

MODELACIÓN DE PASARELA COLGANTE

Marina L. Cartasegna^a y Adriana Pernich^b

^a*Departamento Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Comahue, Buenos Aires 1400,8300 Neuquén, Argentina, cartasegnamarina@gmail.com, <http://www.uncoma.edu.ar>*

^b*Departamento Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Comahue, Buenos Aires 1400,8300 Neuquén, Argentina, adriana.pernich@fain.uncoma.edu.ar, <http://www.uncoma.edu.ar>*

Palabras Clave: Estructuras colgantes, tensiones iniciales, inestabilidad aeroelástica.

Resumen. En este trabajo se realiza la modelación numérica de una pasarela colgante de 1 m de ancho, 8 m de alto y 88 m de largo destinada al uso de peatones y animales de arreo de pequeño porte durante la trashumancia en el norte neuquino. Se presenta la situación de escasa información acerca de la modelación y diseño de estructuras colgantes de uso peatonal y a su vez la búsqueda de un diseño sencillo y económico que pueda sortear las acciones del viento. La geometría que adopta el cable es parabólica y para su modelación se emplean elementos barra de tres dimensiones y de dos nodos que solo pueden transmitir tensiones de tracción. Estos se vinculan a los elementos viga, del tablero y torres, mediante elementos conectores los cuales no introducen restricciones rotacionales a los cables. Para incorporar al modelo la rigidez generada por el tesado de la estructura colgante es necesaria la introducción de tensiones iniciales a los cables. Se realiza el estudio dinámico de la estructura con el objetivo de evaluar los fenómenos de inestabilidad aeroelástica que caracterizan a este tipo de estructuras flexibles.

1 INTRODUCCIÓN

La Provincia de Neuquén busca ampliar la economía (Ley N° 2669, 2009) fortaleciendo la actividad agroindustrial, dentro de la cual se incluye la ganadería ovina y caprina. Siendo una de las líneas de acción la infraestructura disponible en los caminos de arreo utilizados durante la trashumancia. En este marco se diseña una pasarela colgante sobre el Río Agrio en el Paraje “La Y” la cual permitiría un tránsito seguro y apropiado para las personas y para los animales ovinos y caprinos.

En el presente trabajo se presenta un diseño sencillo de la estructura, se definen las cargas actuantes y sus combinaciones. Luego se desarrolla el modelo numérico con la introducción de las tensiones iniciales y se realiza el estudio dinámico. Por último se evalúa la inestabilidad aeroelástica y cómo influye en este tipo de estructuras y uso.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Dado que el Río Agrio contiene altas concentraciones de ácido sulfúrico en este tramo del cauce, se optó por diseñar una estructura colgante de modo que las pilas de la misma se situaran fuera del cauce, lo cual determinó una distancia libre entre las torres **L** de 88 m. Esta condición se verificó mediante el estudio hidrológico de la cuenca interviniente. El ancho de la pasarela **B** se limitó a 1 m a fin de asegurar que no fuera empleada por animales de mayor porte. En [Figura 1](#) se muestran las siguientes dimensiones de la pasarela:

Distancia entre péndolas **a**: 4 m.

Altura de la estructura por encima del terreno **h₀**: 2 m.

Distancia mínima entre el tablero y el cable principal **h₁**: 1 m.

Flecha de la parábola **h**: 5 m.

Altura total de las torres **H**: 8 m

El tablero y el cierre lateral se materializaron con metal desplegado de modo de obtener una estructura permeable al aire y que sea apto para la circulación de los animales. Para el tablero se optó por una malla de diagonal mayor de 25 mm, diagonal menor de 13,40 mm, espesor de 3,2 mm y un peso de 12 kg/m², hoja de 1 m x 2 m. Mientras que para el cierre lateral se definió una malla densa pero de poco espesor, con las siguientes características: diagonal mayor de 10 mm, diagonal menor de 5,5 mm, espesor de 0,7 mm y un peso de 3,5 kg/m², hoja de 1 m x 3 m.

En [Tabla 1](#) y [Tabla 2](#) se detallan las secciones adoptadas para los cables y elementos estructurales.

Cable	Diámetro [cm]	Marca / Norma	CMR [kN]
Cable principal y tensores extremos	3,18	Norma ASTM 586	854,00
Péndolas	0,60	Tesum	23,80
Tensores Inferiores	1,60	Tesum	169,00

Tabla 1: Secciones de los cables de la estructura

Elemento	Perfil	Sección [cm ²]
Viga	IPN 140	18,30
Travesaños tablero	IPN 80	7,60
Panel vertical	Cajón 2U200	64,4
Diagonales	L 2” x 1/4”	6,17

Tabla 2: Secciones de los elementos viga.

