1.15 para o aço.

Uma vez determinados os momentos M_{p1} e M_{p2} , a determinação do factor de colapso λ é feita recorrendo unicamente a equações de equilíbrio ou, em alternativa, recorrendo ao princípio dos trabalhos virtuais, igualando o trabalho das forças exteriores ao trabalho dos momentos M_{p1} e M_{p2} . Obteve-se o seguinte factor de colapso:

$$\lambda = \frac{2(M_{p1} + M_{p2}) - 6119.7}{2340} \quad (2)$$

Visto que a curvatura $1/R$ de uma secção é proporcional ao ângulo de rotação θ da secção, para a formação do mecanismo acima, no qual a rotação no vão é o dobro da rotação nos apoios, é necessário que a secção de vão suporte o dobro da curvatura ocorrida nos apoios. Assim, para aplicar a teoria da plasticidade ao presente caso, procedeu-se da seguinte forma: a partir do diagrama momentos-curvatura da secção de apoio, escolheu-se uma curvatura que correspondesse à instalação do momento plástico nessa secção. Em seguida verificou-se se a curvatura no vão, que é o dobro dessa curvatura, é admissível, isto é, verificou-se se para essa curvatura as extensões no betão e no aço ainda eram inferiores aos valores usualmente convencionados como máximos (3.5‰ para o betão e 10‰ para o aço).

No presente caso constatou-se que a secção de vão tem capacidade de rotação perfeitamente suficiente, o que permitiu aplicar a Eq. (2). Além disso, verificou-se que os esforços transversos na situação de colapso, obtidos por equilíbrio a partir do diagrama de momentos flectores, são inferiores aos esforços resistentes. Obteve-se $\lambda = 1.2$, superior portanto à unidade. Isto significa que, uma vez satisfeitas as hipóteses admitidas, a segurança contra o colapso encontra-se satisfeita. Assim, de acordo com esta análise, o peso máximo dum veículo que circule na ponte garantindo-se a segurança contra o colapso é estimado em $1.2 \times 30 = 36$ ton. Em resumo, a teoria da plasticidade permitiu elevar a capacidade de carga da ponte de 18 para 36 ton. Este exemplo ilustra bem a vantagem de se tirar partido de eventuais reservas de segurança resultantes da hiperstaticidade.

Deve-se reconhecer, porém, que as análises precedentes não permitem quantificar o risco envolvido na formação de uma rótula plástica no tabuleiro, ou mesmo no colapso da ponte. Apenas informam se a ponte cumpre ou não os critérios de segurança estabelecidos. Se esses critérios forem cumpridos, confia-se que o risco, embora desconhecido, seja suficientemente pequeno. Para quantificar o risco é necessário recorrer a uma análise probabilística do problema.

5. ANÁLISE PROBABILÍSTICA

Nesta secção avalia-se a probabilidade de se atingir o estado limite último de flexão na secção de meio vão do tramo central da viga 1, que, de acordo com o método dos coeficientes parciais de segurança, é a secção crítica da ponte. O objectivo é então avaliar a probabilidade de ocorrência do evento $\{M_S > M_R\}$, onde $M_S = M_{pp} + M_{RCP} + M_{SC}$ e M_R é o momento resistente. Os momentos acima serão modelados como variáveis aleatórias. Por conseguinte, serão descritos, não por meio de um único valor, mas por meio de uma distribuição de probabilidade. Os coeficientes de segurança desaparecem.

Como anteriormente, os esforços actuantes foram avaliados em modelo elástico linear. Naturalmente questiona-se se é apropriado usar momentos elásticos, tendo em conta que a análise pretendida diz respeito a uma situação última, a que correspondem níveis de fendilhação importantes, implicando alteração de rigidez e consequentemente redistribuição dos esforços elásticos. Neste respeito deve-se ter presente que o objectivo é avaliar a probabilidade de ocorrência de fissuração grave na secção do meio vão. Ora, esta situação ocorre quando momento elástico actuante M_S (que reconhecidamente tem significado meramente teórico) excede o momento M_R , pelo que, para avaliar a probabilidade $p_f = P(M_S > M_R)$ não é desaproprado determinar M_S em modelo elástico linear.

O quadro 2 resume os modelos probabilísticos adoptados para as diferentes variáveis básicas do problema. Dado não ser possível apresentar nesta comunicação justificação detalhada dos modelos probabilísticos adoptados, apresentam-se apenas algumas considerações julgadas oportunas.

