

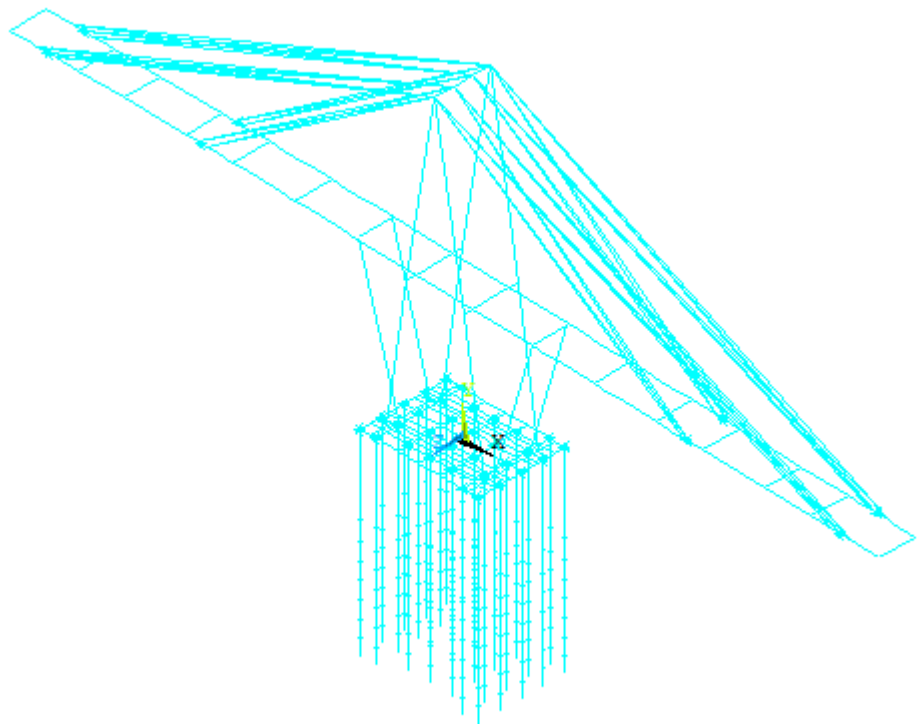
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

2018

# MODELACIÓN DEL IMPACTO DE BARCAZAS SOBRE EL PUENTE GENERAL MANUEL BELGRANO



Autores: Charytonow, Max – Cóceres, Eliana Mirta



*Universidad Nacional del Nordeste*  
*Facultad de Ingeniería*

TRABAJO FINAL

# **MODELACIÓN DEL IMPACTO DE BARCAZAS SOBRE EL PUENTE GENERAL MANUEL BELGRANO**

Autores: Charytonow, Max

Cóceres, Eliana Mirta

Tutor: Mg. Ing. Barrios D'ambra, Ricardo

## RESUMEN EJECUTIVO

El trabajo se titula “**Modelación del impacto de barcazas sobre el puente General Manuel Belgrano**”.

El objetivo de este es analizar la posibilidad de que el corrimiento actual que presenta parte de la estructura del puente se deba al impacto de barcazas sobre las pilas del mismo.

En el primer capítulo “**Introducción y antecedentes**” se cuenta brevemente la historia de esta superestructura, la cual inició su proceso de construcción en el año 1.968 y finalizó en el año 1.973, inaugurándose el 10 de mayo de ese año. Además, se especifica que el lugar de emplazamiento del mismo se da en la Ruta Nacional N° 16, uniendo a las provincias vecinas de Chaco y Corrientes, generando con su construcción un gran impacto en las economías y actividades de estas regiones.

También se detalla que este puente presenta una longitud total de 1.667 metros, contando con una calzada de 8,30 metros de ancho y pendiente máxima de 3%, y dos veredas laterales de 1,80 metros cada una. El mismo se encuentra dividido en tres tramos, uno central formado por dos semi-puentes suspendidos, los cuales son simétricos y se hallan vinculados en el vano central por uno simplemente apoyado, y dos laterales formados por puentes independientes tipo pórticos.

Luego, se realiza una descripción de la pila 5 y sus componentes, donde se centran los estudios debido al impacto efectuado en la misma.

Cabe destacar que el impacto mencionado anteriormente y el cual se analiza en este trabajo de modelación fue efectuado el día 8 de diciembre del año 1.996 por un convoy de 16 barcazas pertenecientes de Corumbá, Brasil y que los datos del mismo fueron brindados por Vialidad Nacional.

El semi puente suspendido perteneciente a esta pila tiene una longitud de 225 metros y un alto de 84 metros, considerado desde el borde superior del cabezal hasta la viga superior de torre de pila. El cabezal perteneciente a la misma, donde se produjo el impacto, tiene un lado de 25 metros perpendicular al eje del puente, y 33,2 metros en el sentido de este, además presenta una altura de 4,5 metros. Este cabezal une 32 pilotes de 1,8 metros de diámetro y 48,5 metros de altura media.

El segundo capítulo “**Características del río Paraná**” se centra en las particularidades que presenta el mismo, siendo uno de los más grandes y caudalosos del mundo y el más importante de la República Argentina.

Presenta caudales con valores medios máximos en los meses de febrero-marzo de 21.000 m<sup>3</sup>/s, y valores medios mínimos en los meses de agosto-septiembre de 13.000 m<sup>3</sup>/s. Además, se destaca que presenta crecientes muy importantes, principalmente en la margen derecha, es decir, en la margen chaqueña, ya que invade esta planicie con bastante frecuencia generando intensos estudios y análisis para defender a la población de la posibilidad de sufrir inundaciones cada cierto período de tiempo.

Se resalta que su característica de presentar significativas crecientes y bajantes son primordiales para las apariciones temporarias de bancos e islas, lo que obliga muchas veces a producir nuevos desplazamientos del canal de navegación.

También se fundamenta que la marcada diferencia de colores en las aguas de este río se debe a la gran influencia que presenta el río Paraguay en cuanto a carga sedimentaria suspendida.

El tercer capítulo “**Barcazas**” resume en primera instancia, las características y actividades que se realizan en la hidrovía Paraná-Paraguay, destacando que los productos transportados más importantes son los siguientes:

- Mineral de hierro.
- Tanino.
- Cemento brasilero a granel y en bolsa.
- Soja.
- Cereales.
- Combustible.
- Contenedores y automóviles.

Siendo mineral de hierro el producto que transportaban las embarcaciones que produjeron el impacto en estudio.

Se destaca que en esta hidrovía las barcazas actualmente más utilizadas son las tipo Mississippi, las cuales presentan un calado de 8 pies, siendo este último un dato importante a considerar para analizar las embarcaciones con posibilidades de circulación por este tramo del río Paraná, ya que el mismo tiene un calado de 8 a 10 pies habitualmente. Es por este motivo que las barcazas tipo Jumbo, cada vez más utilizadas en las distintas partes del mundo no podrían circular por este sector, ya que presentan las mismas dimensiones que las tipo Mississippi en cuanto a eslora y ancho pero cuentan con un calado mayor al permitido.

Luego, en este capítulo se describen las características generales que presentan las 16 barcazas en cuestión, siendo mencionadas las siguientes:

Manga = 10,68 m

Eslora = 61 m

Puntal = 3,96 m

Calado efectivo = 2,4 m = 8 pies

Velocidad transversal al eje del puente = 12 km/h

Velocidad paralela al eje del puente = 2,73 km/h

En el cuarto capítulo “**Método de cálculo y descripción del programa utilizado**” se describe en primera medida el método de elementos finitos, el cual utiliza el programa computacional ANSYS, empleado en este trabajo de modelación.

Este método consiste en una técnica de análisis numérico para la obtención de soluciones aproximadas, es decir que ofrece la posibilidad de discretizar un objeto en porciones más pequeñas, finitas, llamadas elementos, los cuales se encuentran vinculados entre sí a través de nodos.

Mediante la resolución de las incógnitas en los puntos de la malla, es decir en los nodos, y a través de las ecuaciones que definen el comportamiento de los elementos, en conjunto con las condiciones iniciales, se puede llegar al resultado global esperado. Se aclara que cuando se habla de mallar, se hace referencia al proceso de dividir el objeto de estudio en elementos, los cuales como se dijo antes se encuentran vinculados a través de nodos.

También se mencionan las aplicaciones actuales de este método:

- Cálculo de tensiones y deformaciones en sólidos y estructuras.
- Transferencia de calor.
- Mecánica de fluidos.

- Electromagnetismo.

Una vez explicado esto, se presenta y detalla el programa computacional ANSYS 18.2 Academic utilizado en la modelación.

El módulo del programa empleado permite la entrada de datos de dos maneras diferentes:

- Modo Batch: el programa puede leer una secuencia de comandos de un fichero preparado con anterioridad y ejecutarlos sin efectuar interacciones con el usuario en cuestión.
- Modo Classic: en este caso se trabaja de modo interactivo, entre programa y usuario.

Cabe destacar que el desarrollo de este modelado se trabajó con ambos sistemas, siendo inicialmente el modo Classic el que permitió avanzar con mayor celeridad, brindando una visual más intuitiva en cuanto al desarrollo de la geometría del modelo. Además, una de las ventajas del programa es que permite generar un fichero que puede ser ejecutado también, en el modo Batch. Por lo tanto, gracias a esto en una segunda instancia se trabajó sobre este último modo mediante la edición y redacción de diferentes comandos, enfocados en la introducción de datos y condiciones de borde.

A continuación, se detallan los elementos utilizados para la modelación con ANSYS, los cuales trabajan de forma unidimensional, es decir que son lineales en el espacio:

- Beam188: elementos tipo viga/barra, utilizados en gran parte de la estructura: dovelas, vigas, puntales, pilotes y cabezal.

- Combin14: elementos tipo resorte/amortiguador, utilizados para modelar el suelo, permitiendo cargar el coeficiente de balasto como valor de constante del resorte.
- Link180: elementos tipo cable/biela que solo admiten cargas según su eje, por lo tanto, fueron utilizados para modelar los tirantes, ya que los mismos son cables que solo soportan esfuerzos de tracción.
- Mass21: elemento masa nodal que puede ser aplicado en los nodos para atribuirles valores de masa.

También se debieron cargar en el programa las secciones de todos los elementos y las características de los materiales, como la densidad, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y de balasto.

En el quinto capítulo “**Análisis de velocidades e impactos**” se detallan los análisis estático y dinámico efectuados en el trabajo.

Para la realización del análisis estático se tuvieron que hallar primero las cargas estáticas equivalentes, que son aquellas que producen la misma respuesta de la estructura que la obtenida con la aplicación de las cargas dinámicas producidas por el impacto de las barcazas. Este análisis se utiliza en este caso como un primer paso para la determinación del comportamiento de la estructura frente a cargas fijas en el tiempo.

En este capítulo se especifica que la velocidad del convoy al momento del impacto, perpendicular al eje del puente era de  $12 \frac{km}{h} = 3,33 \frac{m}{s}$ , y paralela al mismo  $2,73 \frac{km}{h} = 0,76 \frac{m}{s}$ , por lo tanto para obtener las fuerzas estáticas equivalentes utilizando la expresión de Woisin:

$$P = V^{2/3} \times \frac{L^2}{1.100}$$

Siendo  $V$  la velocidad de la barcaza perpendicular o paralela al eje del puente, y  $L$  la longitud de la misma, se tiene:

$$\text{Fuerza de impacto frontal: } P = (3,33 \frac{m}{s})^{2/3} \times \frac{(61 m)^2}{1100} = 7,54 MN = 768 tn$$

$$\text{Fuerza de impacto lateral: } P = (0,76 \frac{m}{s})^{2/3} \times \frac{(61 m)^2}{1.100} = 2,8 MN = 286 tn$$

En este capítulo también se aclara que el análisis dinámico puede ser entendido como el estudio para la determinación del comportamiento de una estructura deformable, donde los efectos de amortiguamiento e inerciales, es decir, los efectos de la masa son significativos.

En el sexto y último capítulo “**Resultados y conclusiones**” se establece que a partir del análisis estático se tiene un corrimiento máximo perpendicular al eje del puente, en el extremo del lado chaqueño del tablero perteneciente a la pila 5, de 20 cm.

Para la realización del análisis dinámico se efectuaron a su vez, un análisis modal y un análisis transitorio. El análisis modal tuvo la finalidad de determinar las frecuencias de los diferentes modos de vibración de la estructura, y para esto se hallaron los primeros 15 modos de vibración de la misma. Además, se calibró el modelo comparando el modo 8 obtenido con el programa, y el obtenido y entregado por Vialidad Nacional mediante la realización de un ensayo.

Modo 8 de vibración obtenido con ANSYS: 1,0007 Hz

Modo 8 de vibración obtenido con ensayos: 1,01 Hz

Con el análisis transitorio, en cambio se puede determinar la respuesta de la estructura en estudio en cualquier instante de tiempo, bajo la acción de las cargas dinámicas. Para esto se

efectuaron también otros dos análisis, uno de vibración forzada no amortiguada, el cual dio un desplazamiento máximo de 32 cm en la misma sección mencionada anteriormente, y uno de vibración forzada amortiguada, el cual dio 24 cm, teniendo en cuenta un coeficiente de amortiguamiento de 2%.

Estos valores de corrimientos máximos fueron comparados con el valor de corrimiento observado, obtenido a partir de un informe de Vialidad Nacional donde se especifica que el ángulo de giro horario sufrido por el tramo isostático central ubicado entre los dos puentes suspendidos es de  $0,7^\circ$ , siendo entonces a partir de este dato, el desplazamiento en sentido antihorario, perpendicular al eje del puente, del extremo chaqueño del tablero perteneciente a la pila 5, de 13 cm.

En este último capítulo se detallan las dos posibles hipótesis que realiza el grupo, con respecto a la diferencia entre lo observado y lo modelado:

- Debido al impacto, los pilotes se deformaron realizando un empuje activo sobre la arena circundante, produciendo una oquedad entre la cara opuesta de los mismos y la arena, permitiendo que esta ingrese e impida regresar luego a los pilotes a su posición inicial.
- Debido a la plastificación parcial que pudieron haber sufrido los pilotes al momento de la colisión, soportando una deformación mayor a su capacidad de recuperación elástica, quedando así, en una posición distinta a la inicial.

Se menciona también, que el estudio de estas hipótesis mencionadas anteriormente escapan del alcance de este trabajo, dejando abiertas las posibilidades de futuros estudios o trabajos de modelación sobre los mismos.

Debido al corrimiento visto en el trabajo, se plantean dos posibles soluciones:

- Colocación de elementos metálicos cilíndricos en la unión del tramo isostático y el tramo perteneciente a la pila 5, evitando que se sigan sufriendo deformaciones en este lugar, y permitiendo solamente la rotación de estos tramos según su eje, trabajando entonces, como una rótula.
- Colocación de una viga a cada lado de la calzada, por debajo de la unión de los dos tramos mencionados antes, evitando que los mismos se descalcen frente a situaciones extremas. Se propuso para esto, una viga de alto variable y 2,58 m de largo, debiendo tener en cuenta que genera 8 Tn a cada lado del tablero.

Si bien estas soluciones no impiden que se generen impactos contra la estructura del puente, impiden que no colapse frente a los mismos.

Para evitar los impactos se propone estudiar y analizar la colocación de otro tipo de defensas, suplantando a los pontones flotantes utilizados actualmente.

## Índice

<b>Capítulo I</b> .....	3
<b>Introducción y antecedentes</b> .....	3
<b>Historia</b> .....	3
<b>Segundo puente Chaco – Corrientes</b> .....	4
<b>Etapas de construcción y características puente General Manuel Belgrano</b> .....	5
<b>Características del suelo de fundación</b> .....	17
<b>Análisis de las defensas flotantes existentes</b> .....	18
<b>Objetivos</b> .....	19
<b>Capítulo II</b> .....	20
<b>Características del río Paraná</b> .....	20
<b>Particularidades del río Paraná</b> .....	20
<b>Análisis de caudales en la sección correntina</b> .....	24
<b>Barcazas</b> .....	27
<b>Hidro vía Paraná – Paraguay</b> .....	27
<b>Características del tren de barcazas que ocasionó el impacto</b> .....	29
<b>Trayectoria de navegación de barcazas</b> .....	33
<b>Capítulo IV</b> .....	36
<b>Método de cálculo y descripción del programa utilizado</b> .....	36
<b>Introducción</b> .....	36
<b>Desarrollo histórico del MEF</b> .....	37
<b>Aplicaciones actuales</b> .....	41
<b>Presentación del programa computacional utilizado</b> .....	43
<b>Consideraciones para el modelado</b> .....	47
<b>Procedimiento</b> .....	48
<b>Capítulo V</b> .....	53
<b>Análisis de velocidades e impactos</b> .....	53
<b>Resumen estudios realizados anteriormente</b> .....	53
<b>Impacto ocurrido el 8 de diciembre de 1996</b> .....	53
• <b>Análisis estático:</b> .....	53
• <b>Análisis dinámico</b> .....	66
<b>Capítulo VI</b> .....	69
<b>Resultados y conclusiones</b> .....	69
<b>Resultados análisis estático</b> .....	69

<b>Deformaciones y solicitudes</b> .....	71
<b>Conclusiones</b> .....	81
<b>Soluciones propuestas</b> .....	83
<b>Anexos</b> .....	89

# Capítulo I

## Introducción y antecedentes

### Historia

El puente General Manuel Belgrano está situado sobre la Ruta Nacional N° 16, que une las provincias de Chaco y Corrientes y además es el primer puente argentino en sortear el río Paraná.

