

**COMPORTAMIENTO AEROELÁSTICO DE PUENTES ATIRANTADOS,
CRITERIOS DE MODELAMIENTO Y CASO DE APLICACIÓN**

**SERGIO ARTURO RINCÓN BARAJAS
CARLOS ANDRÉS MARTÍNEZ RODRÍGUEZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2013

**COMPORTAMIENTO AEROELÁSTICO DE PUENTES ATIRANTADOS,
CRITERIOS DE MODELAMIENTO Y CASO DE APLICACIÓN**

**SERGIO ARTURO RINCÓN BARAJAS
CARLOS ANDRÉS MARTÍNEZ RODRÍGUEZ**

**Trabajo de Grado en la modalidad de investigación para optar al título de
Ingeniero Civil**

**Director
Ph.D. ÁLVARO VIVIESCAS JAIMES
Docente Escuela de Ingeniería Civil – UIS**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2013

AGRADECIMIENTOS

Al profesor Álvaro Viviescas de la Universidad Industrial de Santander por compartirnos la idea del tema de investigación, por su orientación durante parte del desarrollo del trabajo y por realizar el contacto para el suministro de la información necesaria del puente.

A la oficina de proyectos CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L. por el suministro desinteresado de la información del puente “La Pepa”. De igual forma, al ingeniero Javier Muñoz-Rojas Fernández por su apoyo como codirector del trabajo.

Al profesor Ricardo Carrazedo de la Universidad de São Paulo por su valiosa orientación y dedicación durante el desarrollo del trabajo, especialmente en la elaboración del modelo de elementos finitos, el cual desarrollamos durante nuestro periodo de intercambio en la Escuela de Ingeniería de São Carlos.

A nuestras familias y seres queridos por el apoyo incondicional para el éxito en el desarrollo de este trabajo de investigación.

CONTENIDO

| | |
|---|----|
| INTRODUCCIÓN | 13 |
| 1. METODOLOGÍA..... | 15 |
| 1.1 Descripción del problema..... | 18 |
| 1.2 Características y condiciones de servicio del puente atirantado | 19 |
| 1.3 Modelo general del puente..... | 21 |
| 2. RESULTADOS | 26 |
| 2.1 Aplicación de criterios normativos..... | 26 |
| 2.2 Resultados del análisis modal..... | 31 |
| 2.3 Comparación de los resultados obtenidos en el programa con los del ensayo en el túnel de viento | 34 |
| 2.4 Comparación de velocidades críticas de flameo | 35 |
| 3. CONCLUSIONES..... | 38 |
| BIBLIOGRAFÍA..... | 40 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1. Dimensiones del modelo a partir de la información suministrada de la geometría de la sección transversal del puente..... | 17 |
| Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción del puente. | 20 |
| Tabla 3. Parámetros para determinar la velocidad de viento de diseño según AASHTO. | 26 |
| Tabla 4. Parámetros para determinar la velocidad del viento de diseño según el Eurocódigo..... | 29 |
| Tabla 5. Parámetros para determinar la velocidad crítica de viento según la ecuación (5). | 30 |
| Tabla 6. Periodos y frecuencias modales. | 32 |
| Tabla 7. Valores de frecuencia en el modelo, prototipo real del puente y modelo de la estructura en SAP2000. | 34 |
| Tabla 8. Parámetros del puente real modelado en el software SAP2000..... | 35 |
| Tabla 9. Velocidades críticas de flameo en el prototipo real obtenidas analíticamente (a partir de las derivadas de estabilidad) y observadas durante los ensayos. | 37 |
| Tabla 10. Comparación de las velocidades críticas de flameo obtenidas según observaciones del ensayo en túnel de viento y utilizando la aproximación paramétrica de Selberg..... | 37 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1. Accesos a la ciudad de Cádiz, España..... | 14 |
| Figura 2. Sección transversal del puente en el tramo atirantado (caso de estudio). | 17 |
| Figura 3. Vista del modelo instalado en el túnel aerodinámico. | 18 |
| Figura 4. Alzado general del puente “La Pepa”..... | 19 |
| Figura 5. Planta general del puente “La Pepa”. | 19 |
| Figura 6. Región comprendida entre dos rigidizadores..... | 22 |
| Figura 7. Tablero completo del puente atirantado..... | 23 |
| Figura 8. Modelo del puente atirantado. | 25 |
| Figura 9. Detalle de los elementos tipo Spring..... | 25 |
| Figura 10. Modo de flexión vertical simétrica..... | 33 |
| Figura 11. Modo de torsión simétrica..... | 33 |

RESUMEN

TÍTULO: COMPORTAMIENTO AEROELÁSTICO DE PUENTES ATIRANTADOS, CRITERIOS DE MODELAMIENTO Y CASO DE APLICACIÓN.¹

AUTORES: SERGIO ARTURO RINCÓN BARAJAS.²
CARLOS ANDRÉS MARTÍNEZ RODRÍGUEZ.²

PALABRAS CLAVE: Puente Atirantado, Propiedades Dinámicas, Aeroelasticidad, Fenómenos Aeroelásticos, Ensayo en Túnel de Viento, Velocidad de Flameo.

DESCRIPCIÓN:

En este trabajo se realiza un análisis del comportamiento aeroelástico de puentes atirantados. En primera instancia se determina el actual estado del arte con respecto a la disciplina de la aeroelasticidad aplicada a estructuras flexibles como son los puentes atirantados. También se hace una revisión sobre la normatividad existente con respecto al efecto del viento en puentes atirantados, específicamente con la norma AASHTO y el Eurocódigo.

Como caso de estudio se analiza el puente “La Pepa”, que con una longitud de 3157 metros y una luz central de 540 metros, será el tercer acceso a la ciudad de Cádiz partiendo desde el municipio de Puerto Real en España. A partir de los planos y especificaciones de los materiales empleados para la construcción de la estructura, proporcionados por la empresa española CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L., se realiza el modelo del puente en el software SAP2000, de donde se obtienen los resultados del análisis modal y posteriormente son comparados con los resultados experimentales obtenidos del ensayo aeroelástico en túnel de viento, practicado a un modelo bidimensional del tablero del puente en las instalaciones del Laboratorio de Aeronáutica del Instituto Universitario “Ignacio Da Riva” de la Universidad Politécnica de Madrid (IDR/UPM).