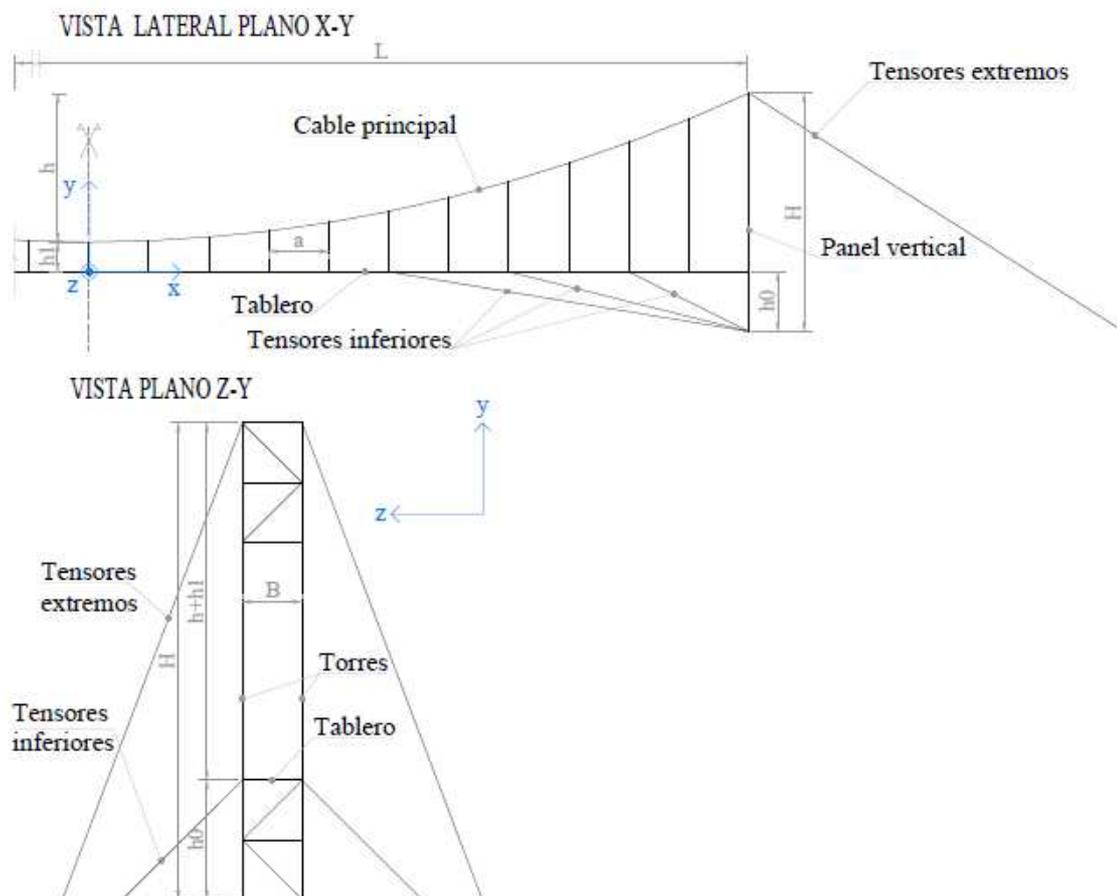


Figura 1: Geometría de la pasarela.

En la [Tabla 3](#) y [Tabla 4](#) se enumeran las propiedades de los materiales empleados.

Cable	ρ [kg/m ³]	E [MPa]	ν
Cable principal y tensores extremos	7850	165000	0,3
Péndolas	8372,09	160000	0,3
Tensores Inferiores	8324,05	160000	0,3

Tabla 3: Propiedades de los cables

Acero F24	
F _y [MPa]	235
F _u [MPa]	370
ρ [kg/m ³]	7850
E [MPa]	210000
ν	0,3

Tabla 4: Propiedades del acero F24

3 CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Los estados de carga considerados en el proyecto son las cargas permanentes, la acción de la nieve, la acción del viento y la carga de uso. Se resolvió no considerar la acción del sismo

debido a la baja categoría de la construcción y a la importante incidencia económica que conllevaría incluirla.

Las cargas permanentes (D) se asignaron a los elementos mediante el software de cálculo al definir la densidad ρ de los materiales, de acuerdo a [Tabla 3](#) y [Tabla 4](#). Se adiciona una carga de 100 N/m a cada viga correspondiente al peso del metal desplegado que materializa el tablero y el cerramiento lateral.

La carga de nieve (S) se considera como el 50% del valor reglamentario ([CIRSOC 104, 2005](#)) dado que el metal desplegado del tablero permitiría evacuar parte de la precipitación. La carga lineal aplicada a las vigas es 378 N/m.

Para el cálculo de la acción del viento (W), la reglamentación vigente ([CIRSOC 102, 2005](#)) considera a la estructura como flexible dado que su frecuencia natural fundamental es menor a 1 Hz ([Figura 3](#)) y según la sección 0 no cumple con las condiciones del campo de validez del método analítico. Bajo esta condición la reglamentación recomienda emplear bibliografía reconocida o remitirse al empleo del túnel de viento.