La construcción del mismo se produjo desde 1968 hasta 1973, donde tuvo lugar su inauguración el 10 de mayo de ese año. Las empresas que trabajaron en conjunto en esta obra fueron; Ferrocemento S.P.A de Roma, Humberto Girola S.P.A de Milán e Impresit - Sideco S.A de Buenos Aires.

Se debe tener en cuenta que esto generó gran impacto en las economías y actividades de las regiones, desarrollando una mejor comunicación y nexos entre las provincias del nordeste argentino.

Cabe destacar que este puente posibilitó una gran interacción entre las provincias vecinas nombradas anteriormente, permitiendo que las personas puedan vivir en una de ellas y tener sus actividades diarias en la otra.

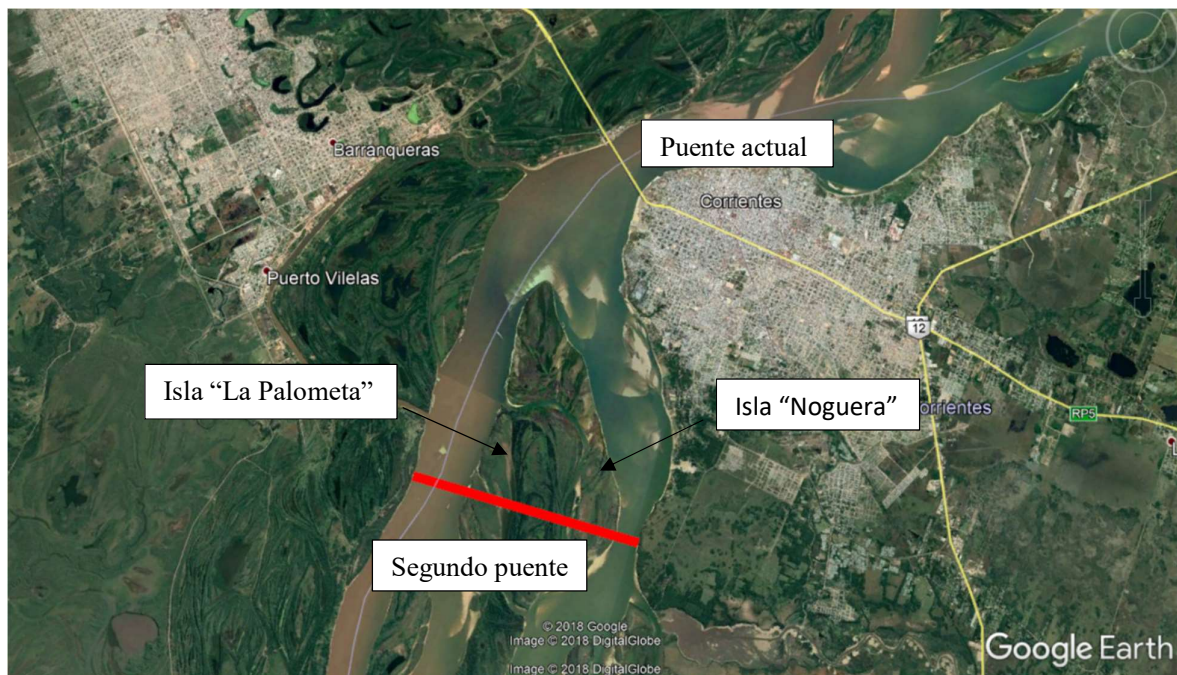
Por otro lado, se tiene en cuenta que no comunica solamente a estas dos provincias, ya que se lo considera parte de un corredor bioceánico muy importante, siendo de gran ayuda a la hora de comunicar a Argentina con países vecinos.

Hasta el día de hoy no existen vías alternativas cercanas, siendo la más inmediata el túnel subfluvial Paraná – Santa Fe, a más de 500 km aguas abajo.

## Segundo puente Chaco – Corrientes

Se estima que aproximadamente 27.000 vehículos lo transitan diariamente, lo que dificulta el tránsito en horas pico o en casos de accidentes ya que como se dijo anteriormente, es la única conexión terrestre en estos lugares.

Es por esto que está prevista la construcción de un segundo puente, aproximadamente a 9 km del primero aguas abajo, atravesando las islas “La Palometa” y “Noguera”. En la **Fig. 1** se puede apreciar la traza de su ubicación.



**Fig. 1.** Ubicación del segundo puente Chaco-Corrientes. (Fuente: Google Earth)

La construcción de este nuevo puente trata de evitar anomalías en el tránsito y de generar cierta rapidez y comodidad en los usuarios.

## Etapas de construcción y características puente General Manuel Belgrano

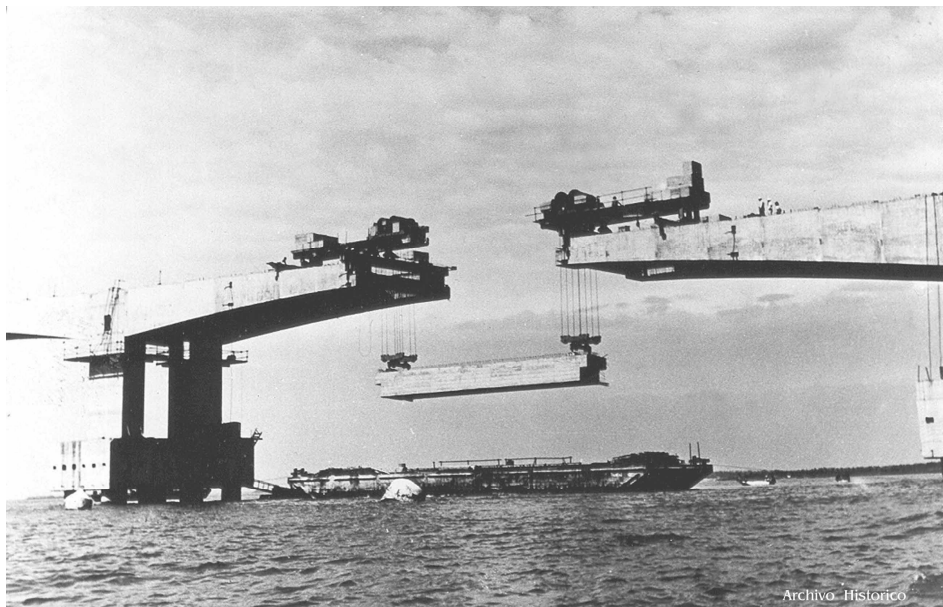
A continuación, se pueden observar imágenes de las distintas etapas de construcción del puente General Manuel Belgrano, pertenecientes al mes de junio del año 1972.



**Fig. 2.** Fotografía de los inicios de la construcción del Puente General Manuel Belgrano. (Fuente: *Vialidad Nacional*)



**Fig. 3.** Obreros trabajando en el hormigonado del Puente. *(Fuente: Vialidad Nacional)*



**Fig. 4.** Fotografía de la construcción del Puente General Manuel Belgrano. *(Fuente: Vialidad Nacional)*



**Fig. 5.** Fotografía de etapa más avanzada de la construcción del Puente General Manuel Belgrano.

(Fuente: <http://www.diarionorte.com/articulo/137168/se-cumplen-43-anos-de-la-inauguracion-del-puente-general-manuel-belgrano> )

El puente actual en estudio presenta una longitud de 1.667 metros, tiene una calzada de 8,30 metros de ancho, con una pendiente máxima de 3% y dos veredas laterales de 1,80 metros cada una.

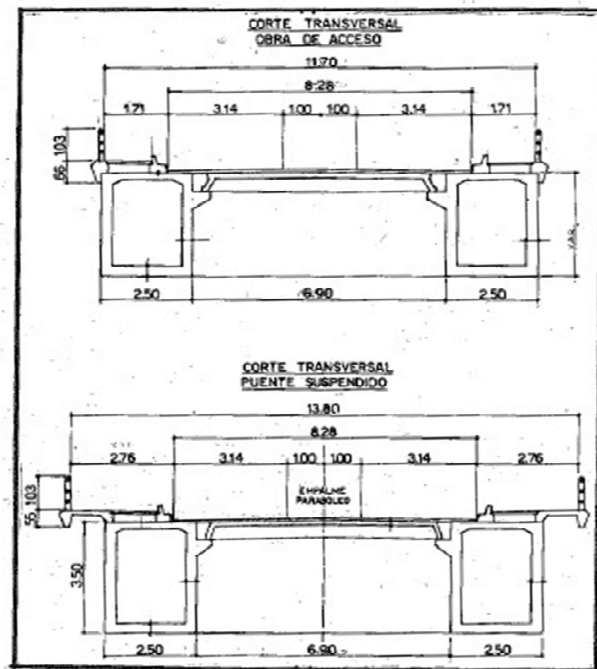
El mismo está dividido en tres tramos, uno central formado por un puente suspendido y dos laterales formados por puentes independientes. El puente principal consta de dos semipuentes atirantados simétricos vinculados en el vano central por uno simplemente apoyado.

La longitud de cada semipuerto es de 225 metros, siendo la separación entre ejes de las pilas principales de 245 metros; los puentes laterales están formados por pórticos de 82,5 metros entre pilas, formando nueve vanos en total en el lado perteneciente a la provincia del Chaco y tres del lado correntino.

A partir del cabezal de fundación las pilas centrales alcanzan una altura de 83 metros. Están formadas por torres en forma de “A” y puntales inclinados.

Las torres y los puntales están unidos mediante vigas transversales de gran rigidez, dicha unión se da en la parte superior de la pila y al nivel del tablero; al final de la pila convergen ocho grupos de tirantes u obenques que sustentan el tablero en voladizo, el cual se conforma por un conjunto de dovelas, es decir, un conjunto de vigas de secciones huecas ensambladas entre sí. Estos tirantes se encuentran anclados con una viga de anclaje que se ubica materializada en el interior de dichas dovelas.

En la **Fig. 6** se pueden observar las formas y medidas geométricas de las secciones transversales de la obra de acceso y del puente suspendido.



**Fig. 6.** Vistas de las secciones transversales. (Fuente: *Vialidad Nacional*)

El tablero como se puede observar en la **Fig. 7**, es de hormigón pretensado formado por dos vigas cajón de 3,50 metros de altura y 2,50 metros de ancho.



**Fig. 7.** Imagen del tablero del Puente. (Fuente: *Vialidad Nacional*)

El gálibo es de 35 metros a partir del nivel de agua correspondiente a crecidas extraordinarias, permitiendo esto, el paso de grandes embarcaciones aún bajo estas características del río Paraná.

Los puentes de acceso al puente principal suspendido están constituidos por 12 vanos de 82.50 metros de luz, correspondiendo 9 al lado chaqueño 3 al lado correntino.

En la **Fig. 8** se puede apreciar una imagen del puente Chaco-Corrientes, al momento en el que cruza al mismo por el canal de navegación, una embarcación con ocho barcazas.



**Fig. 8.** Fotografía del Puente General Manuel Belgrano, al momento del cruce de una embarcación.

(Fuente: <http://diarioepoca.com/371945/durante-dos-anos-se-reparara-la-defensa-del-puente-interprovincial/> )

La traza del puente que desemboca en Corrientes, lo hace en la zona urbana de la ciudad, mediante un viaducto y ramas de acceso de grandes curvaturas y pendientes, controlando siempre de cumplir con los valores admisibles tabulados en las diferentes normas de diseños viales. En cambio, en el lado chaqueño se tiene un acceso directo mediante terraplenes, puentes y viaductos. Este sector de la provincia se encuentra aproximadamente a 16 km de la ciudad de Resistencia.

Las fundaciones, excepto la pila 1 ubicada prácticamente en la costa de Corrientes, están constituidas por pilotes de 1,80 metros de diámetro, agrupados de a 8 en el caso de las pilas correspondientes al puente de acceso, y de a 32 en las correspondientes al puente suspendido. La longitud media de estos pilotes es de 48 metros y la máxima 60 metros.

En el **Anexo 1** se puede observar el plano N° 1 realizado en escala 1:2000, efectuado y entregado por Vialidad Nacional, de la estructura del puente en estudio completo.

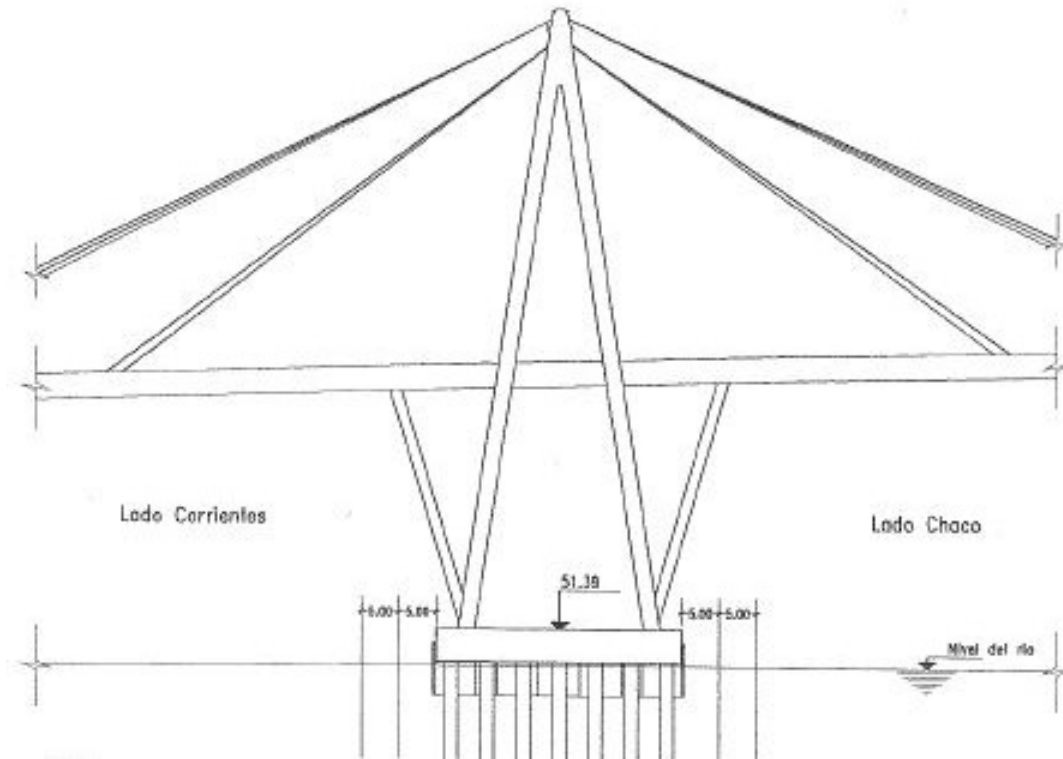
**Descripción de la pila 5, donde se centran los estudios debido al impacto efectuado en la misma, el día 8 de diciembre del año 1996.**

La pila 5 pertenece al lado correntino y en la **Fig. 9** se puede apreciar exactamente su ubicación.



**Fig. 9.** Ubicación de la pila 5. (Fuente: Google Earth)

A continuación, se puede observar en la **Fig. 10** la geometría de la pila 5.



**Fig. 10.** Geometría pila 5. (Fuente: *Vialidad Nacional*)

La fundación de esta pila está formada por 32 pilotes de 1,80 metros de diámetro, vinculados en su parte superior por un cabezal rígido macizo rectangular de 25 metros x 33,20 metros y 4,50 metros de altura. La cota de fundación de estos pilotes es  $-1,30$  metros, siendo  $+29,21$  metros la cota del fondo del lecho del río Paraná en el momento del impacto. Su longitud total es de 48,50 metros y su longitud efectiva de penetración en el lecho arenoso del río es 30,82 metros. Se debe tener en cuenta que estas medidas están referidas al 0,00 m de Corrientes, lo que equivale a 41,83 m IGM ó 42,39 m MOP.

En la **Fig. 11.** se especifican las profundidades de los diferentes estratos de suelo circundantes a los pilotes pertenecientes a la pila 5 y sus correspondientes valores de coeficientes de balasto, adoptados para la modelación.