Por medio de la ecuación paramétrica de Selberg, se obtiene una velocidad crítica de flameo y de acuerdo al índice de estabilidad aerodinámico, se comprueba la compatibilidad de resultados obtenidos en el ensayo aeroelástico en túnel de viento.

¹ Proyecto de Grado. Modalidad Investigación.

² Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Álvaro Viviescas Jaimes. Codirector 1 Ricardo Carrazedo. Codirector 2 Javier Muñoz-Rojas Fernández.

ABSTRACT

TITLE: AEROELASTIC BEHAVIOR OF CABLE-STAYED BRIDGES, MODELING CRITERIA AND APPLICATION CASE.¹

AUTHORS: SERGIO ARTURO RINCÓN BARAJAS.²
CARLOS ANDRÉS MARTÍNEZ RODRÍGUEZ.²

KEYWORDS: Cable-Stayed Bridge, Dynamic Properties, Aeroelasticity, Aeroelastic Phenomena, Wind Tunnel Test, Flutter Velocity.

DESCRIPTION:

This paper develops an analysis about the aeroelastic behavior of cable-stayed bridges. In one first step, it is determined the actual state of the art with respect to the aeroelastic discipline applied to flexible structures as the cable-stayed bridges. It is also made a review about the existing normativity with respect to the wind effect on cable-stayed bridges, specifically with AASHTO and Eurocode regulations.

As a case study, it is analyzed the bridge “La Pepa”, which with 3157 meters of length and a free span of 540 meters, it will be the third access to the city of Cádiz, starting from Puerto Real in Spain. With the bridge drawings and the material specifications used for its construction, which were provided by the Spanish company CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L., the model of the structure is performed in the software SAP2000, where the modal response is obtained and it is compared with the experimental results from the aeroelastic wind tunnel test, developed over a two-dimensional model of the bridge deck in the Aerodynamic Laboratory of the Academic Institute “Ignacio Da Riva” at Universidad Politécnica de Madrid (IDR/UPM).

Using the parametric equation of Selberg, it is obtained a critical flutter velocity and according to the aerodynamic stability index, it is proved that there is compatibility with the results of the aeroelastic wind tunnel test.

¹ Undergraduate Thesis Project. Research Mode.

² Physico-mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering School. Director Álvaro Viviescas Jaimes. Codirector 1 Ricardo Carrazedo. Codirector 2 Javier Muñoz-Rojas Fernández.

INTRODUCCIÓN

Desde tiempos ancestrales se ha venido utilizando el puente como forma de comunicación entre dos puntos divididos por un obstáculo. A lo largo del tiempo, el desarrollo de la tecnología ha hecho posible el diseño y construcción de puentes de grandes luces y estructuras muy esbeltas soportadas por cables, entre las que se encuentran los puentes colgantes y los atirantados.

En el transcurso del tiempo varios puentes de esta tipología han colapsado, como es el caso del construido en Brighton en 1836, el del estrecho de Menai en 1839, el de Wheeling en 1854 y el caso más conocido, el del puente sobre el estrecho de Tacoma en 1940. Todos los accidentes mencionados tienen un origen común: la acción dinámica del viento, la cual no pudo ser adecuadamente resistida por la estructura debido al desconocimiento en la época sobre los efectos que ésta genera.

Entre los fenómenos aeroelásticos más importantes descritos en ingeniería de estructuras se encuentra el desprendimiento de torbellinos o *vortex shedding* en terminología inglesa, el galope transversal o *galloping*, el galope inducido por una estela o *wake galloping*, el flameo o *flutter* y el bataneo o *buffeting*.

Para el desarrollo de este trabajo nos centramos en el fenómeno de flameo por ser el más peligroso debido a los efectos catastróficos que puede llegar a generar en este tipo de estructuras y tomamos como caso de estudio el puente atirantado “La Pepa”, actualmente en construcción, que con una longitud de 3157 metros y una

luz central de 540 metros, será el tercer acceso a la ciudad de Cádiz partiendo desde el municipio de Puerto Real en España.

Figura 1. Accesos a la ciudad de Cádiz, España.



Fuente: http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_de_La_Pepa.

1. METODOLOGÍA

Cuando una corriente de aire incide sobre puentes de grandes luces, la interacción entre el viento y la estructura produce unas fuerzas auto excitadas, mejor conocidas como fuerzas aeroelásticas, que pueden producir la falla estructural. Por tanto, la respuesta de la estructura ante la acción del viento debe ser estudiada experimentalmente durante la fase del proyecto.

Sobre un modelo seccional se pueden realizar dos tipos de ensayos experimentales:

- Ensayo aerodinámico
- Ensayo aeroelástico

En el ensayo aerodinámico, el modelo a escala del tablero del puente está en la cámara de ensayo con todos sus movimientos restringidos, y es por esto que se le conoce como *ensayo estático*. El objetivo que aquí se pretende lograr es identificar los coeficientes aerodinámicos que relacionan las fuerzas ejercidas por el flujo de aire sobre el tablero con el producto de la presión dinámica por la longitud de referencia (ancho del tablero) o su cuadrado en el caso del momento.

En el ensayo aeroelástico, el modelo seccional debe simular lo más exactamente posible las características dinámicas del prototipo, y para esto, se debe realizar un análisis dimensional y de semejanza de parámetros que permita determinar la

masa apropiada para el modelo, así como la posición y rigidez de los muelles elásticos que lo soportan.

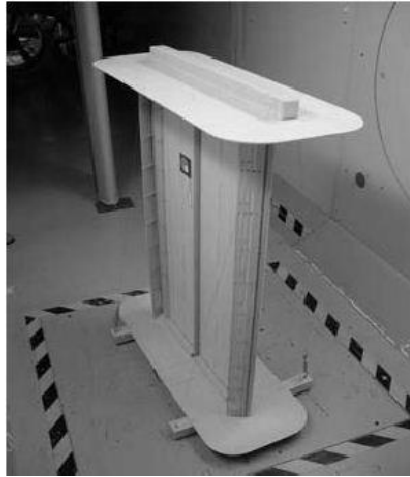
El objetivo final de este ensayo es determinar los coeficientes de flameo o *flutter derivatives* en inglés, que relacionan las fuerzas aeroelásticas y los movimientos del tablero.