En la sección 6 se describen las distintas configuraciones que se evaluaron en busca de incrementar la rigidez del conjunto. Se concluyó que para lograr una mejora en el comportamiento aeroelástico de la estructura era necesario complejizar la sección del tablero. Como una de las premisas de diseño es que la pasarela debe ser simple y económicamente viable, se procedió a considerar el diseño de un plano reticulado con dos vigas principales constituidas por un perfil IPN 140. De todos modos se calculó la carga de viento mediante el método analítico a los efectos de considerar su influencia en la verificación de la estructura y se propone en una etapa superadora verificar la estabilidad aeroelástica mediante el uso del túnel de viento. En [Tabla 5](#) se muestran las cargas de viento F consideradas. Las cargas se aplican a la torre a tres alturas z diferentes respecto del nivel de emplazamiento de la estructura y en la viga se aplican a la mitad de la altura del perfil IPN 140. La dirección de las cargas de viento se considera en el sentido de escurrimiento del río. También se detalla la presión dinámica q_z calculada en cada caso.

	z	q_z	F
	[m]	[N/m ²]	[N]
Torre	5	917,96	530,5
	6	949,61	548,8
	7,50	991,82	573,2
Viga	2,07	917,96	338,9

Tabla 5: Presiones dinámicas y cargas de viento.

Como el uso principal de la pasarela es la circulación del ganado ovino y caprino, se consideró como carga de uso (L) la acción debida a la circulación de los animales. Dado que no se encontraron valores de carga de referencia, se realizó una estimación de la carga en base a estudios estadísticos de las características zoométricas de las especies mencionadas. Se adoptó como carga superficial el peso de dos animales de 38,9 kg en un área de influencia igual al ancho de la pasarela por el largo de un animal de 68,40 cm, resultando una carga lineal aplicada en las vigas de 570 N/m. Se consideró esta carga aplicada en toda la longitud de la pasarela. Como no hay reglamentación para pasarelas adoptar la carga de muchedumbre que utiliza vialidad nacional para los puentes sería excesivo e inadecuado por la ubicación y

uso de la estructura objeto de este trabajo.

Dado que la estructura está formada por perfiles laminados en caliente y por cables, es necesario evaluar combinaciones de carga que permitan verificar ambos tipos de elementos. Se emplearon los estados de servicio para verificar los cables, ya que los mismos se verifican con un factor de seguridad de 5 (IPH SAICF, 2011). A su vez con la verificación de las combinaciones de estados de servicio se garantiza preservar el uso, aspecto, mantenimiento y comodidad de los usuarios para un uso normal. Se evaluaron las combinaciones de cargas para los estados límites últimos para la verificación de los perfiles. En Tabla 6 y Tabla 7 se muestran las combinaciones de cargas empleadas (CIRSOC 301, 2005). Para las combinaciones de cargas de estados de servicio se consideró la carga de uso sin mayorar ya que la carga está aplicada en toda la luz y resultaría demasiado conservador. Además de las combinaciones de cargas reglamentarias en las combinaciones B6 a B11, se evalúan cargas en distintas posiciones del tablero con el objetivo de verificar la estructura bajo las condiciones normales de uso.

	Estados límites últimos
A-1	1,4 D
A-2	1,2 D+1,6 L+0,5 S
A-3	1,2 D+1,6 S+0,8 W
A-4	1,2 D+1,6 L+0,8 W
A-5	1,2 D+1,5 W+0,5 S
A-2	0,9 D+1,5 W

Tabla 6: Combinaciones de carga para estados límites últimos

	Estados de servicio
B-1	D+L+S
B-2	D+W
B-3	D+0,7 (L+S+W)
B-4	D+0,7 W
B-5	D+0,7 (L+S)
B-6	D+0,6 (L+S)+0,6W
B-7	La mitad de la carga de los animales de un lado
B-8	La carga de los animales en los tercios extremos
B-9	La carga de los animales en el tercio central
B-10	La carga de los animales en los dos quintos centrales
B-11	La carga de un animal de porte mayor (buey de 600 kg) a la mitad de la luz

Tabla 7: Combinaciones de carga para estados de servicio

4 MODELO NUMÉRICO

En la presente sección se detallan los elementos utilizados en la modelación de la estructura y se enumeran las consideraciones realizadas. Luego se describe cómo se modela el tesado de los cables mediante la introducción de tensiones iniciales. Para la modelación se empleó el programa de elementos finitos para propósitos generales Abaqus (Hibbit et al., 1998). El modelo se desarrolló en una planilla de cálculo dado que no fue posible introducir tensiones iniciales en el entorno CAE del software.

4.1 Obtención del modelo numérico

Los cables de la estructura se modelaron con elementos de barra tridimensionales de dos nodos. Los elementos de barra sólo pueden transmitir esfuerzos axiales en la dirección de su eje y estos se restringen a valores de tracción definiendo para los cables un material que no admite esfuerzos de compresión. Para el caso de las diagonales de los reticulados del tablero y de los paneles verticales se emplean elementos barra pero se admiten esfuerzos de compresión y tracción. Las torres, vigas y travesaños se modelan con elementos de viga tridimensionales de tres nodos.