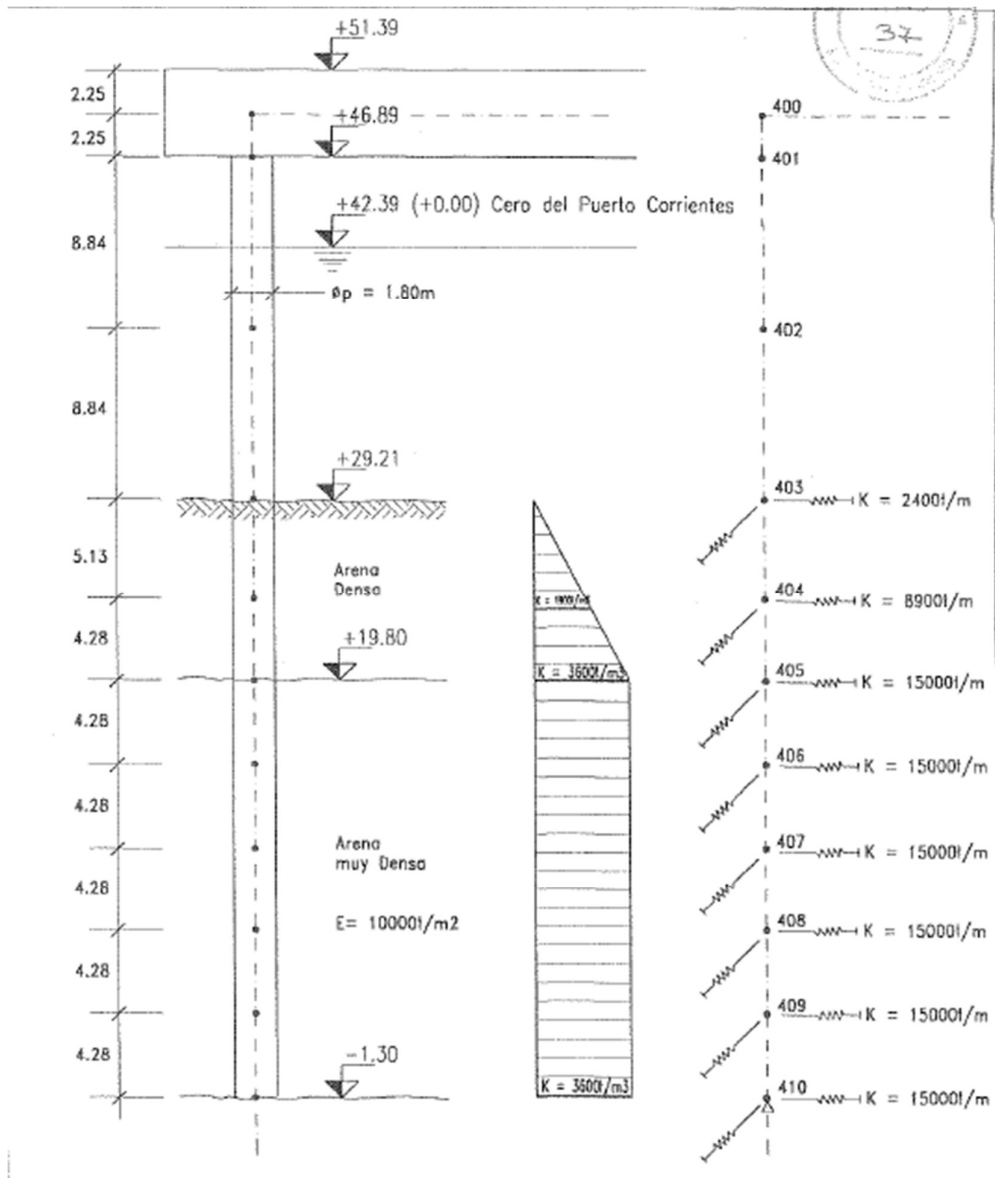
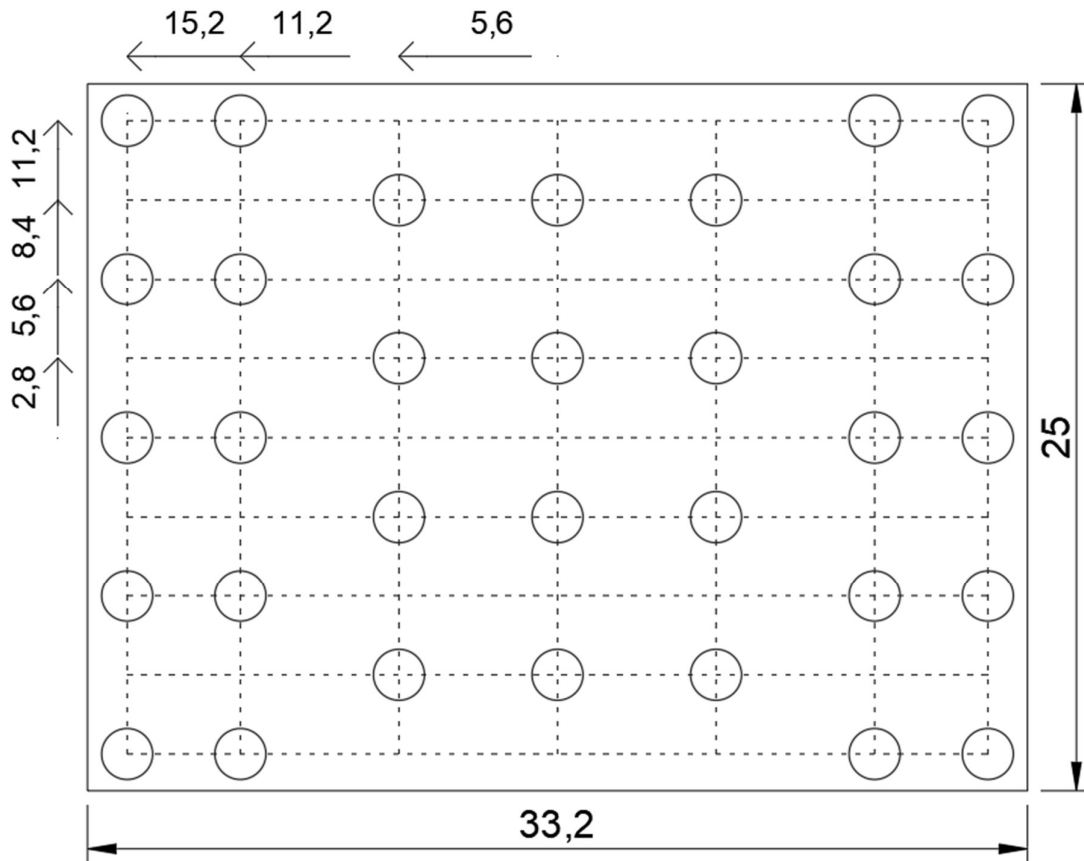


Fig. 11. Detalle de la profundidad y suelos pertenecientes a los alrededores de los pilotes de la pila 5. (Fuente: Vialidad Nacional)

Para la construcción de los mismos, se hincaba primero una camisa de acero de 2 metros de diámetro que servía también de guía para mantener el posicionamiento de los mismos. Luego, se introducía el primer grupo formado por elementos cilíndricos prefabricados de hormigón armado.

El tramo inferior de 3 metros de longitud tenía su extremo biselado y reforzado con una plancha de acero para poder así a continuación, colocar las camisas de 7,50 metros de longitud, 1,80 metros de diámetro externo y 1,56 metros de diámetro interno. Se unían ambos elementos por soldadura a través de un anillo solidario a la armadura de las camisas, recubriéndose toda la zona con mortero. La camisa de hormigón tiene una malla de armadura de 32  $\phi$  25 y estribos de  $\phi$  16.

En la **Fig. 12**, se puede apreciar la ubicación de cada uno de los pilotes situados en el cabezal de la pila de interés o pila 5.

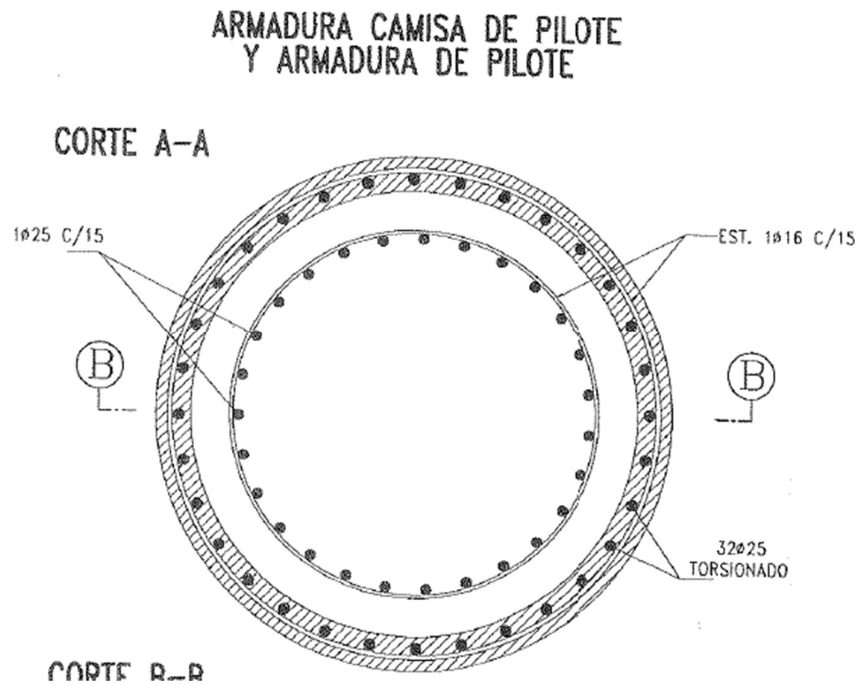


**Fig. 12.** Imagen de la ubicación de los pilotes en el cabezal de la pila 5. (Fuente: *Vialidad Nacional*)

Alcanzada la cota de fondo de la camisa de acero con el tren de camisas del pilote, se procedía a excavar el suelo alternadamente con turboperforadoras y luego se hincaba el tren de camisas a través de gatos hidráulicos de empuje vertical.

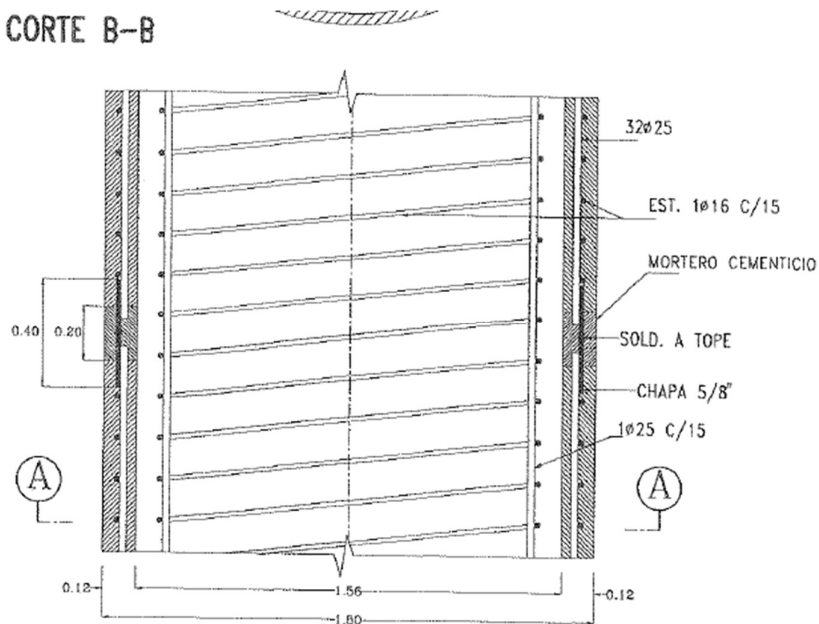
Luego, se hacía descender la armadura interna del pilote ( $\phi$  25 cada 0,15 metros), llevando ésta en su extremo inferior una célula de precarga que por medio de dos tubos de 2" de diámetro se conectaba a la cabeza del pilote.

En las **Fig. 13** y **Fig. 14** se pueden observar detalles de los pilotes mencionados anteriormente.



**Fig. 13.** Detalle de pilote de la pila 5. (Fuente: Vialidad Nacional)

### CORTE B-B



**Fig. 14.** Detalle de pilote de la pila 5. (Fuente: *Vialidad Nacional*)

Después de ubicada correctamente la armadura se procedía al hormigonado mediante plantas hormigoneras flotantes, bombas de impulsión, tolva y tuberías que se introducían hasta la parte inferior del pilote.

Una vez finalizado el hormigonado del conjunto de pilotes de una pila, se iniciaba la inyección lateral, se enviaba con tubos de 3/4" ubicados en la camisa de hormigón una lechada de cemento a presión para mejorar la adherencia entre el suelo y el fuste de los mismos. Pasado un plazo prudente de tiempo, asegurando el fraguado de la lechada se iniciaba la última fase constructiva denominada precarga, en la cual se inyectaba una mezcla de agua – cemento hasta la célula de precarga a través de tubos de 2" alojados en el relleno de hormigón, provocando de esta manera una precompresión al suelo de esa zona para mejorar sus propiedades.

Los cabezales de las pilas del puente atirantado fueron construidos por partes; primero se hicieron dos bloques laterales que agrupaban 10 pilotes cada uno y luego se completó la zona central apoyado en 12 pilotes. Las dimensiones del cabezal son; 33,20 metros x 25 metros y 4,50 metros de altura.

A continuación, se detalla un análisis sobre la pila 5:

**Tabla 1. Análisis peso propio pila 5. (Fuente: Vialidad Nacional)**

<b>Designación</b>	<b>Peso (Tn)</b>	<b>Coef. mayoración</b>	<b>Peso total (Tn)</b>
<b>Tablero, cargas distribuidas</b>	5.959,4	1,15	6.853,3
<b>Tablero, cargas concentradas</b>	1.766,3	1,15	2.031,2
<b>Torres de pila</b>	4.099,5	1,00	4.099,5
<b>Puntales de pila</b>	1.774,5	1,00	1.774,5
<b>Viga transversal superior de pila</b>	602,4	1,00	602,4
<b>Cabezal de pila</b>	9.337,5	1,00	9.337,5
<b>Paneles de revestimiento</b>	660,8	1,00	660,8
<b>Viga de encadenado</b>	41,2	1,00	41,2
<b>Pilotes</b>	9.873,4	1,00	9.873,4
<b>Peso propio total pila 5</b>			35.273,8

En el **Anexo 1** se puede observar el plano N° 2 realizado del detalle de las diferentes señalizaciones y objetos ubicados en el tramo del puente central o puente suspendido.

## **Características del suelo de fundación**

El manto superior de suelo corresponde a arenas densas a muy densas, incluyendo también una pequeña cantidad de suelo cohesivo de reducido espesor. El coeficiente de fricción de estas arenas fue estimado entre 20° y 25°.

La capa de suelo en donde apoyan las puntas de los pilotes son arenas uniformes, limpias y muy densas. Estos resultados fueron obtenidos a través de estudios realizados por Vialidad Nacional.

## **Análisis de las defensas flotantes existentes**

Actualmente se cuenta con ocho de estas defensas, consistentes en pontones fondeados con cadenas pesadas y fijadas al lecho del río con anclas de agarre tipo Danforth.

Este tipo de defensas tiene como objetivo disipar la energía cinética que producirían las embarcaciones al momento del impacto mediante esfuerzos pequeños y grandes desplazamientos, evitando así, que se produzcan grandes deformaciones en las pilas del puente.

Idealmente las defensas con pontones absorben las energías de impacto con los siguientes mecanismos:

- Deformación plástica del pontón y de la embarcación.
- inmersión o rotación del pontón.
- desplazamiento de la masa de agua que rodea al pontón.
- desplazamiento del conjunto anclas-cadenas.

Una importante desventaja de estos dispositivos es el mantenimiento constante que requieren los cables o cadenas de amarre nombradas anteriormente debido a la gran movilidad que presenta el fondo del río, produciendo el hundimiento del ancla y parte de la cadena recostada en el lecho, lo que podría producir la pérdida de la capacidad de desplazamiento del conjunto ancla-cadena, como también el poder de disipación de energía de todo el conjunto en estudio.

La relación de pesos entre la embarcación de diseño y el pontón debe ser de 2%, ya que la disipación de energía por deformación plástica en el choque es de un 2% de la energía cinética involucrada, siendo por lo tanto una fracción muy pequeña del total.

En las **Fig. 8** y **Fig. 9** se pueden apreciar en gran medida las formas y ubicaciones de estas defensas flotantes.

## **Objetivos**

El objetivo principal de este trabajo es efectuar el estudio de la posibilidad del corrimiento de parte de la traza del puente general Manuel Belgrano (Chaco – Corrientes) producto del impacto de un tren de barcazas sobre la pila 5 del mismo, efectuado el día 8 de diciembre del año 1996, analizando dos estados, uno estático y otro dinámico, comparando finalmente los resultados obtenidos con los datos de corrimientos actuales, brindados por Vialidad Nacional.

## Capítulo II

### Características del río Paraná

#### Particularidades del río Paraná

El Paraná es uno de los ríos más grandes o caudalosos del mundo y el más importante de la República Argentina. Su cuenca abarca la región más industrializada y desarrollada de Brasil y Argentina.

Este río, al ser uno de los más caudalosos presenta numerosos cambios de ubicación de su canal principal e islas.

Sus crecientes son muy importantes principalmente en la margen derecha, es decir, la margen chaqueña, ya que invade esta planicie con bastante frecuencia generando esto intensos estudios para defender a la población de catástrofes de inundaciones.

Durante los años 1982 y 1983 se produjo una crecida extraordinaria que afectó a ambas provincias vecinas, Chaco y Corrientes. En la sección de Corrientes, donde se ubica la pila 5 a estudiar en este trabajo, se alcanzaron valores de caudales del orden de los 60.000 m<sup>3</sup>/s superando ampliamente la marca histórica registrada en el año 1905 de 50.000 m<sup>3</sup>/s.

Por medio de un estudio de tesis de maestría sobre “Geomorfología y sedimentología del río Paraná en el área del segundo puente interprovincial Chaco-Corrientes” realizado por Manuel Rayano en el año 2003, se pudieron analizar ciertas características de este río en el sector requerido.

Estudiado el período 1904-1997 se pudo ver que el módulo del Paraná en Corrientes alcanzaba los 17.000 m<sup>3</sup>/s debido a la sumatoria de los caudales módulos del Paraná Superior de 12.400 m<sup>3</sup>/s en Posadas y Paraguay de 3.800 m<sup>3</sup>/s en Puerto Bermejo.

Los valores medios máximos del caudal en febrero-marzo en Corrientes son de 21.000 m<sup>3</sup>/s con mínimos en agosto-septiembre, contando con 13.000 m<sup>3</sup>/s.

Un estudio cronológico indica que desde los comienzos del siglo hasta los años 30 se mantuvieron las tendencias alrededor de un valor de caudal medio de 17.000 m<sup>3</sup>/s. Desde los años 30 hasta las décadas del 60/70 se observó una tendencia negativa ya que en la década del 60 se produjeron los caudales más bajos del siglo, promediando los 15.000 m<sup>3</sup>/s. A partir de ese entonces los caudales observados son cada vez mayores, presentando un promedio de 19.500 m<sup>3</sup>/s.