Quando esta análise foi efectuada, previa-se que a ponte fosse substituída no prazo de um ano, pelo que interessava avaliar a probabilidade de falha anual. Assim, relativamente à sobrecarga rodoviária interessou a distribuição de máximos anuais. A distribuição de Gumbel é usualmente aceite como um modelo adequado para distribuição de esforços máximos em sobrecargas em pontes [6]. Atribuiu-se então à variável Q (peso de uma roda) uma distribuição de Gumbel partindo da hipótese de que o valor característico de Q (quantil de 0.95) dos máximos em períodos de 50 anos fosse igual a 50 KN, em harmonia com a classificação atribuída à ponte (classe II). Uma vez atribuída a distribuição de máximos em períodos de 50 anos, é relativamente simples obter a correspondente distribuição de máximos anuais.

Quadro 2. Variáveis básicas e respectivas distribuições de probabilidade.

Variável			Distribuição	Parâmetros	
Designação	Abreviatura	Un.			
Momento devido ao PP	M_{pp}	KNm	Normal	$\mu = 608.2$	$\sigma = 30.4$
Momento devido à RCP	M_{RCP}	KNm	Normal	$\mu = 108.4$	$\sigma = 10.8$
Peso de uma roda do veículo tipo	Q	KN	Gumbel	$u = 38$	$\alpha = 0.56$
Resistência do betão	f_c	KN/m ²	Normal	$\mu = 34e3$	$\sigma = 5e3$
Resistência do aço	f_{sy}	KN/m ²	Normal	$\mu = 460e3$	$\sigma = 30e3$
Índice de corrosão	i_c	-	Beta	$\alpha = 5$	$\beta = 5$
Cota da 1.ª camada de armadura	c_1	m	Uniforme	$a = 0.04$	$b = 0.06$
Cota da 2.ª camada de armadura	c_2	m	Uniforme	$a = 0.09$	$b = 0.13$

Relativamente à área e cotas das armaduras, mostra-se na Figura 5 a designação adoptada para estas variáveis. O índice de corrosão i_c foi definido como o factor pelo qual se deve multiplicar a área da primeira camada de armaduras ($5\phi 25$) a fim de obter a área com perda de secção. Por conseguinte, o índice de corrosão está compreendido entre 0 e 1. O valor 0 corresponde a perda total de secção e o valor 1 corresponde a secção intacta. A distribuição de probabilidade atribuída a esta variável reflecte a incerteza que se tem na perda efectiva de secção.

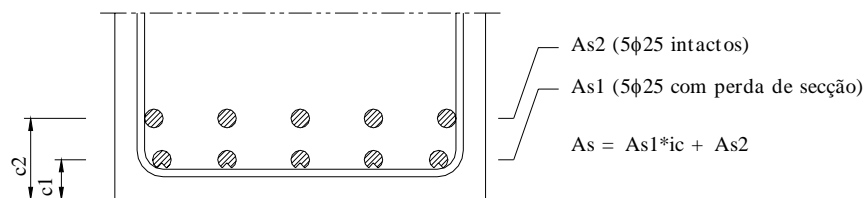


Figura 5. Armaduras de flexão na secção de meio vão do tramo central.

Uma vez que a variável i_c tem limite inferior e superior bem definidos, julgou-se adequado atribuir-lhe uma distribuição beta. Os parâmetros desta distribuição foram determinados assumindo um valor médio de 0.5 (o que está em harmonia com a análise determinística feita anteriormente, onde se considerou a contribuição de apenas metade da armadura) e um coeficiente de variação de 0.30, que reflecte um nível de incerteza bastante elevado no verdadeiro estado de perda de secção.

O problema foi analisado quer pelo método de Monte Carlo quer pelo método FORM, tendo-se obtido um índice de fiabilidade $\beta = 4.24$ para o período de um ano, que corresponde a uma probabilidade de falha anual de $p_f = 1.1 \times 10^{-5}$. No Quadro 3 mostram-se os índices de fiabilidade recomendados por alguns países e organizações internacionais [7]. Conforme se observa, alguns países consideram o valor acima aceitável para pontes existentes.

Quadro 3. Índices de fiabilidade β recomendados por diferentes países e organizações (estados limites últimos e período de 1 ano).

	Canadá	EUA	Dinamarca	Eurocódigo	JCSS	ISO
Dimensionamento	3.75	3.75	4.2	4.7	4.2	4.7
Avaliação	3.25	2.5	4.2	-	-	4.7

JCSS - *Joint Committee on Structural Safety*

ISO - *International Organization for Standardization*

Efectuou-se também uma análise de sensibilidade das diferentes variáveis do problema. A Figura 6 mostra um diagrama circular com os coeficientes de sensibilidade FORM obtidos. Este gráfico mostra que as variáveis decisivas para a segurança da ponte são claramente a resistência do aço e o estado de perda de secção das armaduras. Assim, se se desejar actualizar a fiabilidade da ponte a partir de novos dados, essas são as variáveis a privilegiar para efeitos de recolha de informação adicional.