Las uniones viga-viga se modelaron como un empotramiento perfecto, mientras que las uniones entre cables (cable principal-péndola) se modelaron como uniones dobles. Estas dos condiciones se generan por las características propias de los elementos involucrados. En la unión viga-barra ó viga-cable se empleó el conector “join” para poder establecer que la viga sólo le transmita al cable, los tres movimientos traslacionales en los planos X, Y y Z. Para generar el elemento conector es necesario crear el segundo punto del elemento, el cual corresponde al elemento barra, estos puntos se definieron a una distancia radial de 10 cm.

La vinculación de la estructura al terreno se efectuó mediante los cuatro apoyos de las torres y las conexiones del cable principal y de los tensores inferiores. En el primer caso se consideró un apoyo empotrado tridimensionalmente y para los cables se consideró un apoyo que restringe los movimientos en las direcciones de los tres ejes coordenados.

En [Figura 2](#) se presenta la geometría del modelo numérico obtenido.

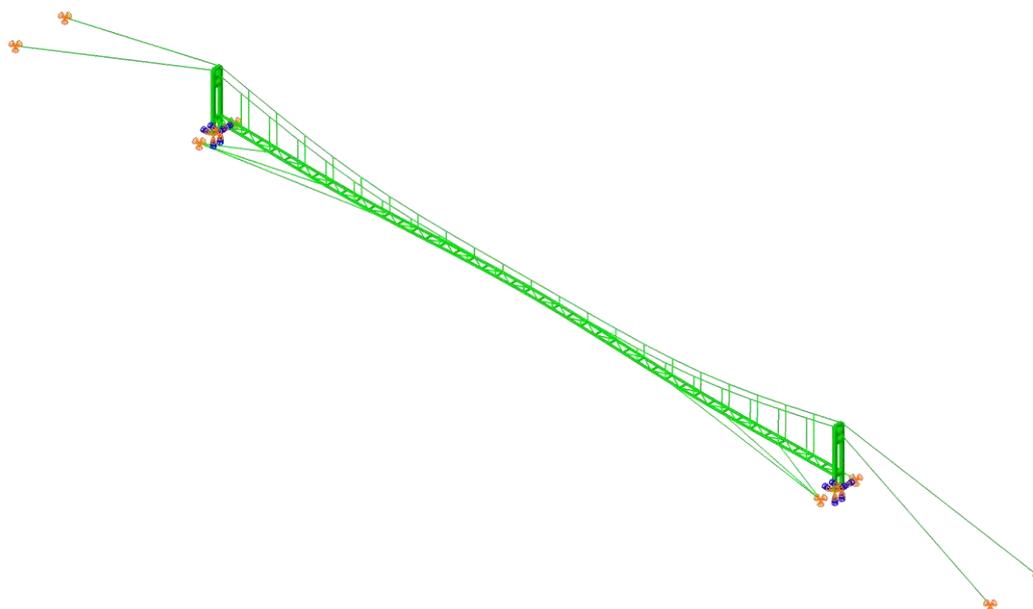


Figura 2: Modelo numérico

4.2 Introducción de tensiones iniciales

A fin de otorgarle al modelo la rigidez producida por el tesado de los cables, y de cumplir con las deformaciones máximas para los estados de servicio se introducen tensiones iniciales en el cable principal, péndolas, tensores extremos y tensores inferiores.

A partir del estado de cargas B5 de [Tabla 7](#) se realizó un proceso iterativo hasta obtener las tensiones iniciales en el cable principal, tensores extremos y péndolas que produzcan una deformación menor al desplazamiento vertical máximo, el cual se limita a $L/300$ (CIRSOC

301, 2005) igual a 29 cm.

Una vez incorporadas las tensiones iniciales antes descriptas se realizó otro proceso iterativo para obtener las tensiones iniciales de los tensores inferiores. Se adoptó una tensión inicial para los tensores inferiores de $5,53 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$, correspondiente al 0,5 % de la carga máxima de rotura del cable, que genera para la combinación B5 una deformación vertical hacia abajo de 23 cm. En el estado sin carga la pasarela presenta una contraflecha de 32 cm. En [Tabla 8](#) se realiza una comparación entre el modelo con la introducción de tensiones iniciales y del modelo sin considerar las tensiones de tesado. Se muestra la deformación máxima (U_2) para la combinación B5 y se indica la frecuencia fundamental (f_1), la cual es un indicativo de la rigidez de la estructura.

Modelo	f_1 [Hz]	U_2 máx [m]
Modelo con tensiones iniciales	0,65	-0,23
Modelo sin tensiones iniciales	0,27	- 0,74

Tabla 8: Comparación del modelo numérico con y sin tensiones iniciales.

5 ANÁLISIS DINÁMICO

Del análisis dinámico del modelo se obtuvieron las frecuencias naturales y los modos de vibración de la estructura. Los modos representativos del comportamiento dinámico del tablero de la pasarela son el modo 1 correspondiente al primer modo flexional vertical de 0,65 Hz y el modo 2 que es el primer modo torsional de 0,68 Hz. Estos se muestran en [Figura 3](#) y [Figura 4](#) respectivamente.