De análisis comparativos efectuados tomando la serie completa de valores (período 1904-1997) y parciales por período, se obtuvieron los datos siguientes, mostrados en la **Tabla 2.**

**Tabla 2.** Caudales mínimos, medios y máximos para distintos periodos analizados.  
(Fuente: Rayano, 2003)

Período (año)	Q anual medio (m <sup>3</sup> /s)	Q anual máximo (m <sup>3</sup> /s)	Q anual mínimo (m <sup>3</sup> /s)
1904 - 1997	17.202	38.726 (1983)	9.575 (1944)
1961 - 1997	18.441	38.726 (1983)	10.558 (1968)
1904 - 1936	16.836	25.373 (1905)	10.838 (1924)
1936 - 1974	12.080	21.711 (1966)	10.615 (1968)
1974 - 1997	19.807	38.726 (1983)	14.513 (1978)

Se debe prestar especial atención al caudal dominante, aquel que presenta un mayor trabajo de transporte de sedimentos y que por lo tanto efectúa mayores modificaciones geomorfológicas, determinando así la configuración y mantenimiento de los cauces. Se debe aclarar que no es el evento máximo que transporta mayor carga sólida sino que es uno menor pero que se presenta con más frecuencia, incidiendo en forma gradual acumulativa.

Además, en el trabajo mencionado anteriormente se calcularon estos caudales dominantes empleando el criterio de Schaffernak y la expresión de Engelund – Hansen para calcular la carga material de fondo, para la sección Corrientes, especificados en la **Tabla 3.**:

**Tabla 3.** Caudales medios y dominantes para distintos períodos analizados. (Fuente: Rayano, 2003)

Período (años)	Q medio (m <sup>3</sup> /s)	Q dom (m <sup>3</sup> /s)	H dom (cm)
01-01-04/31-12-20	16.185	18.489	3,88
01-01-21/31-12-31	18.106	21.550	4,61
01-01-32/31-12-69	15.464	15.424	3,10
01-01-70/31-12-80	16.860	18.315	3,84
01-01-81/31-12-90	21.490	24.467	5,43

Debido a las grandes crecidas del Paraná de los años 1983, 1992 y 1998 se debería efectuar un recálculo de estos valores.

Una importante característica a tener en cuenta es que en frente a la ciudad de Corrientes el río tiene un ancho de unos 1450 metros, manteniéndose sin mayores variaciones al menos desde 1958. La protección de las obras realizadas en la costanera correntina ayuda en gran medida a mantenerla.

Aguas abajo al estrechamiento del puente Chaco-Corrientes, el río deposita la carga que no puede transportar.

La formación de islas y bancos en este sector de estudio es muy frecuente, obligando a nuevos desplazamientos del canal de navegación. Se debe destacar que estos bancos pueden consolidarse y constituir islas bastantes perdurables, o desaparecer de un año a otro durante ciertas crecientes.

Los cambios morfológicos en el río, como la reducción de la sinuosidad, mayor superficie de bancos e islas, mejor definición del thalweg, etc, fueron afectados por la

disminución del caudal dominante durante las décadas del 30 al 60, con predominio de procesos de sedimentación frente a los de erosión.

Sin embargo, desde los años 70 debido a los mayores caudales dominantes prevalecieron procesos de erosión, de rápidos desplazamientos de islas hacia aguas abajo e incrementos en la sinuosidad.

Es de suma importancia aclarar que no siempre el canal de navegación sigue estrictamente la línea más o menos definida del thalweg. Muchas veces se deben realizar dragados y otras tareas de mantenimiento para poder asegurar la navegación.

Cabe aclarar que en la zona del puente General Belgrano, las embarcaciones deben pasar obligadamente por la zona de la estructura ubicada hacia la margen izquierda del puente principal (lado correntino), y luego retomar el canal principal ubicado en la margen derecha. Es decir, que se debe seguir una trayectoria oblicua, aumentando así el riesgo de impacto contra las pilas del puente ya que la inercia de las embarcaciones dificulta en gran medida las maniobras a realizar por las mismas.

Es muy importante estudiar y analizar la influencia de la vegetación sobre los bancos e islas del Paraná, ya que frenan el escurrimiento y favorecen la sedimentación de materiales finos.

Como ya se sabe, el río Paraguay presenta una gran influencia en cuanto a carga sedimentaria suspendida en el río Paraná, y es por esto que en la margen derecha o lado chaqueño de este último existe una marcada diferencia de colores en sus aguas, comparando ambos tramos del mismo.

## **Análisis de caudales en la sección correntina**

A partir del trabajo “Verificación estadística de la serie de caudales del río Paraná de los últimos años” efectuado por M. Gómez, J. Pilar, A. Ruberto, C. Depettris y G. Mendez se pudieron observar los distintos valores que tomarían los caudales en la sección correntina para distintos tiempos de recurrencia, teniendo presente para los análisis la crecida extraordinaria de los años 1982/1983.

Para la realización de dicho trabajo se contaba con una serie de datos de caudales diarios máximos anuales desde 1904 a 2016, pero se eligió trabajar con series modernas (Ver **Tabla 4.**), desde 1970-2000, 1970-2010 y 1970-2016, ya que se contaba con evidencias de que en los últimos 35 o 40 años se produjeron grandes cambios físicos en el sistema natural, como numerosas presas de embalses, deforestación, y por esto también, el drenaje de áreas pantanosas, entre otras cosas.

**Tabla 4.** Serie de caudales diarios máximos anuales. (Fuente: Gómez, 2017)

<b>Período</b>	<b>Q máx (m<sup>3</sup>/s)</b>
1970/1971	27.175
1971/1972	23.747
1972/1973	29.880
1973/1974	30.405
1974/1975	23.433
1975/1976	26.599
1976/1977	36.717
1977/1978	24.924
1978/1979	29.805
1979/1980	34.075
1980/1981	31.012
1981/1982	38.805
1982/1983	60.215
1983/1984	37.291
1984/1985	28.338
1985/1986	26.943
1986/1987	38.861
1987/1988	26.943
1988/1989	28.194
1989/1990	23.174
1990/1991	43.829
1991/1992	54.000
1992/1993	30.254
1993/1994	31.549
1994/1995	35.011
1995/1996	26.701
1996/1997	41.884
1997/1998	48.162
1998/1999	38.149
1999/2000	17.018
2000/2001	27.854
2001/2002	25.571
2002/2003	24.532
2003/2004	24.769
2004/2005	26.253
2005/2006	25.601
2006/2007	29.728
2007/2008	20.912
2008/2009	22.038
2009/2010	31.167
2010/2011	29.688

2011/2012	25.421
2012/2013	33.624
2013/2014	33.219
2014/2015	30.139
2015/2016	36.927

Los resultados obtenidos en este análisis fueron los expresados en la **Tabla 5.**:

**Tabla 5.** Valores de la variable ( $m^3/s$ ) para la serie moderna y para distintas recurrencias analizadas. (Fuente: Gómez, 2017)

Período	T=100 años	T=1.000 años	Distribución adoptada
1970-2000	68.532	96.335	GEV
1970-2010	66.402	100.037	GEV
1970-2016	62.884	90.305	GEV

Teniendo en cuenta la gran crecida producida en el periodo 1982/1983, con un  $Q_{m\acute{a}x}=60.215 m^3/s$  se tiene:

**Tabla 6.** Recurrencia para  $Q_{m\acute{a}x}=60.215 m^3/s$  de la serie moderna. (Fuente: Gómez, 2017)

Período	T (años)	Distribución adoptada
1970-2000	45,05	GEV
1970-2010	58,82	GEV
1970-2016	76,92	GEV

Otra cosa importante a tener en cuenta es la movilidad que presenta el perfil del fondo del lecho del río debido a las variaciones de la velocidad del agua, que en período de bajantes sedimentan el cauce principal y durante las crecientes erosionan el mismo hasta aproximadamente 6 metros de profundidad.

En el **Anexo 1**, se puede hallar el plano número 3 de batimetrías, realizadas por Vialidad Nacional en el año 2004. En el mismo, se encuentran las medidas en diferentes años, con sus correspondientes variaciones. Cabe aclarar que en este no se encuentra la batimetría perteneciente al año del impacto en estudio.

## Capítulo III

### Barcazas

#### Hidrovia Paraná – Paraguay

Con casi 3.500 kilómetros de extensión, entre puerto Cáceres (Mato Grosso do Sul, Brasil), hasta el puerto de Nueva Palmira (Uruguay), la llamada hidrovia Paraguay-Paraná, que atraviesa Argentina, Bolivia, Brasil, Paraguay y Uruguay, está próxima a convertirse en un centro logístico del sur. La superficie total de su área de influencia directa es de alrededor de 1,75 millones de km<sup>2</sup>, con una población de 17 millones.

En la ciudad de Posadas están preparando la actividad y puesta en funcionamiento de un nuevo puerto, conectándose con Brasil, Paraguay y Bolivia.

Además, es una ubicación estratégica para la exportación de productos de la Mesopotamia y para la llegada de materia prima para la industria.

Como se sabe, la hidrovia Paraná-Paraguay (ver **Fig. 15**) es una vía de comunicación vital entre el Noroeste Argentino – Paraguay – Sudoeste de Brasil, siendo los productos transportados más importantes los siguientes:

- Mineral de hierro.
- Tanino.
- Cemento brasilero a granel y en bolsa.
- Soja.
- Cereales.
- Combustible.
- Contenedores y automóviles.

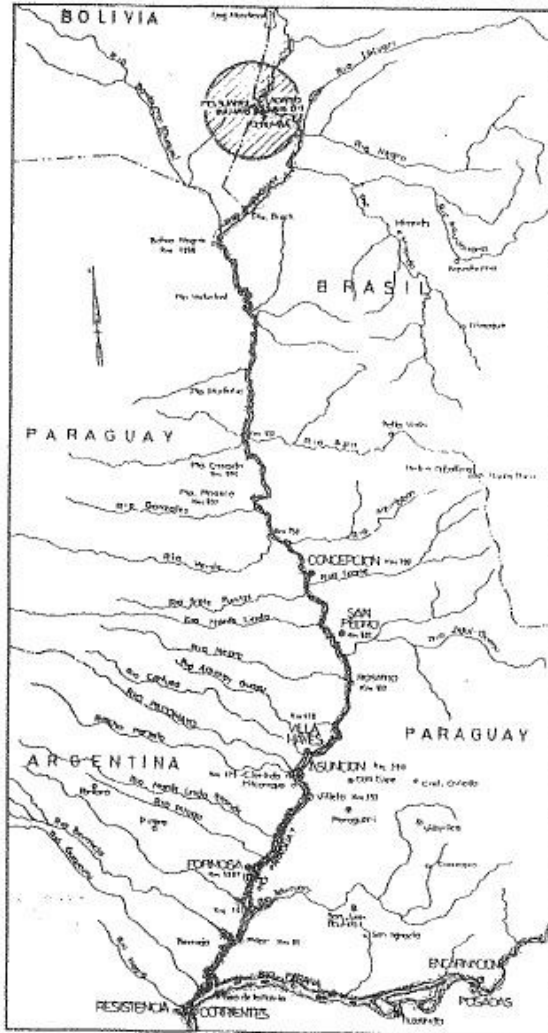


Fig. 15. Imagen de la hidrovía Paraná-Paraguay. (Fuente: Vialidad Nacional)

## Características del tren de barcas que ocasionó el impacto

El tren de barcas que ocasionó el impacto en cuestión el día 8 de diciembre de 1996 estaba formado por 16 barcas (ver **Fig. 2 y 3**).

En la **Tabla 7**, se distinguen dimensiones y capacidades de carga de estos trenes:

**Tabla 7.** Datos de barcas del impacto. (Fuente: Vialidad Nacional)

Barca	Calado	Eslora (m)	TAT	TAN
208	8'	59,47	464	440
217	8'	59,47	464	440
251	8'	59,55	504	479
252	8'	59,55	504	479
254	8'	59,55	504	479
255	8'08'	59,55	504	479
256	8'	59,55	504	479
257	8'	59,55	504	479
651	8'02'	61,08	517	491
652	8'02'	61,08	517	491
654	8'	61,08	517	491
655	8'	61,08	517	491
656	8'	61,08	517	491
657	8'	61,08	517	491
658	8'	61,08	517	491
659	7'10'	61,08	517	491

Siendo TAT el espacio interior total de la barca y TAN el espacio interior de la barca que se ocupa con material de transporte.

Dicha embarcación presenta una carga volumétrica de 7.682 m<sup>3</sup> y siendo la carga total declarada 19.119 Tn se puede observar que las barcas estaban prácticamente al máximo de su capacidad.

Estas barcazas presentan las siguientes características geométricas expresadas en la

**Tabla 8.**

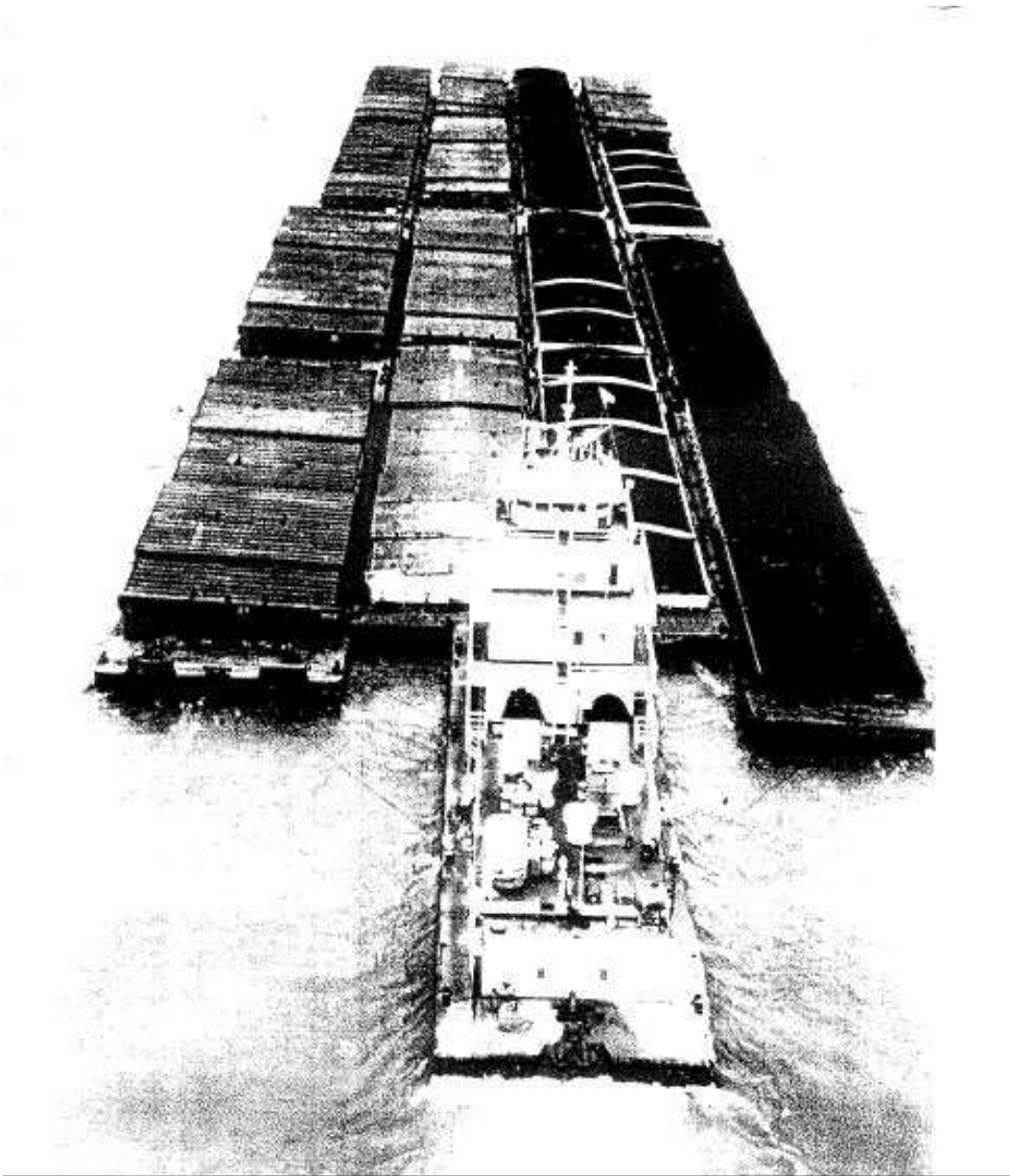
**Tabla 8.** *Características de barcazas que produjeron el impacto. (Fuente: Vialidad Nacional)*

<b>Manga (m)</b>	10,68
<b>Eslora (m)</b>	59,55 – 61,08
<b>Puntal (m)</b>	3,96
<b>Calado efectivo (m) – (pies)</b>	2,4 – 8

Además, en la **Tabla 9** se detallan las siguientes velocidades:

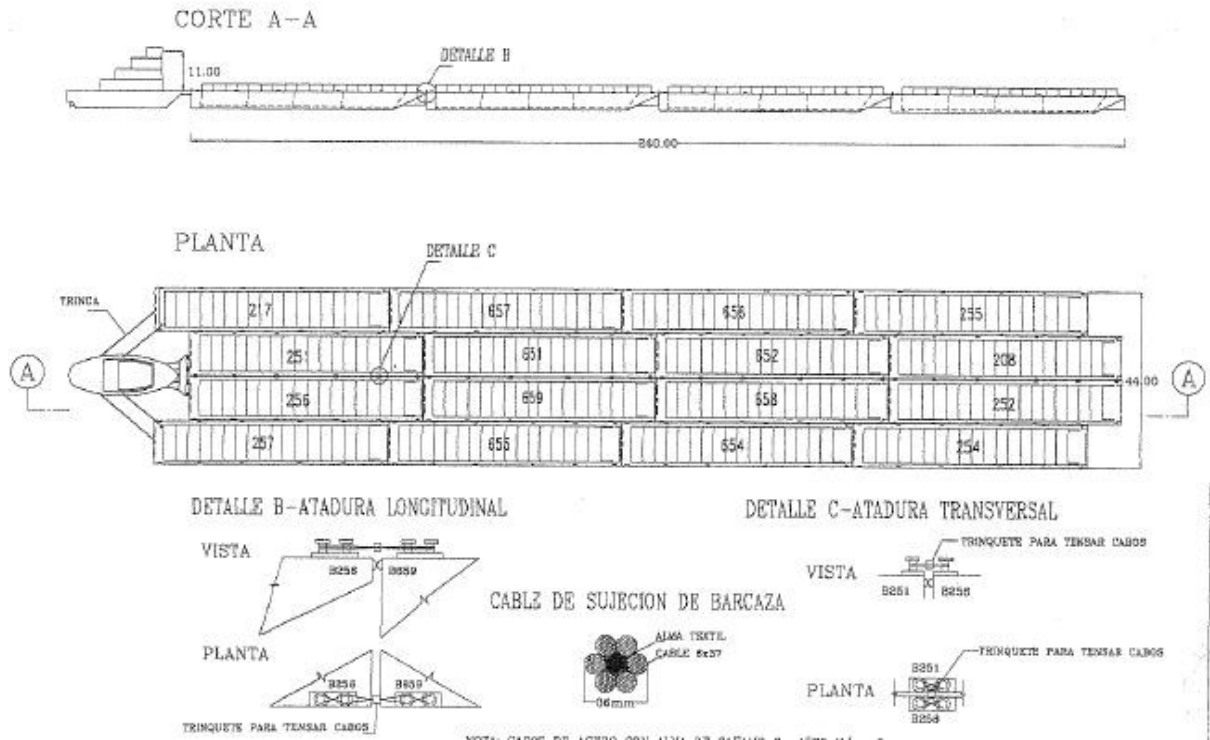
**Tabla 9.** *Características de barcazas del impacto. (Fuente: Vialidad Nacional)*

<b>Velocidad de desplazamiento media</b>	10 km/h – 2,78 m/s
<b>Velocidad de desplazamiento máxima</b>	20 km/h – 5,54 m/s
<b>Velocidad de la corriente</b>	8 km/h – 2,23 m/s



**Fig. 16.** Fotografía del tren de barcazas. (*Fuente: Vialidad Nacional*)

## TREN DE BARCAZAS



**Fig. 17.** Corte y planta del tren de barcazas. (Fuente: Vialidad Nacional)

Un dato relevante es que un convoy de 16 barcazas desplaza a 690 camiones de la ruta, evitando así, congestionamientos y accidentes en las mismas.

## Trayectoria de navegación de barcazas

A continuación, en la **Fig. 18** se puede ver la trayectoria que siguen habitualmente las embarcaciones en este sector del río Paraná.



**Fig. 18.** Imagen de la secuencia normal del tránsito de embarcaciones. (Fuente: *Vialidad Nacional*)

## **Actualidad**

Las barcazas actualmente más utilizadas en esta hidrovía son las tipo Mississippi, teniendo las mismas una eslora de 60 metros, un ancho de 15 metros y un calado aproximadamente de 8 pies.

Un dato relevante por considerar es que el río Paraná en esta zona presenta un calado de 8 a 10 pies habitualmente, lo que condiciona los tipos de embarcaciones con posibilidades de circulación en el mismo.

Además, un dato importante a saber es que en la primera década del 2000 aumentó significativamente la demanda china de materias primas y por lo tanto el número de embarcaciones que las trasladan, significando este crecimiento un auge para la industria fluvial de la región.

Este crecimiento mencionado anteriormente no solo se da en la parte de materias primas, sino en todo el volumen transportado, aumentando en gran medida la demanda año tras año, lo que genera la necesidad de optimizar las infraestructuras portuarias de todos los países involucrados en esta hidrovía, como también la posibilidad de promover la profundización del calado navegable.

Se estima que el transporte por la hidrovía puede llegar en los próximos tres años a los 20 millones de toneladas de producción agroindustrial y minera de Bolivia, Brasil y Paraguay, lo que sería traducido a valores actuales, un ingreso al país de 100 millones de dólares.

Es importante saber que ya no es posible circular con un tren de 16 barcazas, es decir con configuración 4 filas y 4 columnas, debido a los posibles accidentes o impactos provocados por las dificultades en la maniobrabilidad de los mismos. Por lo tanto, la configuración adoptada vigente es la de 4 filas y 3 columnas.

Sin embargo, en la actualidad son cada vez más utilizadas en las distintas partes del mundo las barcazas tipo Jumbo, las cuales presentan las mismas dimensiones que las tipo Mississippi, en cuanto a eslora y ancho pero con un calado mayor, lo cual imposibilita su manipulación en este sector del río Paraná en estudio.

## Capítulo IV

### Método de cálculo y descripción del programa utilizado

#### Introducción

El método de cálculo utilizado por el programa es el de elementos finitos, el cual consiste en una técnica de análisis numérico para obtener soluciones aproximadas.

Es de práctica común en el campo de la ingeniería resolver problemas complejos dividiéndolos en objetos de estudio de resolución más simples y a continuación reconstruir el sistema original. Este método opera de la misma manera, ofreciendo la posibilidad de discretizar un objeto en porciones más pequeñas, finitas, llamadas elementos, que se encuentran vinculadas entre sí a través de nodos y mediante la resolución individual de cada uno se puede llegar al resultado global. Se puede decir que dos nodos son adyacentes si pertenecen al mismo elemento finito y el conjunto de estos nodos, considerando sus condiciones de adyacencia, se denomina malla.

Cabe destacar que los cálculos se realizan sobre una malla de puntos, es decir, sobre los nodos. La realización de esta malla se efectúa con programas denominados “generadores de malla”, previamente al cálculo en una etapa llamada pre-proceso. Generar la malla es lo que se mencionó en el párrafo anterior, sobre como dividir al cuerpo en elementos finitos.

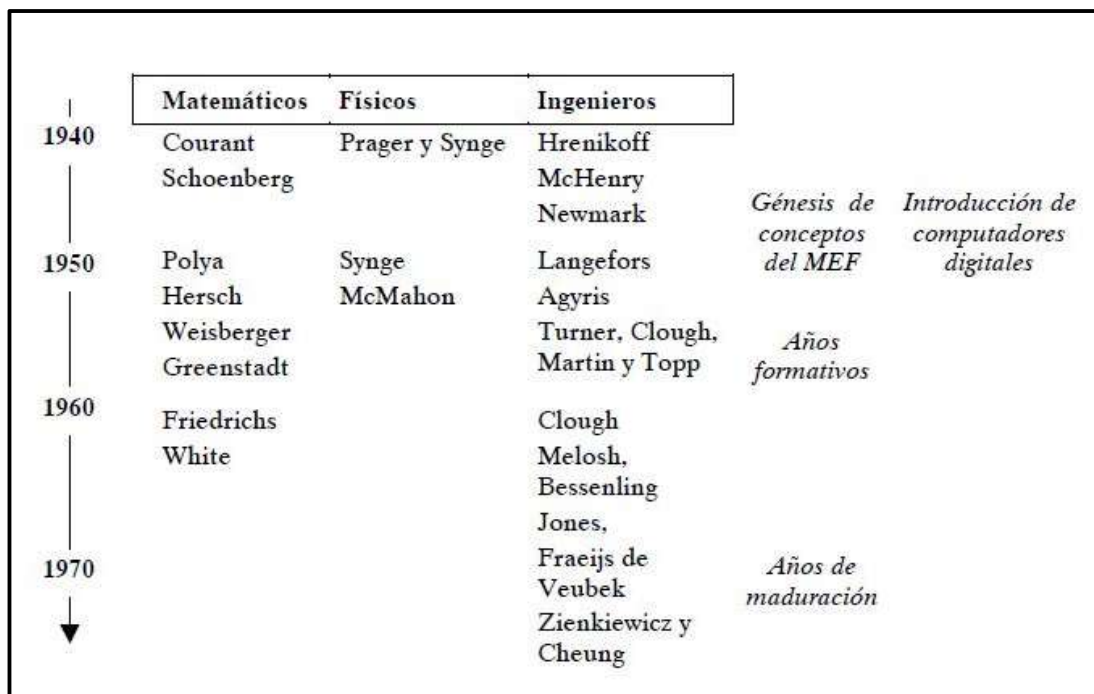
Las posibilidades de resolver ciertos problemas complejos en los campos de mecánica de medios continuos, mecánica de fluidos, campos electromagnéticos, entre otros, son prácticamente nulas sin la ayuda de los métodos numéricos, y más precisamente de los elementos finitos ya que es actualmente el método más utilizado.

Se debe tener en cuenta que cuanto menor sea el tamaño y mayor el número de elementos en una malla, la solución numérica converge rápidamente hacia los resultados más exactos posibles.

## Desarrollo histórico del MEF

El método evolucionó gradualmente con el paso del tiempo. Inicialmente las primeras ideas surgieron en la década del 40 de la mano de Courant.

A continuación, en la **Fig. 19**, se detallan los procesos históricos:



**Fig. 19.** Proceso histórico del MEF. (Fuente: *Apunte Estabilidad IV-Mód. II Facultad de Ingeniería - UNNE*)

En 1909 Ritz, desarrolló un método para aproximar la solución de problemas en mecánica de sólidos deformables, el cual consistía en buscar la aproximación del funcional de energía a través del uso de funciones conocidas y de coeficientes desconocidos, los cuales podían obtenerse resolviendo un sistema de ecuaciones, el cual a su vez, se sacaba a partir de

la minimización del funcional respecto de dichos coeficientes. La principal desventaja de este método era que las funciones debían satisfacer las condiciones de borde del problema.

No fue sino hasta 1.943 que Courant, mejoro el alcance del método de Ritz introduciendo funciones lineales definidas sobre regiones triangulares y tomando los valores de las funciones en los nodos como incógnitas, eliminando de esta manera la principal restricción del método de Ritz.

En 1.946, Schoenberg recomienda utilizar polinomios definidos de a tramos para aproximación e interpolación.

Al mismo tiempo, en la década del 40 el trabajo de los físicos Prager y Synge llevan a realizar una interpretación geométrica de los principios de mínimo de la teoría de elasticidad.

En la década del 50 otro físico, McMahon, resuelve un problema tridimensional utilizando elementos tetraédricos y funciones lineales en el campo de la electrostática.

En esta misma década, otros matemáticos como Polya, Hersh y Weinberger se valen de ideas similares a las que planteó Courant para estimar límites de valores propios y en 1.959 Greentadt divide un dominio en “células” asignando una función diferente en cada una y aplica el principio variacional.

Cabe mencionar que ya en 1.941 el ingeniero Hrenikoff propuso que el comportamiento de una placa continua puede ser similar, bajo ciertas condiciones, a un conjunto de elementos viga conectados entre sí por puntos discretos.

Con la introducción comercial de los computadores digitales a principio de la década del 50, diversos investigadores como Langefors y Agyris mediante publicaciones entre los años

1.954 y 1.955 reformularon el problema del análisis de estructuras a una forma matricial perfectamente adaptada al cálculo por ordenador.

En 1.956 Turner, Clough, Martin y Top modelaron estructuras de aviones mediante el ensamblado de elementos triangulares haciendo un avance conceptual importante en el método ya que hizo posible modelar de forma más realista estructuras bidimensionales y tridimensionales mediante el ensamblado de piezas similares.

Para este momento ya se habían amalgamados todas las partes necesarias, computadores por un lado, métodos matriciales y el concepto de elemento por otro, generando que los ingenieros reconozcan rápidamente que se encontraban ante una herramienta nueva, rápida y potente.

En el año 1.960 aparece por primera vez el nombre de “método de elementos finitos” de la mano de Clough.

Durante esta década se descubre la utilidad del método para resolver problemas de campo en general, tales como elasticidad, conducción de calor, magnetismo, etc. Aplicando siempre el mismo concepto, división del dominio y aproximación de la solución obteniendo resultados en puntos particulares llamados nodos.

Los trabajos publicados por Melosh y Besseling en 1.963 y el de Jones y Fraeijs de Veubeke en 1.964 mostraron que el MEF puede asemejarse al método variacional de Ritz utilizando funciones definidas por tramos.

Se observó entonces que si bien este método numérico tenía una aplicación práctica en la ingeniería, contaba también con su justificación rigurosa en la matemática.

En 1.965 Zienkiewicz y Cheung demostraron que este método es aplicable a todos los problemas que pueden ser definidos en forma variacional.

Entre la década del 50 y la década del 60, el MEF fue utilizado principalmente en aplicaciones estructurales a gran escala y fue recién a partir de esta última y hasta el final de la década del 70 que se difundió más allá del análisis estructural a otros campos de aplicación, principalmente por el hecho de utilizar computadoras para resolver grandes sistemas de ecuaciones.

En la década del 80 la investigación se centró en resolver problemas del tipo no lineal al contar con ordenadores más potentes, los cuales se venían desarrollando desde la década anterior, no solo en potencia sino también en alcance ya que cada vez era más común que cada persona pudiera contar con uno de ellos.

Al mismo tiempo, las técnicas se extienden por encima de los métodos variacionales para incluir residuos ponderados y principios de balance de energía globales, es decir, los algoritmos computacionales se refinan. Se dice que estos fueron los años de maduración del MEF.

## Aplicaciones actuales

- Cálculo de tensiones y deformaciones en sólidos y estructuras:

Cálculo lineal: Es un área muy desarrollada, tanto en los análisis estáticos como dinámicos. Se lo utiliza en la fase de proyecto o también en análisis del comportamiento de estructuras ya construídas. Se lo emplea mucho más por su rapidez en la obtención de resultados que por su costo en comparación con un estudio clásico a través de ensayos. Lamentablemente, la tendencia actual es la de reemplazar los ensayos en campo o laboratorio por modelados numéricos, perdiendo la noción y a veces dando por sentado la buena fidelidad de estos, sin tener en cuenta el proceso de calibración y validación que requiere cualquier método.

Ejemplos:

- Proyecto de elementos mecánicos (motores, bielas de bicicletas, etc).
- Estructuras complejas (puentes, muros de sostenimiento, etc).
- Estudio de vibraciones (acústica, ingeniería sísmica)
- Componentes en industria nuclear o aeronáutica.

Cálculo no lineal: como se sabe, la no linealidad es la responsable de comportamientos complejos, y es por esto que se requiere de profesionales más experimentados para su aplicación.

Ejemplos:

- Defensa (balística)
- Algunos procesos de fabricación (conformado de metales y vidrio)
- Componentes elastómeros (juntas de goma, soportes caucho-metal)

- Aplicaciones geotécnicas (comportamiento suelo-estructura)  
Seguridad a impacto de vehículos (análisis del comportamiento de paragolpes)

- Transferencia de calor (de mayor uso en ingeniería mecánica):

También se realizan análisis del tipo lineal y no lineal para casos dentro de esta área.

- Mecánica de fluidos:

El análisis más extendido es del tipo lineal.

Ejemplos:

- Flujo en medios porosos.
- Dispersión de contaminantes.

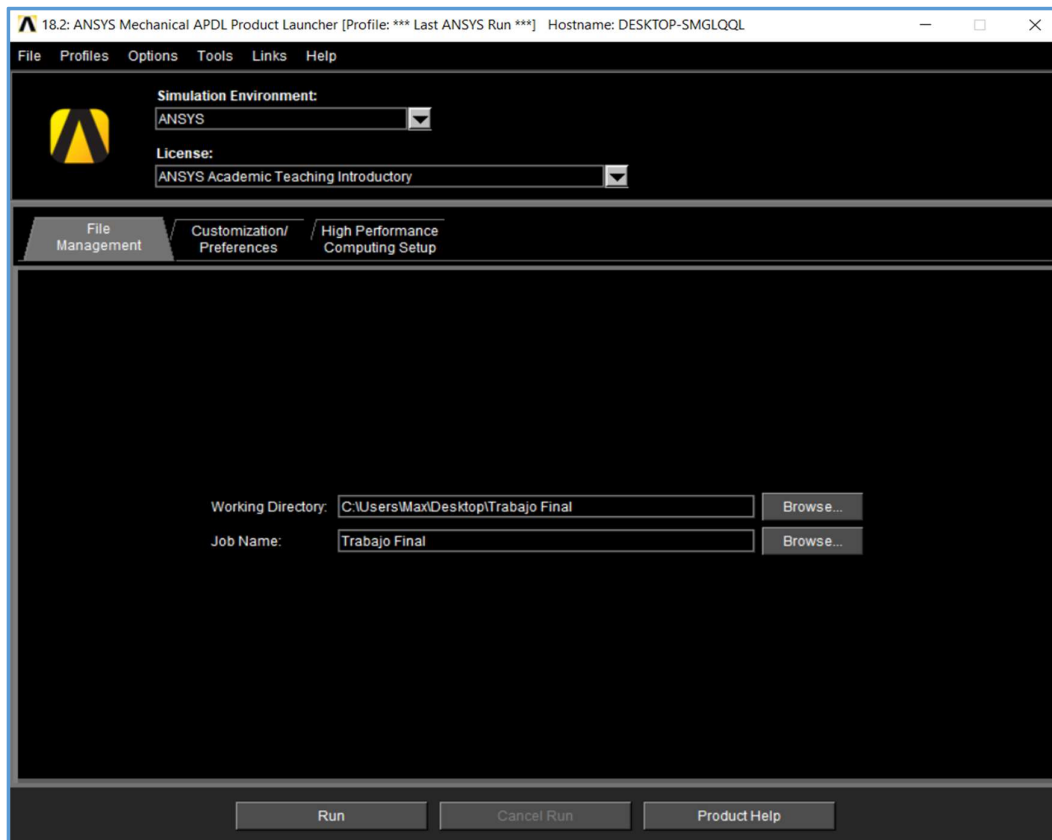
- Electromagnetismo

## **Presentación del programa computacional utilizado**

Para este trabajo de modelación se utilizó el programa ANSYS versión 18.2 Academic. En primera medida, se aclara que el hecho de que sea una versión académica (Academic) implica que el programa restringe la cantidad de nodos a emplear en el modelo a un valor de 1.000. Como segunda aclaración, se hace una distinción en cuanto al módulo de Ansys empleado, en el caso del presente trabajo, se utilizó el APDL el cual es un acrónimo de Ansys Parametric Design Language (Lenguaje Paramétrico de Diseño de Ansys). También se lo conoce como la versión clásica, ya que con el paso de los años en que la firma se encuentra en el mercado fue mejorando su producto, teniendo hoy en día una alternativa de trabajo aparte mucho más indulgente con el usuario conocido como “Workbench”.