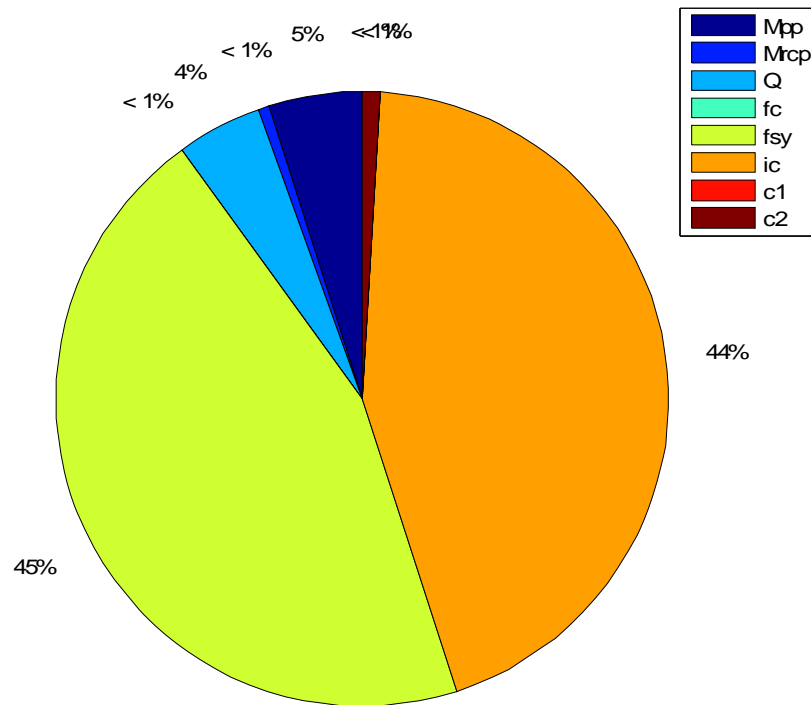


Figura 6. Coeficientes de sensibilidade FORM.

6. CONCLUSÕES

A ponte estudada apresenta um estado de degradação bastante avançado e não cumpre os critérios de segurança especificados na regulamentação portuguesa em vigor, o que determinou a imposição de algumas restrições de tráfego. No entanto, recorrendo a duas metodologias que não são de uso corrente no projecto de estruturas novas (análise plástica e análise probabilística) foi possível demonstrar que o risco de colapso está relativamente controlado no curto prazo. Os benefícios destas metodologias ficaram evidentes.

A análise plástica permite tirar partido de eventuais reservas de segurança existentes em estruturas hiperstáticas e é relativamente simples de aplicar. Basta para o efeito verificar se as secções onde se formam as rótulas plásticas têm capacidade de rotação suficiente e se, além disso, no momento do colapso, não ocorrem outros modos de ruína, como a rotura por esforço transversal, ou perda generalizada de aderência. A análise probabilística é muito potente, pois permite introduzir directamente na análise as diferentes fontes de incerteza efectivamente existentes. Além disso, permite ter uma percepção do risco de ocorrência de danos graves. O seu uso, porém, exige um conhecimento relativamente especializado.

AGRADECIMENTOS

Os primeiro autor agradece o apoio que tem recebido por parte do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, o acolhimento e estímulo por parte Laboratório Nacional de

Engenharia Civil, e ainda o financiamento parcial por parte da Fundação para a Ciência e Tecnologia, através da bolsa SFRH/BD/45022/2008.

REFERÊNCIAS

- [1] Val, D.V.; Stewart, M.G. – “Safety factors for assessment of existing structures”, *Journal of Structural Engineering*, 2002, Vol. 128, pp 258-265.
- [2] SAMCO – *F08a, Guideline for the Assessment of Existing Structures*, 2006. http://www.samco.org/network/download_area/ass_guide.pdf.
- [3] AASHTO LRFR – *Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating of Highways*. American Association of State Highways Transportation Officials, DC, Washington, 2003.
- [4] Enevoldsen, I. – Practical implementation of probability based assessment methods for bridges, *Actas do Primeiro Congresso Nacional em Segurança e Conservação de Pontes*, Lisboa, Julho de 2009, Ed. por P. Cruz, T. mendonça, L. Neves e L. O. Santos.
- [5] RSA – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Decreto-Lei N.º 235/83 de 31 de Maio.
- [6] Wisniewski, D. – *Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges*, Ph.D. Thesis. Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Azurém, Guimarães.
- [7] Casas, J.R. – *Bridge Management: Actual and future trends*. Proc. of IABMAS'06, Porto. Cruz, P. J., Frangopol, D. M. & Neves, L. C. (eds). Taylor & Francis, London, 2006.