Como la finalidad de este trabajo es obtener la respuesta modal de la estructura en el software empleado y compararla con la obtenida experimentalmente en el ensayo aeroelástico, se hace uso de las frecuencias de los modos principales de flexión y torsión del modelo realizado en SAP2000 para calcular una velocidad crítica de flameo por medio de la aproximación paramétrica de Selberg y poder compararla con la obtenida en el ensayo practicado.

Como es bien sabido, la validez de los ensayos de medida de las acciones de viento sobre modelos a escala en túneles aerodinámicos se fundamenta en el principio de *semejanza dinámica* de la mecánica de fluidos, que establece que los resultados adimensionales medidos en túnel aerodinámico sobre modelos rígidos estáticos serán aplicables a la realidad cuando exista semejanza geométrica y se cumpla la igualdad de los números de Reynolds asociados al movimiento alrededor del modelo a escala y alrededor del obstáculo real.

Para realizar el estudio, en el Instituto Universitario “Ignacio Da Riva” se construyó un modelo a escala 1:60, cuyas dimensiones se muestran en la tabla 1, de acuerdo a la geometría de la sección transversal típica correspondiente a la luz central (tramo atirantado), la cual se puede observar en la figura 2.

Figura 3. Vista del modelo instalado en el túnel aerodinámico.



Fuente: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.

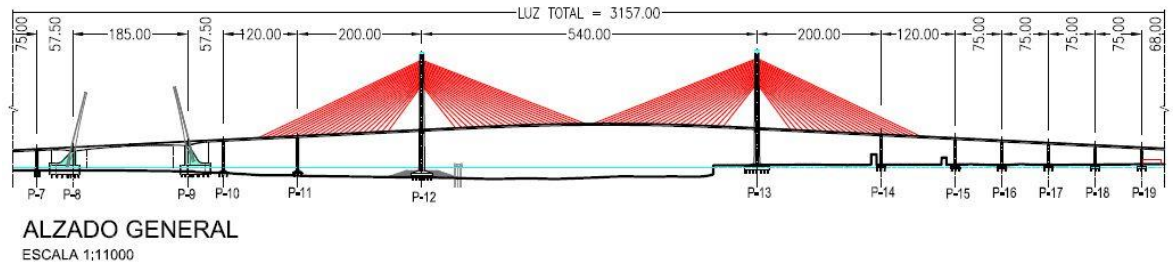
1.1 Descripción del problema

El puente sobre la Bahía de Cádiz tiene una longitud total de 3157 m y cruza la bahía desde Puerto Real hasta la ciudad de Cádiz. El puente principal, caso de estudio, es un puente atirantado de configuración mixta con una luz principal de 540 m, luces de compensación de 320 m y un gálibo de navegación de 70 m, tal como se puede observar en las figuras 4 y 5.

De acuerdo al objetivo de este trabajo, el modelo de la estructura se realiza únicamente de los tramos comprendidos entre la Pila 10 y la Pila 15 (luz central y de compensación), teniendo en cuenta que el tramo que sale de Puerto Real es continuo mientras que parte del tramo que llega a Cádiz, entre las pilas 8 y 9, es desmontable y simplemente apoyado para permitir el paso de grandes barcos cuando sea necesario.

La pendiente longitudinal tanto del tramo de acceso a la ciudad de Cádiz como del tramo de acceso desde Puerto Real es del 5%.

Figura 4. Alzado general del puente “La Pepa”.



Fuente: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.

Figura 5. Planta general del puente “La Pepa”.



Fuente: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.

1.2 Características y condiciones de servicio del puente atirantado

Para el desarrollo del trabajo de investigación, la empresa española CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L. proporcionó algunos planos de construcción e información necesaria de la obra con respecto a las propiedades mecánicas de los materiales empleados, que son necesarios para el análisis. En la tabla 2 se

pueden observar las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción del puente.

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción del puente.

| Propiedades mecánicas | |
|--|------------------------|
| Acero Perfiles metálicos | S275JO |
| Concreto de la losa superior del tablero y pilas 12 y 13 | HA-60 |
| Concreto de las pilas 10, 11, 14 y 15 | HA-45 |
| Densidad del acero | 7850 kg/m ³ |
| Densidad del concreto | 2500 kg/m ³ |
| Módulo de elasticidad del acero | 210000 MPa |
| Módulo de elasticidad dinámico del concreto HA-45 | 45019,08 MPa |
| Módulo de elasticidad dinámico del concreto HA-60 | 47877,82 MPa |
| Relación de Poisson del concreto | 0,2 |
| Relación de Poisson del acero | 0,3 |

Fuente: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.

Como la finalidad de la investigación es conocer y analizar la respuesta modal de la estructura, lo cual es un análisis dinámico, se emplea el módulo de elasticidad dinámico del concreto en el modelo del puente, el cual es generalmente 20, 30 y 40% mayor que el módulo de elasticidad estático para concretos de alta, media y baja resistencia a compresión, respectivamente.

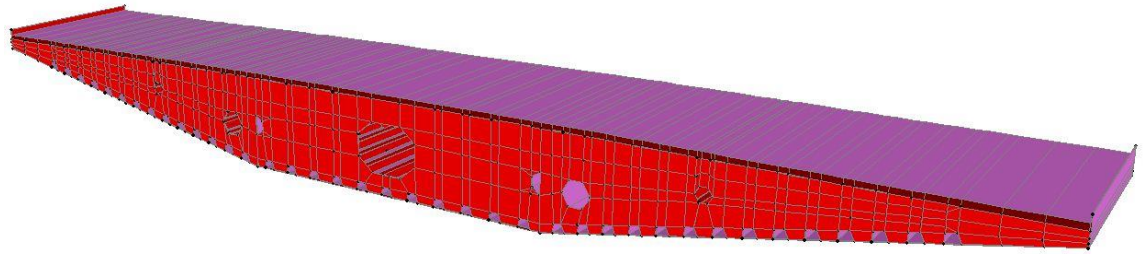
El concreto empleado en la losa superior del tablero y en las pilas atirantadas tiene una resistencia a compresión de 60 MPa, y el concreto de las pilas 10, 11, 14 y 15, donde se apoyan las luces de compensación, tiene una resistencia a compresión de 45 MPa.