El módulo empleado permite la entrada de datos de dos diferentes maneras:

- **Modo Batch:** el programa puede leer una secuencia de comandos de un fichero preparado con anterioridad y ejecutarlos sin efectuar interacciones con el usuario en cuestión.
- **Modo Classic:** en este caso se trabaja de modo interactivo entre programa y usuario.



**Fig. 20:** Product Launcher. (Fuente: Ansys APDL)

Antes de poder realizar algún modelo con el programa, es conveniente crear un proyecto, para ello se utiliza la ventana mostrada en la **Fig. 20.**, que permite al usuario crear una carpeta en donde guardar todos los archivos y ficheros generados sin importar la modalidad de trabajo escogida.

En el desarrollo del modelado se trabajó con ambos sistemas. Inicialmente se utilizó el modo Classic, el cual permitió avanzar con mayor celeridad y una visual más intuitiva en cuanto al desarrollo de la geometría del modelo. Cabe mencionar que a medida que uno avanza, el programa da la opción de generar un fichero que luego puede ser ejecutado en el modo Batch.

Así, una vez avanzado el modelado, se tomó dicho fichero y se trabajó sobre el mismo mediante la edición y redacción de diferentes comandos, ahora más bien enfocados a la introducción de datos y condiciones de borde que el programa interpreta y ejecuta en la generación del modelado de la misma forma que si se hubiera seguido trabajando con el sistema Classic.

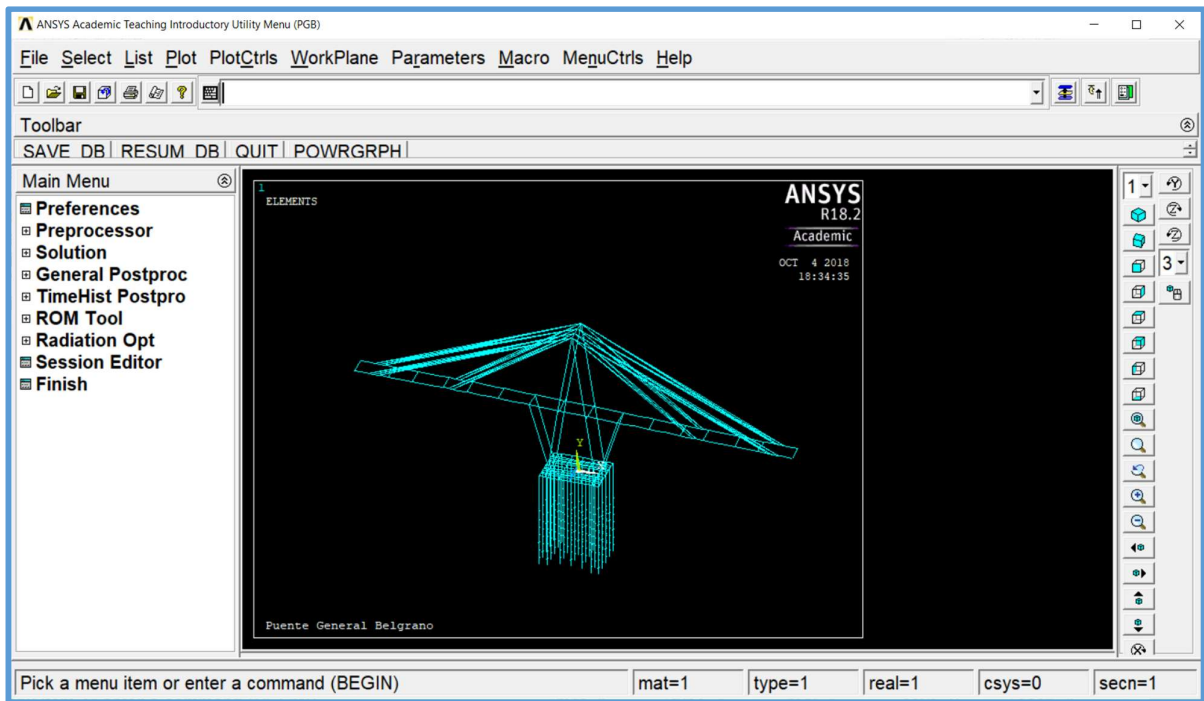
Al iniciar el programa se puede ver en la parte izquierda de la pantalla, el menú principal donde se encuentran los módulos correspondientes a la generación del modelo (preprocessor), la solución propiamente dicha (Solution) y el análisis y procesamiento de los resultados (General postprocessor). En caso de optar por trabajar con el sistema clásico se interactuaría principalmente con estos módulos.

En la barra superior de la ventana se pueden ver diferentes menús, de donde se puede acceder a herramientas de ayuda para el desarrollo del modelo, también se puede acceder a la ventana de ayuda (HELP) que ofrece información y lineamientos sobre la utilización del programa y sus diferentes funciones. En este sector también se puede acceder al modo Batch, mediante la opción de leer un fichero, lo cual permite ejecutar un modelado sin tener que acceder a los módulos mencionados anteriormente.

Debajo del menú de utilidades se puede ver una celda para el tipeo de comandos, la cual permite escribirlos para acceder a cualquiera de las funciones mediante los menús, y a su vez, son los comandos que se escriben en los ficheros cuando se ejecuta el modo Batch, es decir, que cada acción que se haga en el programa genera un comando, o a la inversa, puede ser generada por uno.

El otro elemento importante es la pantalla gráfica, que sería la plataforma de trabajo y es donde se visualiza el modelo, ya sea mediante su desarrollo o interpretación en cualquiera de las dos modalidades de trabajo antes descritas.

A estas características mencionadas anteriormente, se las puede ver en la **Fig. 21**.



**Fig. 21:** Ventana de trabajo del modo Classic. (Fuente: Ansys APDL)

## Consideraciones para el modelado

En cuanto al modelo del puente General Manuel Belgrano, se empleó elementos tipo viga que trabajan de forma unidimensional, es decir con ecuaciones lineales, pudiéndose emplear dos nodos por elemento a diferencia de elementos triangulares que mínimo necesitan un valor de tres nodos y serian elementos de un orden superior, conocidos también como superficiales.

Este tipo de elemento da el poder de modelar en su totalidad el puente en cuestión sin exceder el número de nodos máximo que permite la licencia otorgada por la versión académica de Ansys.

Teniendo en cuenta el proceso de cálculo que debe hacer la computadora al resolver el modelo, si se trabaja con elementos simples se pueden obtener resultados en menor tiempo, otorgando la ventaja de que al haber un error, o la necesidad de ajustar algún valor en los datos ingresados se puede obtener una respuesta en cuestión de minutos y por consiguiente actuar a tal efecto sin necesidad de una larga espera que puede ser de horas o días, si en caso contrario el cálculo fuera manual.

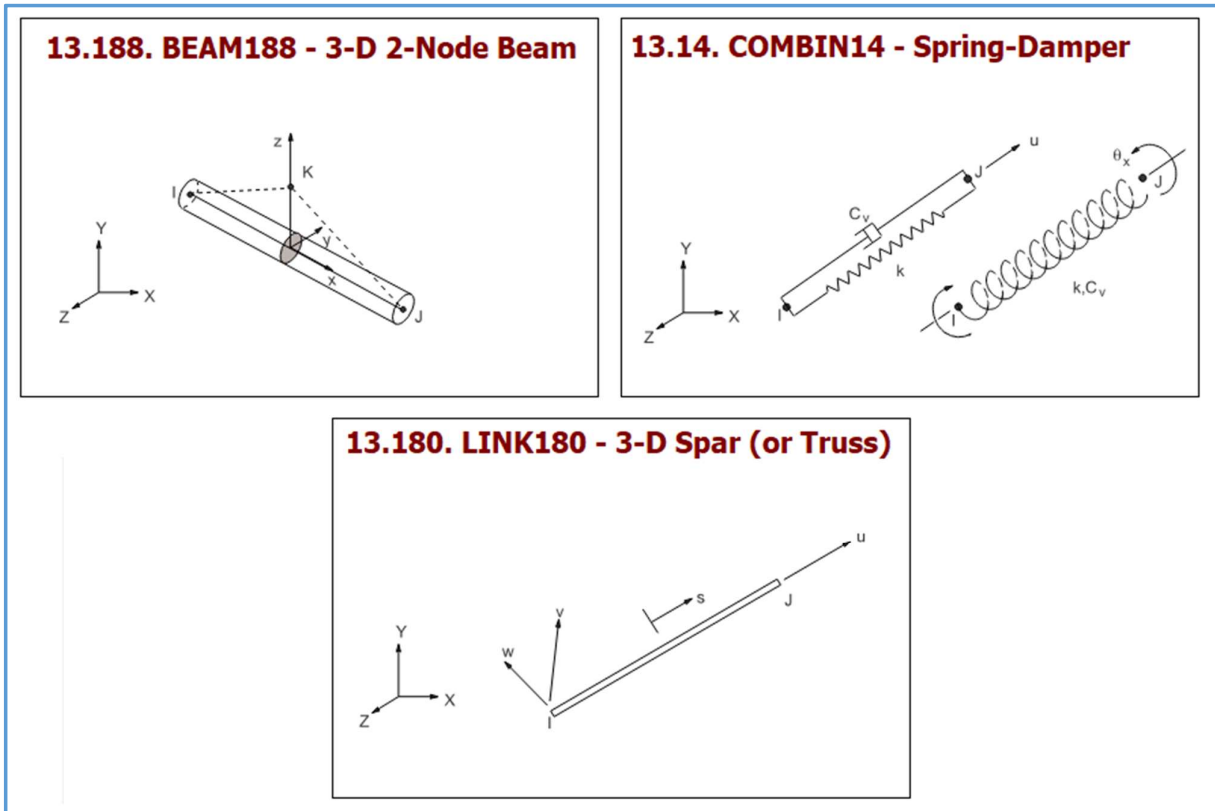
Respecto a la calidad de resultados obtenidos se consideró suficiente el tipo de elemento y la densidad de malla utilizada, la que cuenta con 937 nodos y 1.097 elementos, dado que para la envergadura de la estructura modelada y el objetivo planteado no se precisa conocer valores puntuales o su variación en porciones muy pequeñas, sino que con obtener valores en ciertos puntos específicos como puede ser en los extremos de dovelas, es suficiente.

## Procedimiento

El programa computacional empleado proporciona una gran variedad de elementos que sirven para simular los diferentes objetos de la realidad que se buscan modelar. En la **Tabla 10**, se puede apreciar un breve resumen de los elementos utilizados en la modelación y sus principales características. Además, en la **Fig. 22**, se pueden apreciar tres figuras a fines representativos de los elementos proporcionados por el programa computacional en su pestaña de “Help” anteriormente mencionada, aunque no es apreciable en gran medida verlos con esa forma una vez realizada la geometría y el posterior mallado.

**Tabla 10:** *Resumen de elementos usados en la modelación*

<b>Nombre</b>	<b>Tipo de elemento</b>	<b>Solicitaciones que admite</b>	<b>Grados de libertad</b>	<b>Características</b>
<b>Beam 188</b>	Viga / barra	Momento flector, corte, esfuerzo normal.	2 nodos – 3 grados de libertad por nodo	Admite valores de área, inercia, módulo de elasticidad
<b>Combin 14</b>	Resorte / amortiguador	Esfuerzo normal	2 nodos – 3 grados de libertad por nodo	Admite valores de área, inercia, y constantes K.
<b>Link 180</b>	Cable / biela	Esfuerzo normal	2 nodos – 3 grados de libertad por nodo	Admite valores de área, módulo de elasticidad
<b>Mass 21</b>	Masa nodal	Fuerzas inerciales	1 nodo – 3 grados de libertad	Admite valor de masa a través de constantes K y valores de inercia



**Fig. 22:** Figuras representativas de los elementos. (Fuente: Ansys APDL)

La metodología empleada o elegida para la modelación consistió en generar keypoints (puntos clave), lo cual es un tipo de elemento que sirve solo como herramienta base para la generación de la geometría del modelo. Estos puntos clave fueron colocados adrede en forma estratégica y al unirse luego mediante líneas, se pudo generar la buscada geometría del puente en conjunto con sus diferentes elementos como ser obenques, dovelas, cabezal (el cual fue modelado como un emparrillado de vigas), y pilotes.

Una vez terminada la geometría del modelo se prosiguió con la realización del mallado y la atribución de las propiedades físicas al mismo. A los elementos de hormigón del puente como ser las dovelas, vigas de riostra transversales, pilas y puntales, pilotes y el emparrillado que forma el cabezal se los modeló con el elemento “beam 188”; a los obenques que en la realidad son cables que solo resisten esfuerzos de tracción con el elemento “link 180” y los

“combin 14” se usaron para el suelo, ya que estos elementos permiten cargar un valor de constante de resorte, el cual sería el valor del coeficiente de balasto.

Al mismo tiempo que se asigna el tipo de elemento para modelar los objetos del puente, se asignan los valores de sección y las características del material, como ser los módulos de elasticidad o coeficientes de Poisson y el valor de coeficiente de balasto usado para el suelo. En la **Tabla 11.** se detallan los parámetros y valores mencionados previamente empleados en la modelación.

**Tabla 11:** *Características de los materiales*

<b>Material</b>	<b>Densidad (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Módulo de elasticidad E (MPa)</b>	<b>Coefficiente de Poisson</b>	<b>Coefficiente de balasto (t/m)</b>
<b>Hormigón</b>	2.500	20.000	0,20	-
<b>Acero</b>	7.800	210.000	0,30	-
<b>Arena densa</b>	-	-	-	2.400
<b>Arena densa</b>	-	-	-	8.900
<b>Arena muy densa</b>	-	-	-	15.000

En la **Tabla 12.** se especifican los valores de las características geométricas adoptadas para las distintas partes de la estructura del puente. Cabe aclarar que como en algunos casos las secciones de algunos elementos no son regulares, era más sencillo generar en el modelo secciones con propiedades de inercia y de área que cargar valores de altura y espesor.

**Tabla 12:** *Características geométricas*

<b>Elemento</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>I x-x (m<sup>4</sup>)</b>	<b>I y-y (m<sup>4</sup>)</b>	<b>J (m<sup>4</sup>)</b>	<b>B (m)</b>	<b>H (m)</b>
<b>Pilotes</b>	2,54					
<b>Viga riostra tipo</b>	1,35	2	100	0,0315		
<b>Viga riostra entre puntal</b>	5,82	6,94	100	1,84		
<b>Viga transversal entre pilas</b>	8,3	9,44	100	4,82		
<b>Puntales de pila</b>	4,875	0,914	1,32	1,6	1,5	3,25
<b>Torres de pila</b>	4,84	1,95	1,95	2,96		
<b>Dovela 24, 25</b>	3,928	6,519	7,613	4,6		
<b>Dovela 21, 22, 23</b>	4,118	7,028	7,715	4,6		
<b>Dovela 20</b>	3,928	6,519	7,613	4,6		
<b>Dovela 17, 18, 19</b>	3,739	5,89	7,506	4,6		
<b>Dovela 14, 15, 16</b>	3,428	5,595	7,124	4,6		
<b>Dovela 13, 4, 5</b>	3,647	6,336	7,265	4,6		
<b>Dovela 12</b>	3,946	7,09	7,446	4,6		
<b>Dovela 10, 11</b>	4,307	7,634	7,814	4,6		
<b>Dovela 9</b>	4,225	7,333	7,787	4,6		
<b>Dovela 8</b>	3,772	6,683	7,342	4,6		
<b>Dovela 7</b>	3,578	6,12	7,221	4,6		
<b>Dovela 6</b>	3,478	5,78	7,156	4,6		
<b>Dovela 3</b>	3,738	5,89	7,5	4,6		
<b>Dovela 2</b>	3,947	6,575	7,624	4,6		
<b>Dovela 1</b>	4,331	7,483	7,835	4,6		
<b>Dovela entre Puntal-Dovela 1</b>	4,903	8,607	8,655	4,6		
<b>Dovela entre Pila-Puntal</b>	4,879	8,352	10,2	4,6		
<b>Dovela entre Pilas</b>	4,527	8,502	11,8	10,4		
<b>Tirantes</b>	0,0049 5					
<b>Viga superior de pilas</b>					2,5	8,1

Finalizado este procedimiento se prosiguió por agregar las condiciones de borde, que en este caso serían las cargas y los apoyos. Para las primeras, se tuvo en cuenta el hecho de que algunas de las partes de la estructura modelada contaron con datos de volumen y densidad, por lo que con dotar al sistema de gravedad el programa calcula el peso propio de estos elementos por sí mismo y en otros casos, en que por cuestiones geométricas fue más difícil permitir que el programa genere esto, se optó por no dotar de densidad a los objetos y reemplazar los pesos por valores de carga puntual, lo cual se logró mediante un elemento específico que ofrece el programa llamado “mass21”, que permite introducir valores de masa en los nodos. Respecto a los apoyos, considerando que la sustentación de la estructura se lleva a cabo a través de pilotes que se encuentran enterrados en el suelo del lecho del río, la verdadera vinculación se modeló teniendo en cuenta que los apoyos en realidad no pueden ser rígidos, y es por lo que se usaron elementos tipo “resorte” con un valor de K de resorte igual al coeficiente de balasto del suelo.