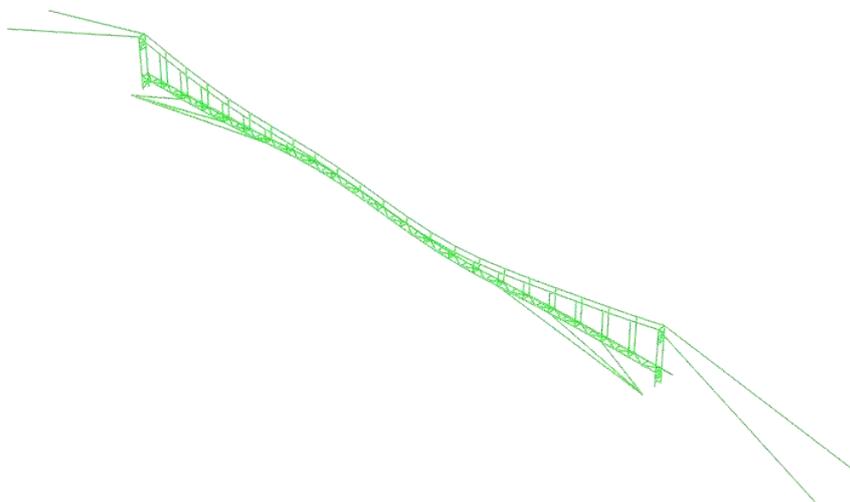
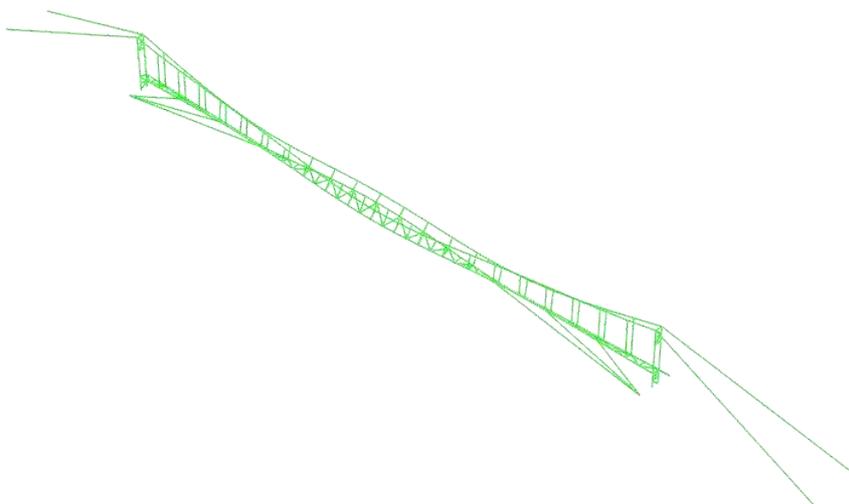


Figura 3: Modo 1 Flexional $f_1=0,65$

Figura 4: Modo 2 Torsional $f_2=0,68$

6 RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA

Luego de obtener el primer modelo de la estructura se observó que la misma era flexible, a pesar de la adición de la rigidez provista por las tensiones iniciales. En el presente capítulo se detallan las medidas que se evaluaron con el objeto de aumentar la rigidez del sistema estructural.

La posición de los tensores extremos se determinó luego de evaluar, para qué tendido del tensor, verificaba la sección del cable adoptado para el cable principal. Para esto se consideró a la estructura con tensiones iniciales tales que bajo la carga del peso propio y la sobrecarga (D+L) acusara una deformación vertical máxima de 28 cm. La posición de los tensores extremos se fijó en el sentido del eje Z con una separación de 3 m respecto de su respectiva torre y en la dirección X se evaluó un tendido a 15, 20 y 25 m respecto de la torre. Se obtuvo que el cable de 3,18 cm de diámetro sólo verificaba, para un factor de seguridad de 5, para el tendido de 25 m. Se observa que no varía la frecuencia fundamental para las distintas posiciones de los cables extremos.

Se analizaron configuraciones del tablero (Figura 5) variando las posiciones de las diagonales. No se observaron mejoras en la rigidez de la estructura dado que la frecuencia fundamental no se incrementó significativamente. Se adoptó un tablero con una diagonal en cada marco cerrado de acuerdo a Figura 6.

Para futuros análisis se sugiere evaluar el comportamiento de la estructura con una configuración distinta del sistema de cables con el objeto de mejorar el comportamiento frente a las cargas laterales de viento. Según (Gimsing et al., 2012) se puede adicionar a la estructura dos planos horizontales de cables de cada lado (Figura 7) ó modificar la trayectoria de los cables principales, inclinándolos hacia afuera (Figura 8). Por otro lado para mejorar la rigidez torsional del tablero se debe complejizar el tablero incorporando dispositivos aerodinámicos a la sección original (Marighetti et al.). Entre los que se puede mencionar a) agregar un cerramiento superior e inferior de la sección transversal, b) incorporar un dispositivo deflector en la viga de la sección con cerramiento inferior ó c) adicionar un dispositivo deflector en la viga de la sección con terminación en la parte inferior. Las tres soluciones se muestran en Figura 9 y contemplan un tablero no permeable al aire, con lo cual el tablero se debe materializar con losetas de hormigón, madera o chapa lisa, en lugar de emplear metal desplegado.