1.3 Modelo general del puente

Inicialmente, se identifican las dimensiones generales más importantes del puente de acuerdo a los planos e información que nos proporcionó la empresa española. Conociendo la geometría de la sección transversal del tablero, la distribución y ubicación de los tirantes y el alzado general de la estructura, se procede a realizar los respectivos dibujos en AutoCAD para después importarlos al software de análisis estructural SAP2000 v14.2.4.

En la figura 6 se puede ver el detalle de la región comprendida entre dos rigidizadores.

Figura 6. Región comprendida entre dos rigidizadores.

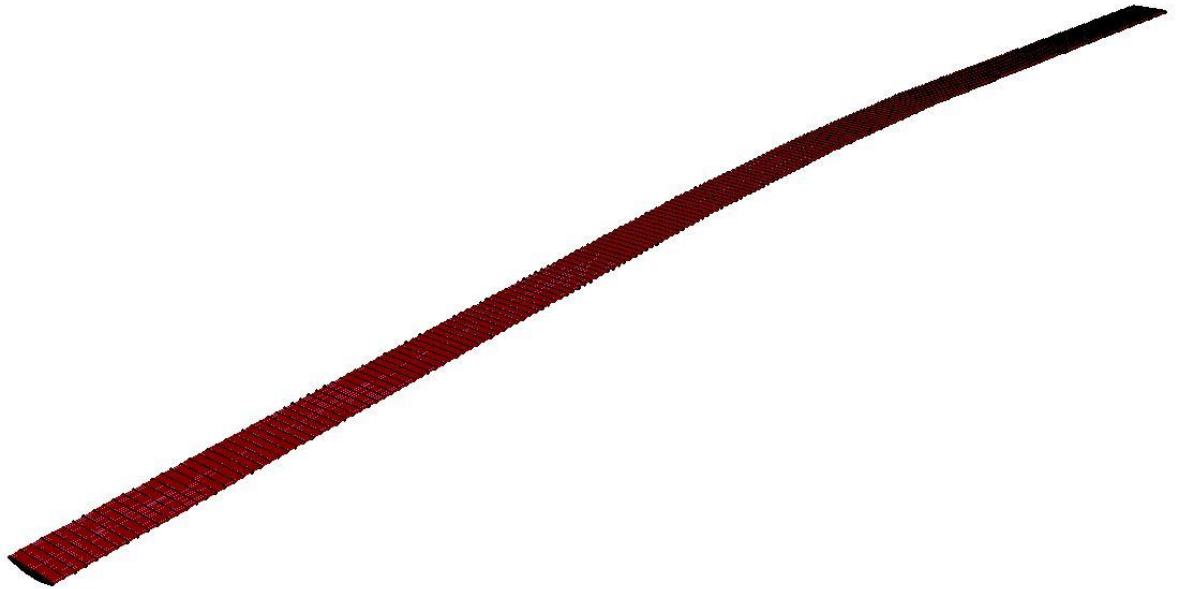


Fuente: Autores.

Teniendo en cuenta la pendiente longitudinal del 5% de los tramos de acceso y la curvatura de la luz principal, la cual es subdividida en cuatro tramos rectos por simplificación, se replica la región comprendida entre dos rigidizadores de acuerdo a las pendientes de cada uno de los seis tramos.

En la figura 7 se puede ver todo el tablero del puente principal (puente atirantado) después de haber realizado el proceso descrito anteriormente.

Figura 7. Tablero completo del puente atirantado



Fuente: Autores.

Posteriormente, se importa desde AutoCAD la geometría en tres dimensiones de las torres, las pilas y los tirantes, haciendo coincidir estos elementos con el tablero ya concluido.

Luego de esto, se procede a definir las secciones transversales de cada una de las torres y pilas con su respectivo material y se les asignan a los elementos importados desde AutoCAD.

Para modelar los tirantes se emplea la herramienta Link/Support debido a que al modelarlos como tipo Cable, se muestra la respuesta modal de éstos y no se aprecia la del tablero que es la que nos interesa.

Al ser los tirantes los elementos más importantes en este tipo de estructuras debido a que soportan la carga del tablero y la transfieren a la torre, cabe aclarar que al modelarlos como tipo Link/Support, no se tiene en cuenta la curva catenaria que en ellos se presenta debido a su peso.

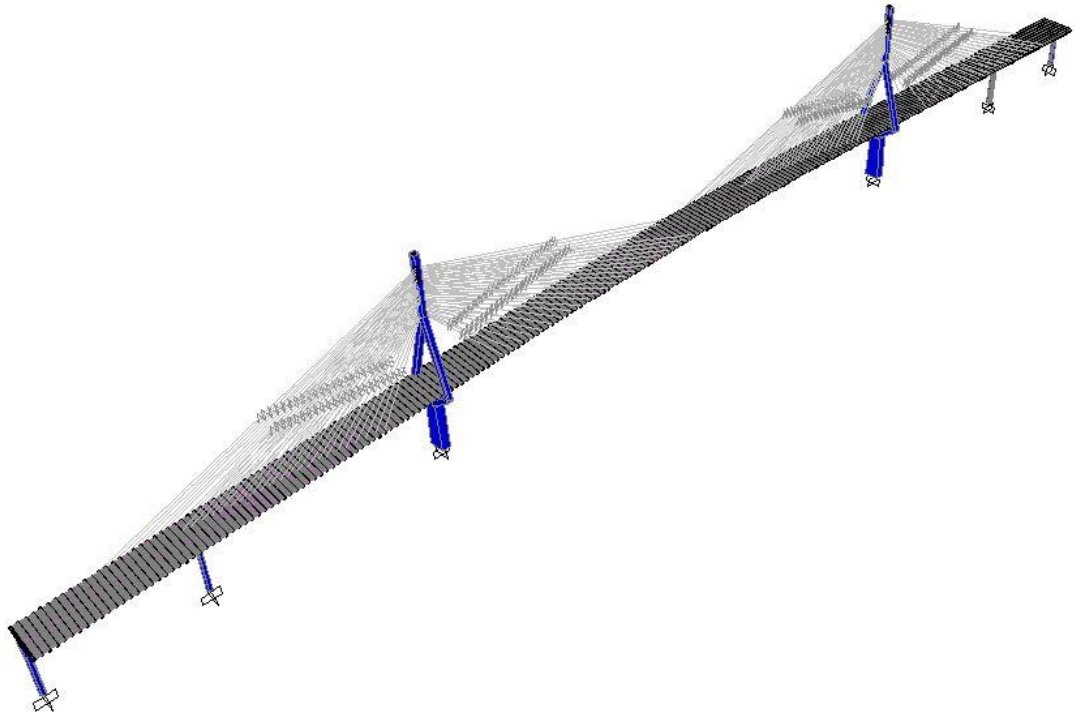
Para considerar este efecto, se determina una rigidez efectiva de acuerdo a la fórmula de Ernst.