## Capítulo V

### **Análisis de velocidades e impactos**

#### **Resumen estudios realizados anteriormente**

El estudio del impacto de los trenes de barcazas sobre la pila 5 del puente general Manuel Belgrano se realizó mediante modelaciones efectuadas con el programa computacional ANSYS. Como se sabe, se modeló el impacto ocurrido el 8 de diciembre de 1996, con datos entregados por Vialidad Nacional.

Para comenzar con el trabajo con el programa mencionado anteriormente, se precisó realizar en primera instancia un modelo numérico de la pila 5 en cuestión, como así también de sus pilotes, cabezal, elementos auxiliares y suelo circundante a los mismos. Para esto, se obtuvieron datos de secciones, dimensiones, materiales y todo lo referido a la estructura del puente, de Vialidad Nacional y del Departamento de Mecánica Aplicada de la Universidad Nacional del Nordeste. Una vez finalizado esto, se agregaron las fuerzas del impacto estudiado para observar y analizar el comportamiento del puente frente a esto.

#### **Impacto ocurrido el 8 de diciembre de 1996**

- **Análisis estático:**

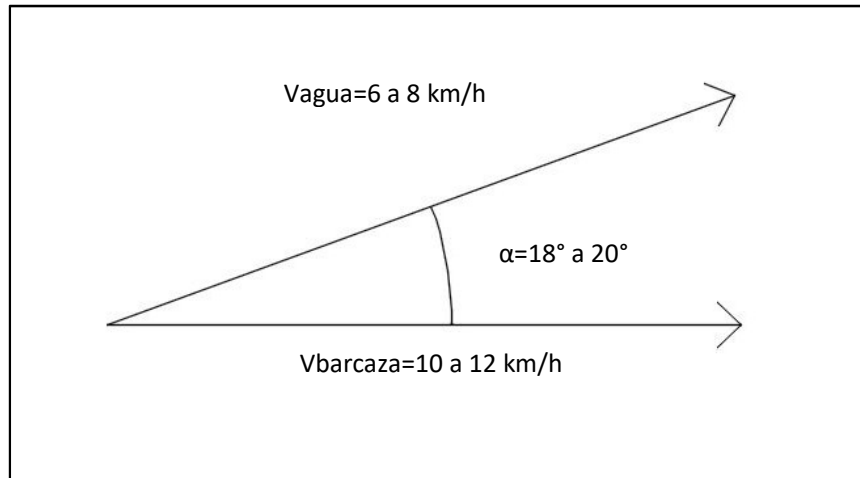
Se debe tener en cuenta que el cálculo o estudio del impacto de las embarcaciones sobre los puentes es primordial a la hora de analizar el comportamiento de la estructura. Por lo tanto, en los diseños de estos tipos de obras se tiene en cuenta a estas fuerzas de impacto y además, se debe prever la colocación de defensas de distintos tipos para proteger a las mismas frente a cualquier problema relacionado a embarcaciones.

Para la obtención de estas cargas en cuestión se debe tener en cuenta entre otras cosas, las dimensiones y las cargas de las barcas que circulan con mayor frecuencia, el calado disponible, ya que el mismo limita el tamaño de las mismas y la velocidad y dirección tanto del desplazamiento de las embarcaciones como de la corriente. Otro factor importante a tener en cuenta es la energía de colisión de una embarcación, es decir, aquella energía cinética que debe ser absorbida durante el impacto.

La evaluación estática en este trabajo de modelación se utiliza como un primer paso para la determinación del comportamiento de la estructura, frente a cargas fijas en el tiempo.

Cabe aclarar que las cargas estáticas equivalentes determinadas con este análisis son las que producirían la misma respuesta de la estructura, que la obtenida con la aplicación de las fuerzas dinámicas producidas por el impacto de las embarcaciones.

La obtención de esta fuerza de impacto estática equivalente ocasionada por la colisión de las embarcaciones ocurrida accidentalmente sobre la pila 5 del puente general Manuel Belgrano, se da teniendo en cuenta una velocidad del tren de barcas, en dirección perpendicular al eje del puente de 10 a 12 km/h, y una velocidad del agua de 6 a 8 km/h, en dirección tal que forma un ángulo de  $18^\circ$  a  $20^\circ$  con la anterior. Estas velocidades pertenecientes al momento del impacto en cuestión son obtenidas por estudios y análisis realizados por Vialidad Nacional.



**Fig. 23.** Velocidad de la embarcación y de la corriente al momento del impacto. (Fuente: Vialidad Nacional)

Se puede ver en la **Fig. 23** que la velocidad de desplazamiento de la barcaza transversal o paralela al eje del puente sería igual a:

$$V_{\text{barc trans}} = \frac{8 \text{ km}}{h} * \text{sen} 20^\circ = 2,73 \text{ km/h}$$

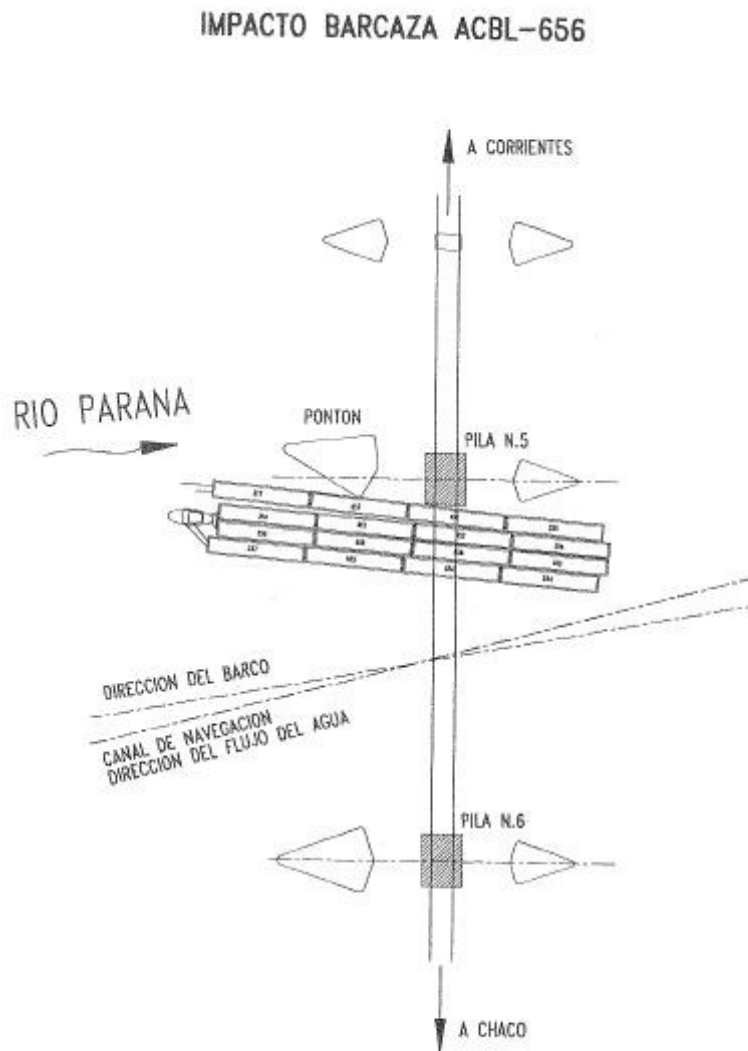
### **Descripción del impacto analizado**

Este convoy de barcazas era proveniente de Corumbá, Brasil y colisionó la pila 5 del puente a la 01:35 h. Transportaba 19119 Tn de mineral de hierro. El proceso de colisión o de impacto se desencadenó debido a la presencia de dos embarcaciones menores en el lugar de navegación de estas barcazas y se estima que en estos momentos las velocidades de las mismas y de la corriente eran las mencionadas anteriormente.

La persona a cargo del remolcador redujo la velocidad con el fin de evitar el impacto, pero por esto, se apartó del canal de navegación debido a la corriente. Luego, tratando de volver al camino correcto el piloto pretendía apoyarse sobre el pontón de defensa de la pila 5, pero el mismo se encontraba desplazado hacia la costa correntina, por lo tanto es debido a esto y al

movimiento de la corriente que el impacto del convoy se produjo lateralmente sobre el cabezal de la pila nombrada anteriormente.

El primer impacto lo realizó la barcaza “ACBL-656” y luego la barcaza “ACBL-657”, (Ver Fig. 24 y Fig. 25) generando daños serios sobre el hormigón armado del cabezal.



**Fig. 24.** Imagen del impacto de la barcaza ACBL-656. (Fuente: Vialidad Nacional)

## IMPACTO BARCAZA ACBL-657

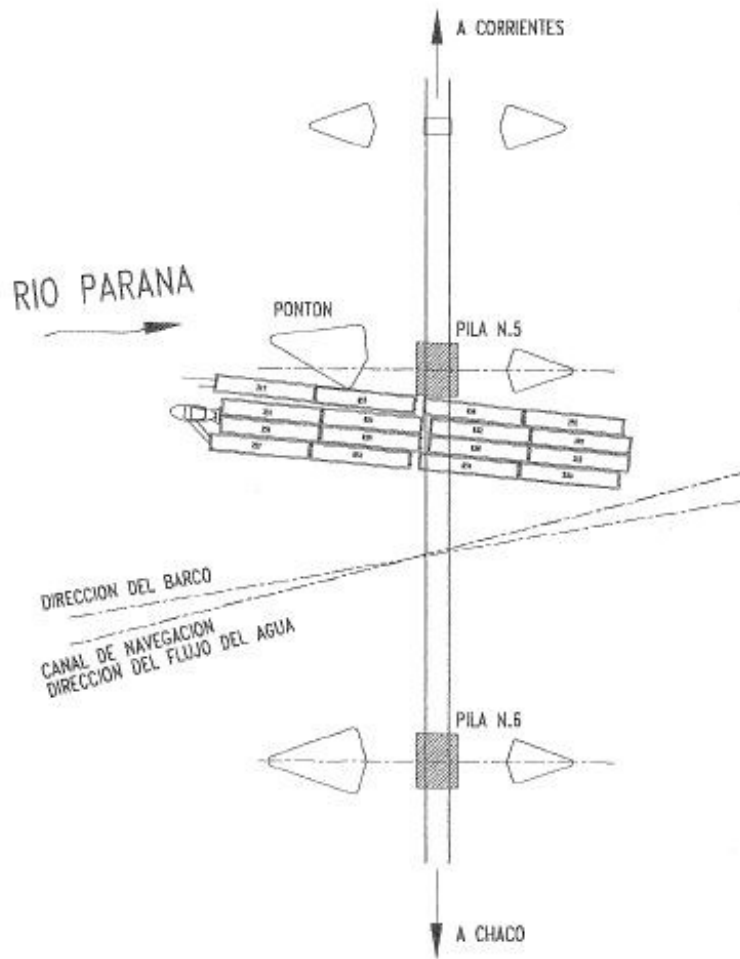
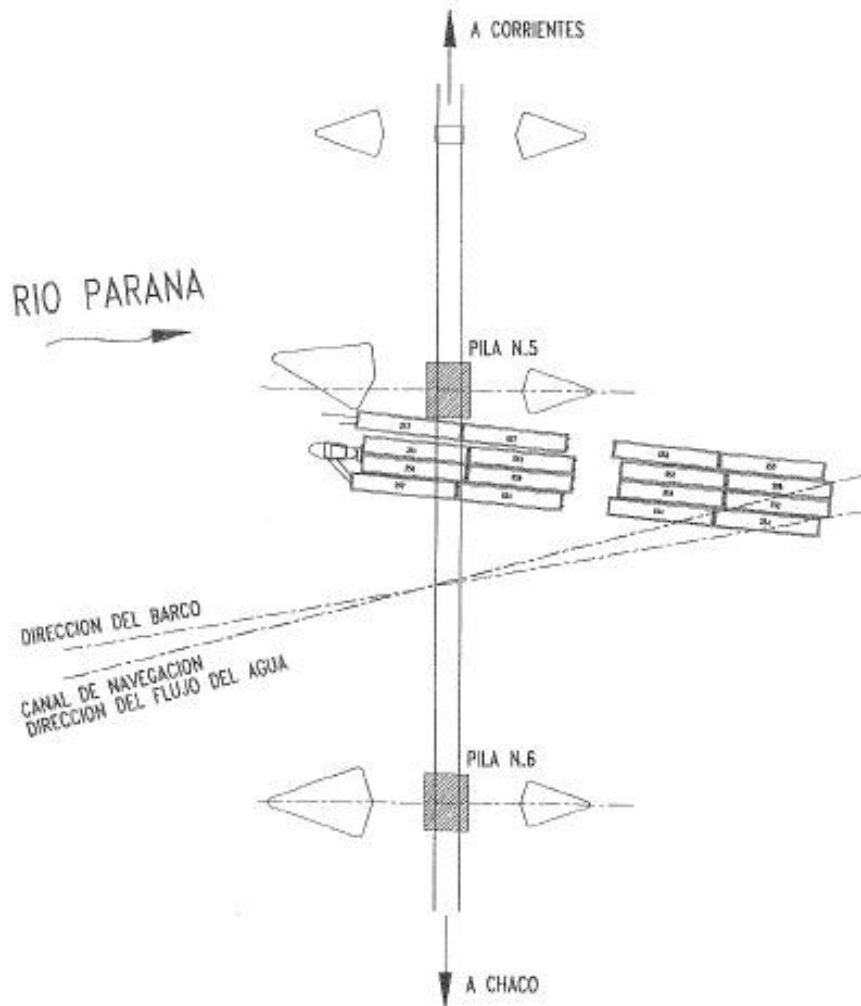


Fig. 25. Imagen del impacto de la barcaza ACBL-657. (Fuente: Vialidad Nacional)

La barcaza “ACBL-217” sufrió otras colisiones de menor jerarquía. (Ver Fig. 26).

## IMPACTO BARCAZA ACBL-217



**Fig. 26.** Imagen del impacto de la barcaza ACBL-217. (Fuente: Vialidad Nacional)

En la **Fig. 26** se puede notar también, que con el primer impacto se desprendieron del convoy las ocho barcazas delanteras, “ACBL-654 ; 658 ; 652 ; 656 ; 254 ; 252 ; 208 Y 255”, navegando luego a lo largo del canal secundario. Cabe destacar que la única que se hundió fue la barcaza “ACBL-656”, sobre la margen izquierda del río Paraná.

Pesos del tren de barcazas:

Peso total de cargas transportadas = 19.119 tn

Peso total de barcazas = 220 tn x 16 = 3.520 tn

Peso del remolcador = 500 tn

Peso propio del tren de barcazas = 23.139 tn

Peso barcaza 217 = 1.157 tn + 220 tn = 1.377 tn

Peso barcaza 657 = 1.276 tn + 220 tn = 1.496 tn

Número de barcazas = 16

Peso promedio de cada barcaza cargada =  $\frac{19.119 \text{ tn}}{16} + 220 \text{ tn} = 1.415 \text{ tn}$

Según recomendación alemana, para el cálculo de la carga de impacto se considera el peso total de la barcaza 656 ya que es la que colisiona el cabezal de la pila 5, y el 25% del peso de las barcazas circundantes a la misma, es decir, la 255, 652 y 657 (Ver Fig. 27).

$$P = 1.415 t + 2 \times 0,25 \times 1.415 t + 0,25 \times 1.496 = 2.500 \text{ tn}$$