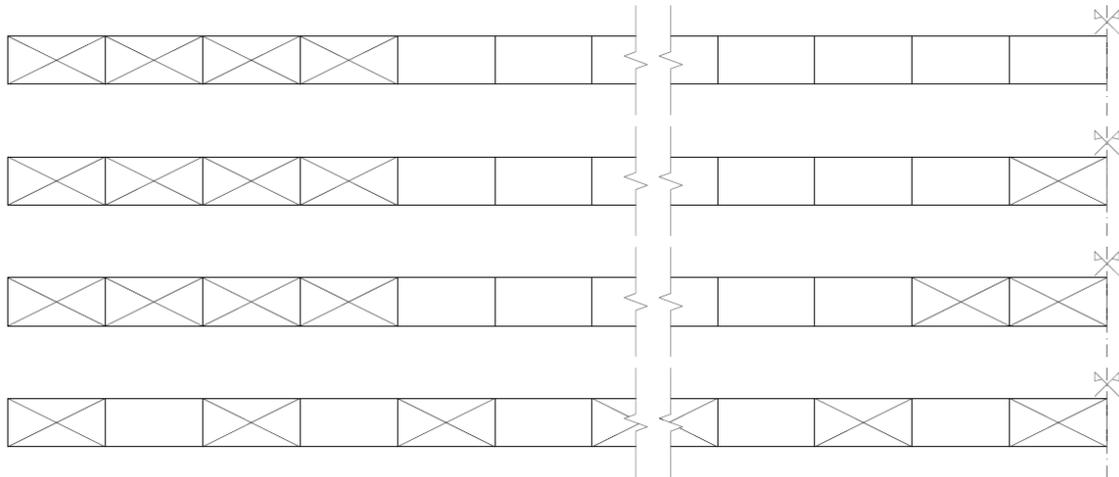


Figura 5: Configuraciones del tablero analizadas.

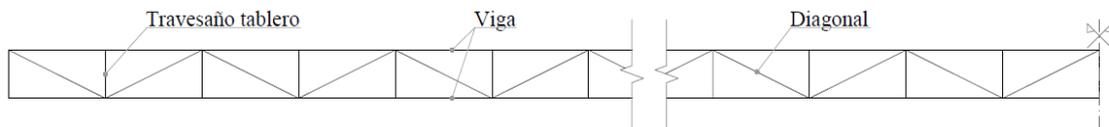


Figura 6: Configuración del tablero adoptada.

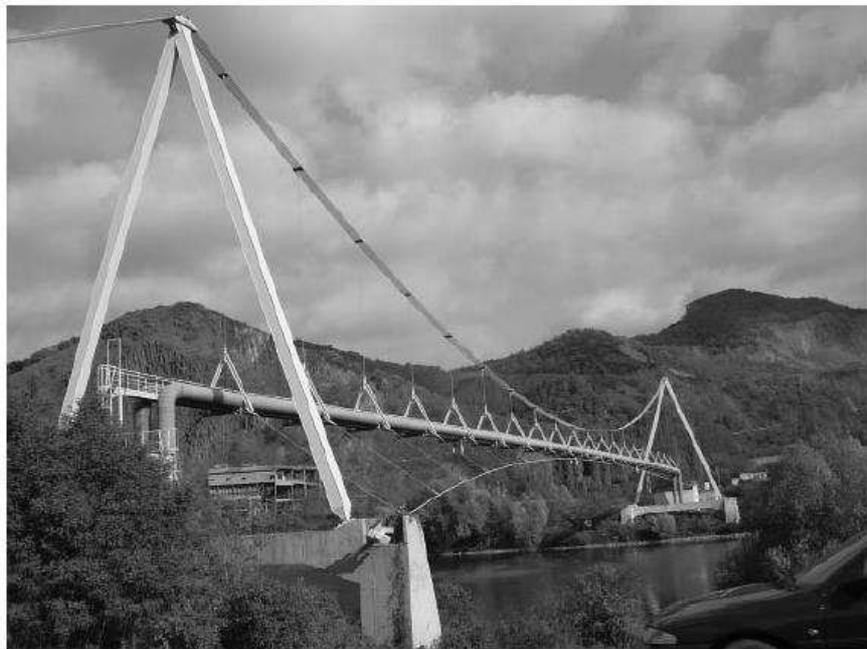


Figura 7: Puente de tubería a través del Río Labe en República Checa.



Figura 8: Puente de tubería a través del Río Danubio en Barbara.