A continuación, teniendo en cuenta que el tramo de acceso desde Puerto Real es continuo y únicamente se modela la parte atirantada, se decide colocar elementos tipo Spring como condiciones de contorno en los nodos del primer rigidizador de este tramo con el objetivo de simular la rigidez en el eje longitudinal que proporciona el resto del puente debido a su continuidad.

Finalmente se le asignan los respectivos apoyos de empotramiento a cada una de las pilas. En la figura 8 se puede apreciar el modelo completo del puente atirantado montado en SAP2000 v14.2.4, y en la figura 9, se puede observar un detalle de los elementos tipo Spring que simulan la rigidez del tramo continuo del puente que parte desde Puerto Real.

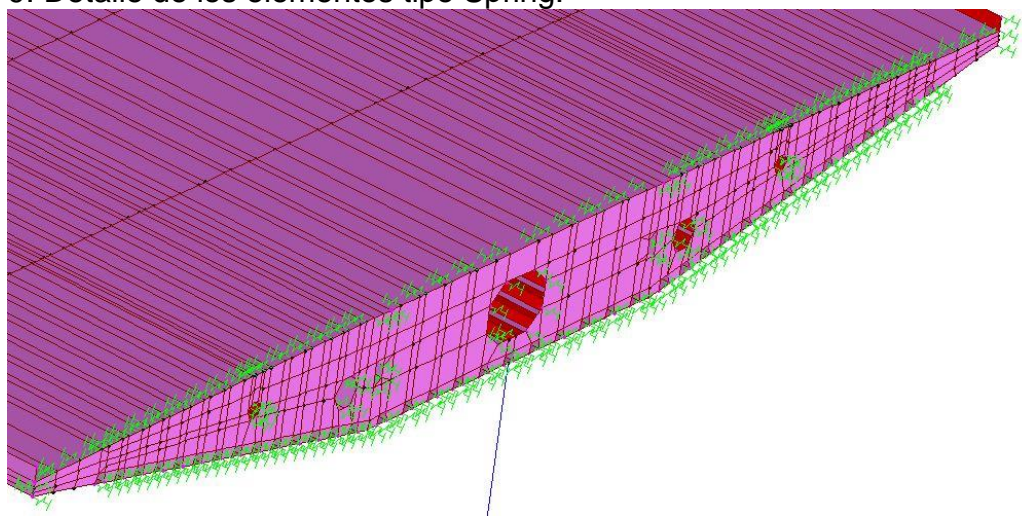
Cabe aclarar que para el montaje del modelo se tiene en cuenta lo estipulado en el manual de análisis de COMPUTERS & STRUCTURES INC. para SAP2000.

Figura 8. Modelo del puente atirantado.



Fuente: Autores.

Figura 9. Detalle de los elementos tipo Spring.



Fuente: Autores.

2. RESULTADOS

2.1 Aplicación de criterios normativos

Según la norma AASHTO, la velocidad de viento de diseño para puentes a más de 10 m sobre el nivel del agua, se deberá ajustar de acuerdo a la ecuación (1).

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (1)$$

Tabla 3. Parámetros para determinar la velocidad de viento de diseño según AASHTO.

| PARÁMETRO | UNIDADES | MODELO SAP2000 |
|--|----------|-------------------|
| Velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (V10) | km/h | 104,4 |

| | | |
|---|------|-------|
| Velocidad básica del viento a una altura de 10.000 mm (VB) | km/h | 160 |
| Altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm (Z) | mm | 70000 |
| Velocidad friccional, característica meteorológica del viento (V0) | km/h | 13,2 |

| | | |
|---|----|----|
| Longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento (Z0) | mm | 70 |
|---|----|----|

Fuente: AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS.

Utilizando los parámetros de la tabla 3 en la ecuación (1), la velocidad de viento de diseño para el puente atirantado es de 148,74 km/h.

De acuerdo a la revisión bibliográfica consultada, se deben considerar las sollicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes de acuerdo a la inecuación (2).

$$\text{Longitud del tramo / ancho} > 30 \quad (2)$$

Para el caso del puente en cuestión, esta razón es de 15,743. De acuerdo a lo estipulado en la norma AASHTO, no se debe considerar el puente como sensible al viento. Sin embargo, se aclara que para el caso de puentes atirantados se pueden requerir ensayos de túnel de viento.

También se aclara que los puentes se deben diseñar de modo que estén libres de divergencia y “*galloping*”, hasta para 1,2 veces la velocidad del viento de diseño a la altura del tablero del puente, es decir para una velocidad de 178,49 km/h.

Según el Eurocódigo, la velocidad media del viento a una altura z por encima del terreno se determina de acuerdo a la ecuación (3).

$$V_m(z) = C_r(z)C_o(z)V_b \quad (3)$$

Tabla 4. Parámetros para determinar la velocidad del viento de diseño según el Eurocódigo.

| PARÁMETRO | UNIDADES | MODELO SAP 2000 |
|---------------------------------------|-----------------|--------------------------------|
| Factor de rugosidad (C_r) | | 1,569 |
| Factor de orografía (C_o) | | 1,0 |
| Velocidad básica del viento (V_b) | m/s | 29 |

Fuente: Eurocódigo.

De acuerdo a la ecuación (3) y empleando los parámetros enunciados en la tabla 4, la velocidad media del viento es de 45,5 m/s, lo que es igual a 163,8 km/h.