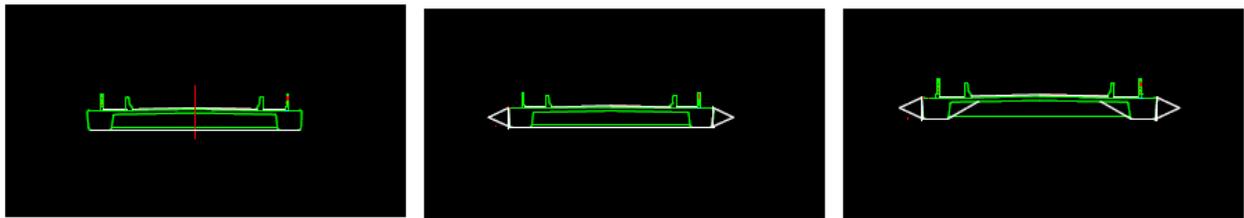


Figura 9: Dispositivos aerodinámicos agregados a una sección típica de un puente colgante.

7 INESTABILIDAD AEROELÁSTICA

Como se mencionó en la sección 3 la estructura es flexible, en la etapa de anteproyecto es necesario conocer de forma analítica si la estructura puede sufrir una inestabilidad aeroelástica frente a la acción del viento.

La interacción fluido-estructura puede dar lugar a fenómenos aeroelásticos, estos pueden tener carácter oscilatorio y ser crecientes en el tiempo, en cuyo caso dan lugar a inestabilidades aeroelásticas. Los fenómenos aeroelásticos que intervienen en el estudio de puentes (Gimsing et al., 2012) son los siguientes:

- Flameo (flutter): tiene lugar a partir de cierta velocidad crítica de viento, cuando las fuerzas que provoca el flujo de aire sobre el tablero de un puente, en combinación con los movimientos del propio tablero dan lugar a amortiguamientos negativos en la estructura. De modo que los movimientos del tablero se van amplificando hasta que, debido al elevado nivel de tensiones que alcanza el material, se produce el colapso. Este fenómeno involucra el acoplamiento de dos modos de vibración distintos, siendo normalmente los modos de flexión y de torsión. Por lo cual es de gran importancia diseñar la estructura de modo que las frecuencias propias de flexión y de torsión se encuentren lo más distanciadas posible. Para garantizar esto es determinante la relación

- entre la masa del tablero por unidad de longitud y la rigidez torsional del mismo.
- Galope transversal (galloping): genera movimientos de gran amplitud según la dirección normal al flujo de aire, con frecuencias menores a las que se producirían en el caso de desprendimiento de torbellinos. El fenómeno es importante en el diseño de cables de gran longitud en puentes atirantados.
 - Galope inducido por una estela (wake galloping): tiene lugar cuando existen dos obstáculos próximos de tal forma que uno de los cuerpos se encuentra en la estela del otro. Debido a la estela de torbellinos que genera el cuerpo aguas arriba del flujo de aire, el segundo cuerpo recibe una corriente incidente cuya intensidad y sentido variarán con el tiempo. Este fenómeno suele estar muy condicionado por las distancias entre dos tirantes consecutivos, empleando separaciones mayores a seis diámetros, el galope inducido se ve reducido considerablemente.
 - Bataneo (buffeting): corresponde al estudio de la influencia de la naturaleza turbulenta del viento, esto es, el efecto de las ráfagas u otras perturbaciones de la corriente, las cuales no han sido producidas por el obstáculo que las sufre.
 - Desprendimientos de torbellinos (vortex shedding): el fenómeno se debe a la separación del flujo del aire por la presencia de un obstáculo, en este caso el obstáculo es el tablero, y se caracteriza por el desprendimiento periódico de torbellinos de sentido de rotación alternado llamados vórtices de Von Kármán. Dicho desprendimiento genera fuerzas verticales de sentido alternado sobre el tablero, estas causan vibraciones verticales típicas de este fenómeno.

A continuación se muestra la evaluación de los fenómenos mencionados anteriormente.

- Flameo: se procede a calcular la velocidad divergente U_d de acuerdo a la Ec. (1).

$$U_d = \sqrt{\frac{2K}{\pi\rho}} \quad (1)$$

b	I_m	ρ	w_t	K_t	K	U_d
[m]	[kg.m ²]	[kg/m ³]	[Hz]			[m/s]
1	12,81	1,29	4,27	233,86	116,93	7,60

Tabla 9: Cálculo de la velocidad divergente.

Siendo:

b = ancho del tablero

I_m = momento de inercia de la sección transversal del tablero.

ρ = densidad del aire.

w_t = frecuencia angular torsional.

K_t = inercia torsional.

K = rigidez del resorte de un modelo dinámico de un tablero con su masa concentrada en dos esferas en sus extremos y sujetas de un resorte cada una.

De acuerdo a [Tabla 9](#) si el tablero experimenta una pequeña rotación desde su posición neutra, para una velocidad de 7,6 m/s la estructura sufrirá desplazamientos sin límites.