El efecto de desprendimiento de vórtices no necesita ser investigado cuando se cumple con la inecuación (4).

$$V_{crit,i} > 1,25 V_m \quad (4)$$

Donde $V_{crit,i}$ es la velocidad crítica del viento para el modo i de acuerdo a la ecuación (5).

$$V_{crit,i} = \frac{b n_{i,y}}{St} \quad (5)$$

Tabla 5. Parámetros para determinar la velocidad crítica de viento según la ecuación (5).

| PARAMETRO | UNIDADES | MODELO SAP2000 |
|---|----------|----------------|
| Ancho de referencia de la sección transversal en donde el desprendimiento | m | 3,0 |

| | | |
|---|----|---------|
| de vórtices ocurre (b) | | |
| Frecuencia natural del modo i de flexión considerado (n i,y) | Hz | 0,19845 |
| Número de Strouhal (St) | | 0,09 |

Fuente: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L. y Autores.

Con los datos de la tabla 5 se puede calcular la velocidad crítica del viento por medio de la ecuación (5), y la condición enunciada en la inecuación (4) quedaría de la siguiente forma: $6,62 \text{ m/s} < 56,88 \text{ m/s}$.

De acuerdo a lo anterior, el efecto de desprendimiento de vórtices necesita ser investigado para el caso de estudio debido a que no se cumple con la inecuación (4).

2.2 Resultados del análisis modal

De la respuesta modal de la estructura conocida por medio del software empleado, se obtiene la frecuencia de flexión vertical simétrica y la frecuencia de torsión

simétrica, las cuales son necesarias para el cálculo de la velocidad crítica de flameo, así como para la verificación de la condición de estabilidad aeroelástica, que involucra un cociente entre éstas.

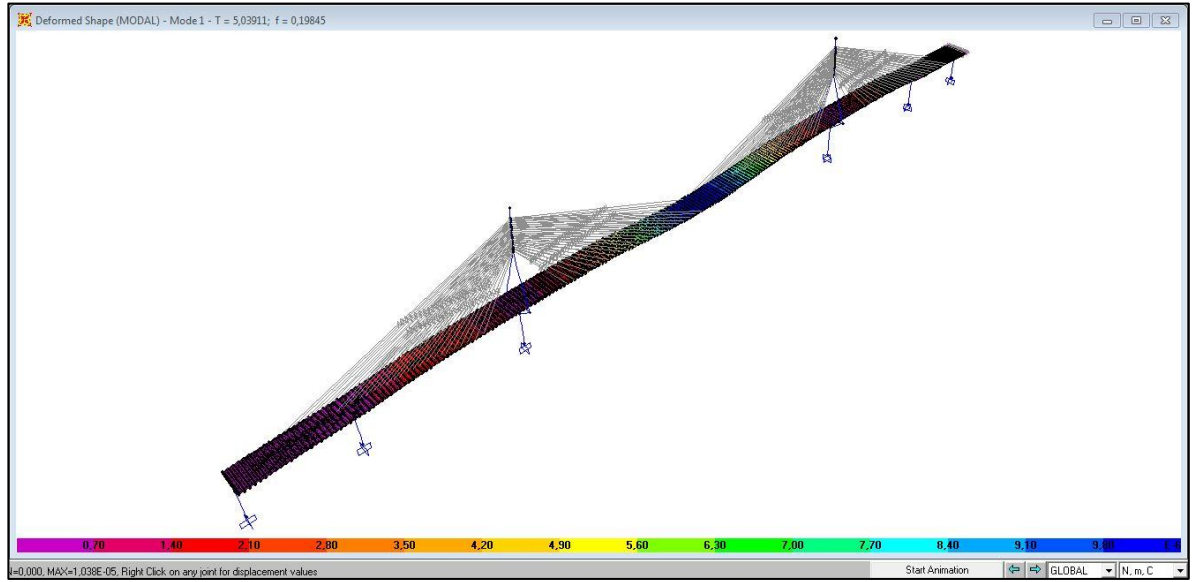
A continuación, en la tabla 6 se presentan los resultados del análisis modal realizado con el programa SAP2000, donde se resaltan los valores para los modos de flexión vertical simétrica (Modo 1) y de torsión simétrica (Modo 2), y en las figuras 10 y 11 se pueden observar sus respectivas deformadas.

Tabla 6. Periodos y frecuencias modales.

| Modo | Periodo [s] | Frecuencia [Hz] | Frecuencia Circular [rad/s] | Autovalor [rad²/s²] |
|-------------|--------------------|------------------------|------------------------------------|--|
| 1 | 5,03911 | 0,19845 | 1,2469 | 1,5547 |
| 2 | 4,55423 | 0,21958 | 1,3796 | 1,9034 |
| 3 | 3,82996 | 0,2611 | 1,6405 | 2,6914 |
| 4 | 3,71835 | 0,26894 | 1,6898 | 2,8553 |
| 5 | 3,20448 | 0,31206 | 1,9607 | 3,8445 |
| 6 | 2,58332 | 0,3871 | 2,4322 | 5,9157 |
| 7 | 2,54358 | 0,39315 | 2,4702 | 6,102 |
| 8 | 2,1839 | 0,4579 | 2,877 | 8,2774 |
| 9 | 2,03831 | 0,4906 | 3,0826 | 9,5021 |
| 10 | 1,9596 | 0,51031 | 3,2064 | 10,281 |
| 11 | 1,79353 | 0,55756 | 3,5033 | 12,273 |
| 12 | 1,67485 | 0,59707 | 3,7515 | 14,074 |