- Flameo acoplado: se evalúa la velocidad de flameo U_f de acuerdo a la Ec. (2).

$$U_f = U_d \sqrt{1 - \left(\frac{\omega_v}{\omega_t}\right)^2} \quad (2)$$

t	w _t	w _v	U _f
[m/s]	[rad/s]	[rad/s]	[m/s]
7,60	4,27	4,08	2,23

Tabla 10: Cálculo de la velocidad de flameo.

De la [Tabla 10](#) se observa que la velocidad flameo es menor que la velocidad divergente, sin embargo no se cumple que la frecuencia torsional duplique la frecuencia flexional, por lo cual es posible que a velocidades cercanas a 2,23 m/s ocurra el fenómeno de flameo acoplado.

- Desprendimiento de vórtices: la profundidad D es igual a la altura del tablero y resulta 0,14 m. Se considera para una sección IPN con una relación altura/ancho igual a 2 un número de Strouhal de 0,144. Al evaluar la ecuación del número de Reynolds y del número de Strouhal para las velocidades de viento probables en el lugar, se obtienen los valores de frecuencias de desprendimientos de vórtices mostrados en [Tabla 11](#). La frecuencia de desprendimiento de vórtices se obtiene de despejar de la Ec. (3), la cual expresa el cálculo de la velocidad crítica de desprendimientos de vórtices.

$$U_{cr} = \frac{f_v D}{S_t} \quad (3)$$

V	Re	f _s
[m/s]	[adim]	[1/s]
5	3,9E+04	5,14
10	7,8E+04	10,29
15	1,2E+05	15,43
20	1,6E+05	20,57
25	2,0E+05	25,71
30	2,3E+05	30,86
35	2,7E+05	36,00
40	3,1E+05	41,14
45	3,5E+05	46,29

Tabla 11: Frecuencias de desprendimientos de vórtices para distintas velocidades de viento.

Se puede observar que las frecuencias de desprendimientos de vórtices se encuentran muy alejadas respecto a las frecuencias naturales de la estructura. Por lo cual es un fenómeno que no se espera que pueda sufrir la estructura.

De la evaluación analítica de los fenómenos aeroelásticos se concluye que es probable que tengan lugar los fenómenos de flameo y flameo acoplado. Por lo cual no es adecuado emplear para el cálculo de las cargas de viento el método analítico ([CIRSOC 102, 2005](#)). Para evaluar las cargas de viento es necesario realizar un modelo a escala para ensayarlo por el método del túnel de viento y así evaluar el comportamiento fluido-estructura. En el proyecto de la pasarela se calculó la carga de viento con el método analítico para considerar su influencia en

la verificación de los elementos estructurales y fundaciones; y se considera que los resultados que involucran la carga de viento no son totalmente confiables. De todos modos se plantea un diseño permeable al aire resolviendo el tablero y el cerramiento lateral con marcos de metal y metal desplegado (sección 2). Así se evita interponer obstrucciones importantes al flujo de aire.

8 CONCLUSIONES

Se concluye que se obtuvo una estructura que cumple con las premisas de diseño, geográficas y de uso planteadas. Como resultado se obtuvo una estructura flexible y de comportamiento complejo frente al viento. Dado el bajo índice de importancia y la baja frecuencia de uso de la pasarela no se justifica complejizar el diseño del tablero con el objeto de que sea estable aeroelásticamente.

Si resulta superador profundizar el estudio del tablero para obtener una estructura con mayor rigidez torsional y mejorar el comportamiento frente a una corriente de fluido, es decir que sea estable aeroelásticamente. A su vez permitiendo que su construcción sea posible desde el punto de vista económico, constructivo y de accesibilidad al sitio. En caso de que no sea posible obtener un diseño que mejore dicho comportamiento será necesario evaluar el comportamiento de la pasarela con un ensayo en túnel de viento.

REFERENCIAS

- CIRSOC 102, *Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones*, 2005.
- CIRSOC 104, *Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y el Hielo sobre las Estructuras*, 2005.
- CIRSOC 301, *Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios*, 2005.
- Marighetti JO, Loredou-Souza AM y Natalini MB, Estudio experimental en túnel de viento de la acción dinámica del viento sobre tableros de puentes, Túnel de viento UNNE Resistencia - Chaco - Argentina y Laboratorio de Aerodinámica de las construcciones, Porto Alegre – Brasil, *Jornadas de Comunicaciones Científicas y Tecnológicas de la UNNE*, 2001 (<http://www.unne.edu.ar/unnevieja/Web/cyt/cyt/2001/7-Tecnologicas/T-018.pdf>).
- Gimsing NJ y Georgakis CT, *Cable Supported Bridges – Concept and design*, Third Edition, Wiley, 2012.
- Hibbit, Karlson & Sorensen, Inc. 1998, *Manual de Teoría, Abaqus*, Manuales Abaqus Version 6.6-4, 1998.
- IPH SAICF, *Cables de acero para uso general*, 2011.
- Legislatura de la Provincia del Neuquén, *Ley Provincial N° 2669 - Plan Productivo Provincial*, 2009.