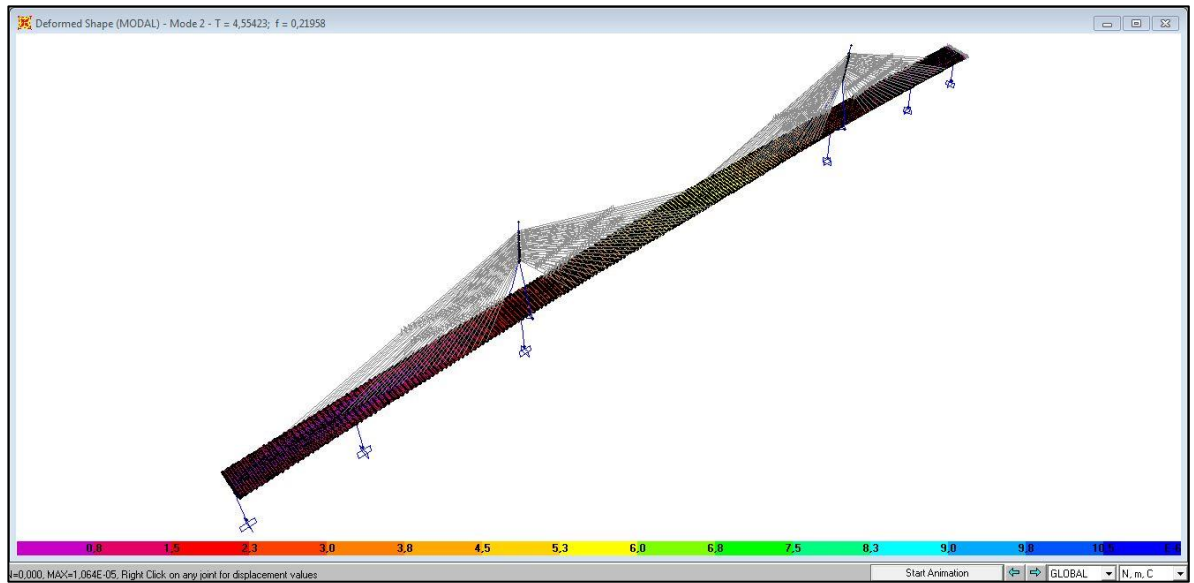
Fuente: Autores.

Figura 10. Modo de flexión vertical simétrica



Fuente: Autores.

Figura 11. Modo de torsión simétrica.



Fuente: Autores.

2.3 Comparación de los resultados obtenidos en el programa con los del ensayo en el túnel de viento

Al comparar las frecuencias de flexión y de torsión que se obtuvieron por medio del programa con las obtenidas en el ensayo aeroelástico, se observa que los valores son bastante similares.

Para determinar las propiedades estructurales del modelo a escala del tablero, las frecuencias propias y el amortiguamiento, se procedió a caracterizar el comportamiento oscilatorio del modelo en vacío, es decir, sin ningún tipo de corriente incidente. De esta manera, registrando la historia temporal de los desplazamientos, mediante acelerómetros, según los grados de libertad a traslación y rotacional (flexión y torsión), se pudo determinar su primera frecuencia propia a flexión y torsión.

En la tabla 7 se pueden observar los valores obtenidos en el ensayo del túnel de viento y los que se obtuvieron por medio del programa.

Tabla 7. Valores de frecuencia en el modelo, prototipo real del puente y modelo de la estructura en SAP2000.

| PARÁMETRO | MODELO BIDIMENSIONAL A ESCALA | LEY DE SEMEJANZA | FACTOR DE ESCALA | PROTOTIPO REAL DEL PUENTE | MODELO SAP2000 |
|-----------------------------|-------------------------------------|---------------------|------------------------|---------------------------------|-------------------|
| 1° Frecuencia de flexión | 2,40 Hz | $\lambda_f=f_m/f_p$ | 12,65 | 0,18972 Hz | 0,19845 Hz |
| 1° Frecuencia | 2,77 Hz | $\lambda_f=f_m/f_p$ | 12,65 | 0,21897 Hz | 0,21958 |

| | | | | | |
|------------|--|--|--|--|----|
| de torsión | | | | | Hz |
|------------|--|--|--|--|----|

Fuente: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L. y Autores.

2.4 Comparación de velocidades críticas de flameo

Con el modelo del puente atirantado en el software SAP2000, se realiza el análisis modal y se determina la primera frecuencia de flexión y de torsión para calcular la velocidad crítica de flameo por medio de la ecuación (6), que es la aproximación paramétrica de Selberg.

$$V_c = 3,7 \sqrt{\frac{mr}{\rho B^3} \left(1 - \left(\frac{n_z}{n_\theta}\right)^2\right)} n B n_\theta \quad (6)$$

Tabla 8. Parámetros del puente real modelado en el software SAP2000.

| PARAMETRO | UNIDADES | MODELO SAP2000 |
|---|----------------|----------------|
| Masa por unidad de longitud que soporta la estructura (m) | kg/m | 43577,30901 |
| Inercia a flexión vertical (I) | m ⁴ | 6893,0623 |
| Ancho del tablero (B) | m | 34,31 |
| Factor de eficacia (n) | - | 0,7 |

| | | |
|---|-------------------|---------|
| Densidad del aire (ρ) | kg/m ³ | 1,214 |
| Área de la sección transversal (A) | m ² | 4,5315 |
| Radio de giro de la sección transversal (r) | m | 39,0018 |
| Frecuencia natural de flexión (n_z) | Hz | 0,19845 |
| Frecuencia natural de torsión (n_θ) | Hz | 0,21958 |

Fuente: Autores.

Según los valores de la tabla 8, la velocidad crítica de flameo para el modelo del puente en el software SAP2000 es de 49,17 m/s, calculada por medio de la ecuación (6).

Las velocidades críticas de flameo para el prototipo real con y sin barreras, observadas durante los ensayos y obtenidas analíticamente (DAS) con coeficientes de amortiguamiento estructural a flexión y torsión (ξ_h y ξ_α), se muestran en la tabla 9, siendo -6° , 0° y 6° los tres ángulos de ataque más críticos de la corriente incidente.

Tabla 9. Velocidades críticas de flameo en el prototipo real obtenidas analíticamente (a partir de las derivadas de estabilidad) y observadas durante los ensayos.

| $\xi_h=0,0026$ $\xi_\alpha=0,0046$ | | Uflameo (DAS) [m/s] | Uflameo (túnel) [m/s] |
|---------------------------------------|-------------|---------------------------|-----------------------------|
| -6° | Sin Barrera | 65,67 | 64,76 |
| | Con Barrera | 59,14 | 60,95 |
| 0° | Sin Barrera | 63,05 | 61,43 |
| | Con Barrera | 53,48 | 51,90 |
| 6° | Sin Barrera | 62,48 | 63,33 |
| | Con Barrera | 49,05 | 50,00 |

Fuente: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.

El índice de estabilidad aerodinámica, obtenido por medio de la relación entre la velocidad crítica de flameo de los ensayos y la de la placa plana equivalente (mismas propiedades estructurales) dada por la fórmula de Selberg, se puede observar en la tabla 10.

Tabla 10. Comparación de las velocidades críticas de flameo obtenidas según observaciones del ensayo en túnel de viento y utilizando la aproximación paramétrica de Selberg.

| | |
|---------------------------------------|---|
| $\xi_h=0,0026$ $\xi_\alpha=0,0046$ | $\beta=U_{\text{flameo}}(\text{túnel})/U_{\text{flameo}}(\text{Selberg})$ |
|---------------------------------------|---|

| | | |
|-----|-------------|-------------|
| -6° | Sin Barrera | 1,317044794 |
| | Con Barrera | 1,239559610 |
| 0° | Sin Barrera | 1,249321520 |
| | Con Barrera | 1,055506870 |
| 6° | Sin Barrera | 1,287962430 |
| | Con Barrera | 1,016865960 |

Fuente: Autores y CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.

3. CONCLUSIONES

Cuando se proyectan puentes flexibles, como son los atirantados, se debe considerar tanto el equilibrio estático como el dinámico para garantizar la resistencia de la estructura.

Dependiendo de la ubicación geográfica del puente, el tablero estará expuesto a la sollicitación transversal del viento, la cual produce en la estructura oscilaciones de flexión y de torsión, que bajo el efecto de pequeñas modificaciones del ángulo de ataque de la corriente incidente, produce un incremento muy rápido de las amplitudes que pueden llevar al colapso de la estructura.

De acuerdo a los resultados que se obtuvieron en el ensayo del túnel de viento, se obtienen menores velocidades de flameo para el caso del puente con barreras

cortavientos, lo cual indica que la estructura es más susceptible a la acción del viento cuando presenta estos elementos.

Aplicando el criterio de inestabilidad aeroelástica descrito en la AASHTO para puentes y componentes estructurales de los mismos, el puente “La Pepa” no se considera como sensible a los efectos del viento debido al no cumplimiento de la inecuación (2).

Por otra parte, al no cumplirse la condición estipulada en la ecuación (4) del Eurocódigo, se hace necesaria la investigación del efecto de desprendimiento de vórtices en el puente sobre la bahía de Cádiz, el cual fue analizado en el ensayo aeroelástico en túnel de viento y se comprobó que no se presentaron problemas significativos de inestabilidad por desprendimiento de vórtices debido a un valor alto en el número de Scruton, que según el Eurocódigo, es el que determina la susceptibilidad a las vibraciones.

Para finalizar el análisis de los principales criterios normativos sobre la incidencia del viento en puentes atirantados, se puede decir que con respecto a la velocidad media del viento de diseño de la norma AASHTO, la cual es de 148,74 km/h, y la del Eurocódigo que es de 163,8 km/h, éste último es más conservador.

Finalmente, en relación a las frecuencias propias de flexión y torsión simétricas obtenidas del modelo de la estructura en SAP2000, se puede concluir que son las esperadas debido a que no difieren mucho de las obtenidas en el ensayo aeroelástico en el túnel de viento.

BIBLIOGRAFÍA

Nieto Mouronte, F., ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD Y OPTIMIZACIÓN AEROELÁSTICA DE PUENTES COLGANTES EN ENTORNOS DE COMPUTACIÓN DISTRIBUIDA. Tesis Doctoral. Universidade da Coruña. Escola Técnica Superior de Enxeñeiros de Camiños, Canais e Portos. A Coruña, Marzo de 2006. Capítulo 1, p. 13.

Nieto Mouronte, F., ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD Y OPTIMIZACIÓN AEROELÁSTICA DE PUENTES COLGANTES EN ENTORNOS DE COMPUTACIÓN DISTRIBUIDA. Tesis Doctoral. Universidade da Coruña. Escola Técnica Superior de Enxeñeiros de Camiños, Canais e Portos. A Coruña, Marzo de 2006. Capítulo 2, pp. 21-23.

Barrero, A., Alonso, G., Sanz, A., Meseguer, J., ENSAYO AEROELÁSTICO EN TÚNEL AERODINÁMICO DE UN MODELO BIDIMENSIONAL DE PUENTE SOBRE LA BAHÍA DE CÁDIZ. IDR/UPM. Madrid, Junio de 2006.

Nieto Mouronte, F., ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD Y OPTIMIZACIÓN AEROELÁSTICA DE PUENTES COLGANTES EN ENTORNOS DE COMPUTACIÓN DISTRIBUIDA. Tesis Doctoral. Universidade da Coruña. Escola Técnica Superior de Enxeñeiros de Camiños, Canais e Portos. A Coruña, Marzo de 2006. Capítulo 2, pp. 50-55.

Kumar Mehta, P., Monteiro, Paulo J. M., CONCRETE. Microstructure, Properties, and Materials. Third Edition. McGraw-Hill, 2006. Chapter 4, p. 90.

Tang, M., BRIDGE ENGINEERING HANDBOOK.. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan. Boca Raton: CRC Press, 2000. Chapter 19: Cable-Stayed Bridges, 19.2.2 Cables.

CSI Analysis Reference Manual. For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, August 2010.

Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación. Anejo D. Acción del viento.
http://ocw.upm.es/ingenieria-agroforestal/climatologia-aplicada-a-la-ingenieria-y-medioambiente/contenidos/CTE_Ministerio_Vivienda/CTESE-AEdatosclima.pdf [Citado 02 de julio de 2013].

ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES. Sección 3 (SI) – Cargas y Factores de Carga. 2004. 3.8.3 Inestabilidad Aeroelástica, p. 45.

Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions. Annex E – Vortex shedding and aeroelastic instabilities. EN 1991-1-4: 2005 (E).

Farrés Rabanal, J., RESPUESTA AEROELÁSTICA DE DIVERSOS TIPOS DE PUENTES DE TIRANTES. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, 2009. pp. 73, 99.

Cálculo de la densidad del aire (fórmula CIPM-1981/91). Válida entre 15 y 27°C. http://www.dolzgnos.com.ar/htm/densidad_del_aire.htm [citado 02 de julio de 2013].