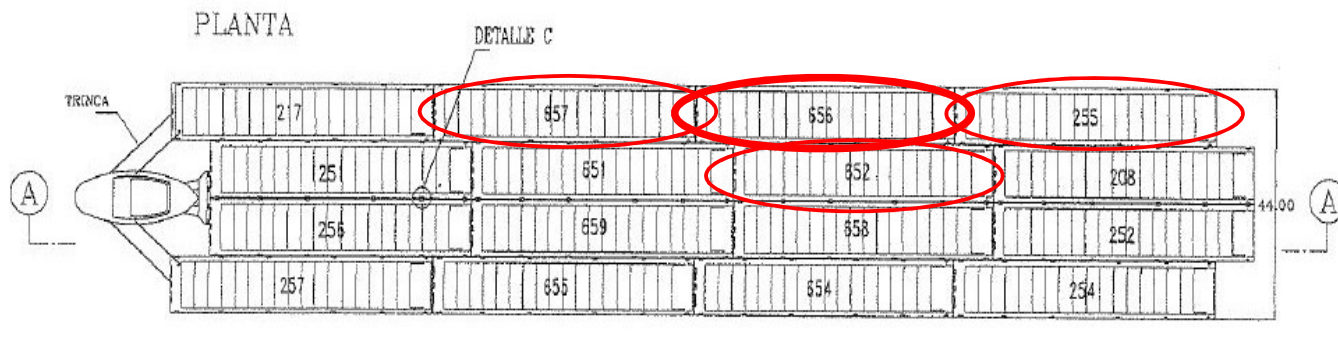
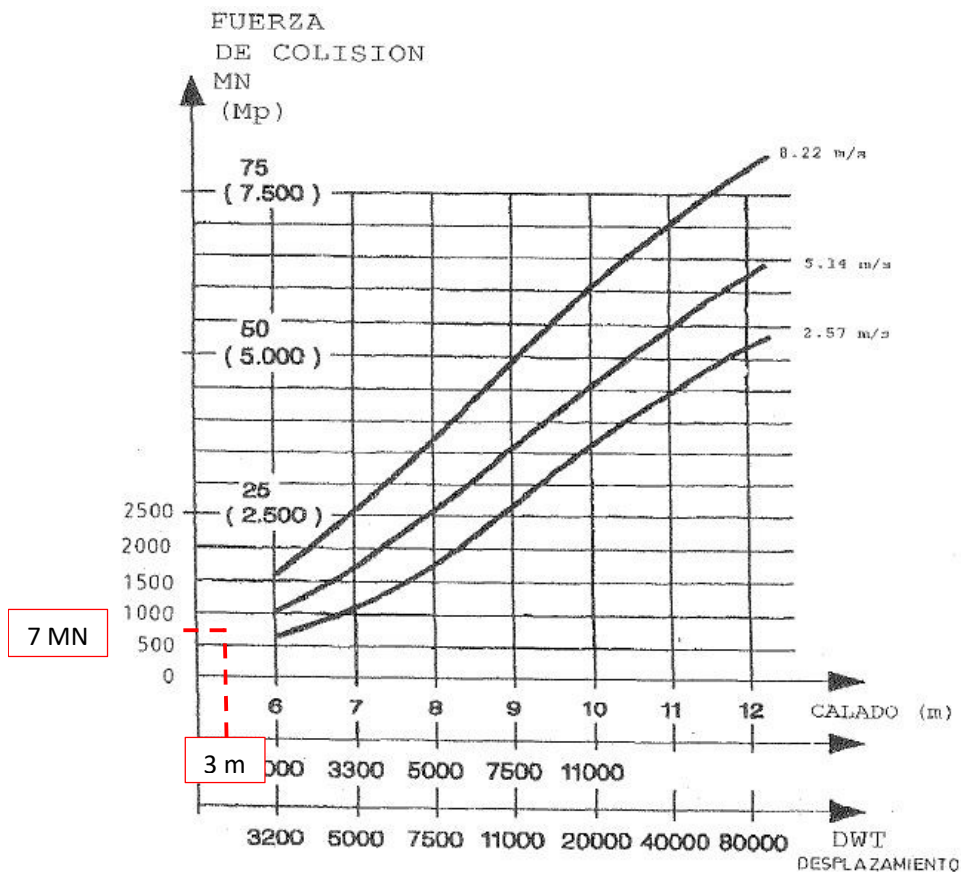


Fig. 27. Ubicación barcazas ACBL-656;255;652;657. (Fuente: Vialidad Nacional)

Para determinar la fuerza de impacto estática a considerar, se estudian los siguientes métodos utilizados y brindados por Vialidad Nacional:

- Recomendada por Nordic Road Engineering Federation. Depende de las dimensiones y de la velocidad del barco al momento de la colisión. Se debe tener en cuenta el siguiente gráfico:



**Gráfico 1.** Obtención de la fuerza de impacto por Nordic Road Engineering Federation. (Fuente: Vialidad Nacional)

Ingresando con 3 metros de calado y considerando una velocidad de la barcaza al momento del impacto de  $12 \frac{km}{h} = 3,33 \frac{m}{s}$ , es decir, hasta intersectar una curva ubicada entre las dos inferiores, se puede ver por extrapolación la obtención de una fuerza de impacto cercana

a los 7 MN. De todos modos, se debe tener en cuenta que este método es poco preciso para este rango de valores.

- Creada por Woisin et al.

$$P = V^{2/3} \times \frac{L^2}{1.100}$$

Siendo V, la velocidad de la embarcación paralela o perpendicular al eje del puente y L la longitud de la misma. Se puede obtener entonces, la fuerza de impacto lateral o frontal dependiendo de la velocidad utilizada.

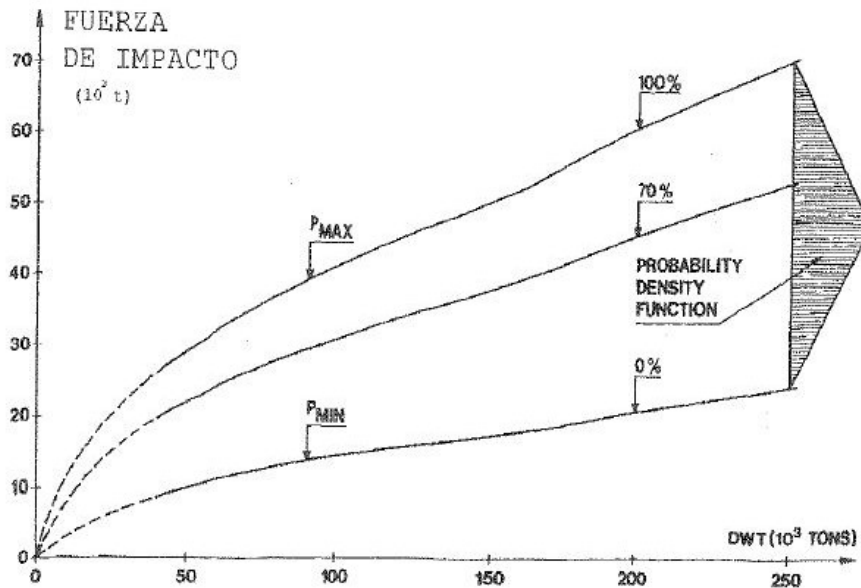
- Velocidad de impacto frontal:  $12 \frac{km}{h} = 3,33 \frac{m}{s}$

Fuerza de impacto frontal:  $P = (3,33 \frac{m}{s})^{2/3} \times \frac{(61 m)^2}{1100} = 7,54 MN = 768 tn$

- Velocidad de impacto lateral:  $2,73 \frac{km}{h} = 0,76 \frac{m}{s}$

Fuerza de impacto lateral:  $P = (0,76 \frac{m}{s})^{2/3} \times \frac{(61 m)^2}{1.100} = 2,8 MN = 286 tn$

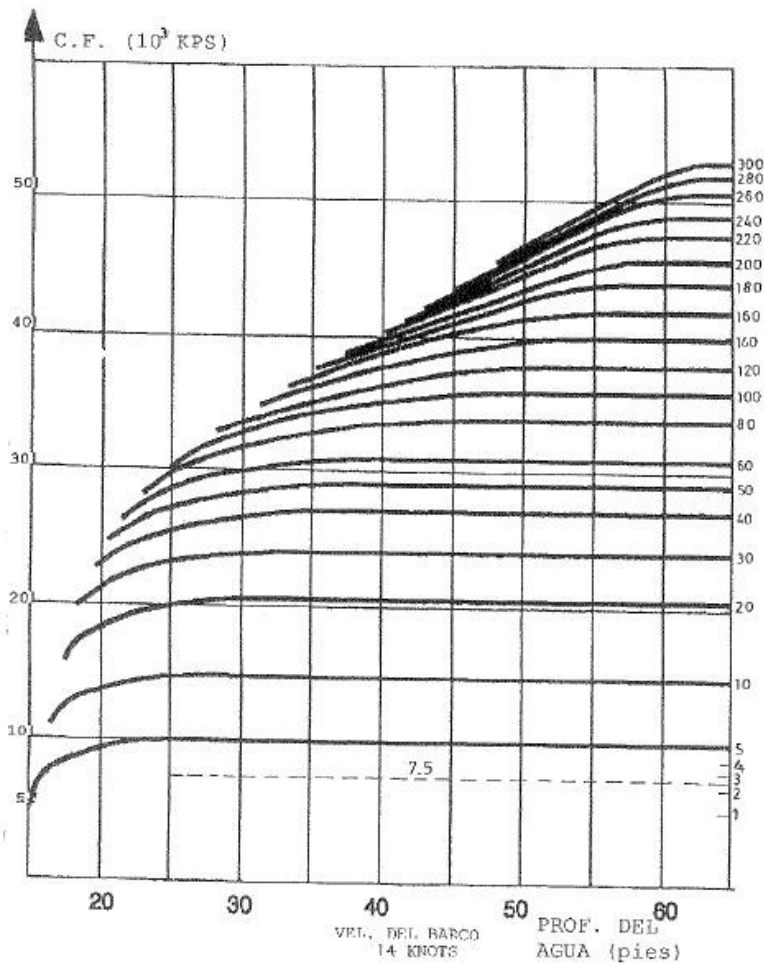
- De estudios y análisis efectuados para el diseño del Great Belt Bridge (Dinamarca 1977-78), se realizó el siguiente diagrama:



**Gráfico 2.** Obtención de la fuerza de impacto mediante el estudio del diseño del Great Belt Bridge. (Fuente: *Vialidad Nacional*)

Utilizando este gráfico en nuestro estudio del puente General Manuel Belgrano, y sabiendo que DWT se refiere a la masa de la embarcación, que en este caso sería de 2.500 Tn, se puede observar que la fuerza de impacto se ubicaría cerca del origen, sector que implica nuevamente, poca precisión.

- Considerando y teniendo en cuenta un gráfico obtenido de “Criterios para el diseño de pilas de puentes respecto al choque de barcos en Louisiana Waterways”:



**Gráfico 3.** Obtención de la fuerza de impacto considerando “Criterios para el diseño de pilas de puentes respecto al choque de barcos en Louisiana Waterways”. (Fuente: *Vialidad Nacional*)

Este gráfico o también denominada carta, está realizada para una velocidad de impacto de 14 nudos.

Por lo tanto, considerando nuestros valores de estudio de velocidades y pesos:

$$V // \text{ al eje del puente} = 2,73 \frac{km}{h} = 0,76 \frac{m}{s} = 1,48 \text{ nudos}$$

$$V \text{ perp al eje del puente} = 12 \frac{km}{h} = 3,33 \frac{m}{s} = 6,47 \text{ nudos}$$

$$P \text{ (masa de impacto aproximada)} = 2.500 \text{ tn}$$

Se pueden hallar las fuerzas de impacto, teniendo en cuenta las siguientes ecuaciones:

- Fuerza de impacto frontal =  $7 \times 4,45 \times \left(\frac{6,47 \text{ nudos}}{14}\right) = 14,4 \text{ MN} = 1.468 \text{ Tn}$

- Fuerza de impacto lateral =  $7 \times 4,45 \times \left(\frac{1,48 \text{ nudos}}{14}\right) = 3,3 \text{ MN} = 336 \text{ Tn}$

- Teniendo en cuenta la proposición de la U.S. Guide Specification, de la utilización de la siguiente fórmula:

$$P = 0,98 \times (DWT)^{1/2} \times \frac{V}{8}$$

Sabiendo que DWT es el peso de impacto, y que V toma los valores de la velocidad paralela y perpendicular al eje del puente.

- Fuerza de impacto frontal =  $0,98 \times (2500 \text{ t})^{1/2} \times \frac{3,33}{8} = 20,4 \text{ MN} = 2.080 \text{ Tn}$

- Fuerza de impacto lateral =  $0,98 \times (2500 \text{ t})^{1/2} \times \frac{0,76}{8} = 4,7 \text{ MN} = 479 \text{ Tn}$

- Teniendo presente el rango de valores para las fuerzas de impacto de diseño, obtenido en base a investigaciones efectuadas para el puente Mittlere sobre el Rin, en Basilea, Suiza:

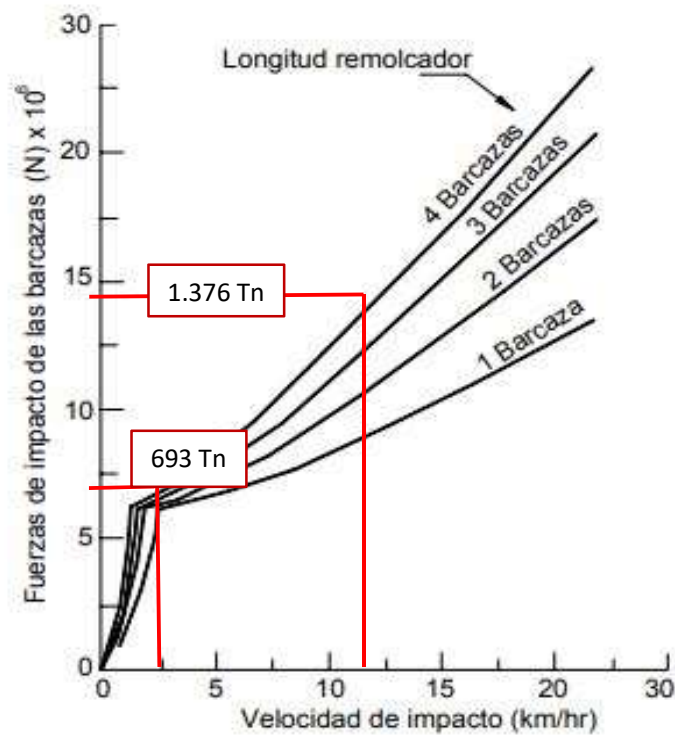
Dirección del tren de barcaza	Impacto frontal (tn)	Impacto lateral (tn)
Río aguas abajo	1200 a 1900	360 a 540
Río aguas arriba	1100 a 1700	330 a 510

- Se tiene en cuenta que la Norma Británica establece por datos experimentales que por deformaciones de barcasas entre 0,5 y 0,9 metros, la fuerza de impacto no sería mayor a 550 o 600 toneladas, considerando un impacto lateral.

Si en cambio, se hubiese producido una colisión frontal para la misma deformación, se debería considerar una fuerza de 800 a 1100 toneladas.

- Considerando el método y ábaco propuestos por Meir-Domberg.

Se debe tener en cuenta que para esto, al ingresar al **Gráfico. 4** se trabaja con las velocidades paralela y perpendicular al eje del puente y con el número de barcazas involucradas en el choque, que en este caso serían 4.



**Gráfico 4.** Obtención de las fuerzas de impacto propuesta por Meir-Domberg. (Fuente: Vialidad Nacional)

Por lo tanto, las fuerzas de impacto serán:

- Velocidad de impacto frontal:  $12 \frac{km}{h} = 3,33 \frac{m}{s}$

Fuerza de impacto frontal:  $P = 13,5 MN = 1.376 Tn$

- Velocidad de impacto lateral:  $2,73 \frac{km}{h} = 0,76 \frac{m}{s}$

Fuerza de impacto lateral:  $P = 6,80 \text{ MN} = 693 \text{ Tn}$

- **Análisis dinámico**

Cabe destacar que un análisis o estudio estático puede asegurar que un diseño o estructura trabaje en buenas condiciones bajo un estado de cargas estático o estable, pero esto en gran parte de los casos no es suficiente ya que se sabe que las cargas en realidad, varían en función del tiempo durante la vida del diseño en cuestión.

Un análisis dinámico puede ser entendido como el estudio para la determinación del comportamiento de una estructura, diseño o elemento deformable, en los que los efectos de amortiguamiento e inerciales, es decir, los efectos de la masa son significativos. En cambio, cuando estos efectos pueden ser ignorados o despreciados, se puede considerar solamente un análisis estático lineal o no lineal.

En estos tipos de análisis puede interesar conocer:

- Vibraciones características: se refiere a como vibra una estructura y a que frecuencia.
- El efecto que tienen las cargas al variar en el tiempo, afectando los desplazamientos y esfuerzos.
- El efecto de cargas que varían como funciones armónicas a frecuencias específicas.
- El efecto de cargas sísmicas sobre una estructura o cargas generadas por vehículos o personas en movimiento.

Es por esto, que se puede mencionar que un análisis dinámico considera los siguientes puntos:

- Vibraciones: provocadas por maquinarias rotativas, cargas de transportes.
- Impactos: generados por choques de vehículos, golpe de martillo, entre otros.
- Fuerzas que se alternan: flechas de transmisión, ejes de máquinas rotativas, entre otros.
- Cargas sísmicas: temblores, ráfagas de viento.

Se debe tener en cuenta que existen análisis dinámicos específicos para cada caso o estudio en particular. Se mencionan los siguientes:

- 1) Análisis modal: se utiliza para determinar las características de vibración de la estructura.
- 2) Análisis transitorio: para calcular la respuesta de la estructura bajo cargas variables en el tiempo.
- 3) Análisis armónico: se ocupa para determinar la respuesta de la estructura ante una carga armónica a una determinada frecuencia.
- 4) Análisis de vibración aleatoria: se estudia la respuesta de un elemento o componente sometido a condiciones de cargas aleatorias a distintas frecuencias por un periodo de tiempo específico.

La ecuación de movimiento general de un sistema sometido a una fuerza externa, que se resuelve en las simulaciones dinámicas es la siguiente:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\}$$

**Ecuación 1.** Ecuacion general de movimiento

$\{u\}$  es el vector desplazamiento, por lo tanto  $\{\dot{u}\}$  es velocidad y  $\{\ddot{u}\}$  aceleración.

La **Ecuación 1.** se resuelve en diferentes formas, dependiendo del tipo de análisis efectuado:

- Análisis modal:  $F(t)$  es cero, y  $[C]$  es usualmente ignorada.
- Análisis armónico: se asume que  $F(t)$  y  $u(t)$  son de naturaleza armónica.
- Análisis transitorios: se resuelve la ecuación completa.

## Capítulo VI

### Resultados y conclusiones

#### Resultados análisis estático

Se optó por efectuar la modelación estática con las siguientes cargas, obtenidas con las ecuaciones de Woisin et al:

- Fuerza de impacto frontal:  $P = 7,5 MN = 768 Tn$
- Fuerza de impacto lateral:  $P = 2,8 MN = 286 Tn$

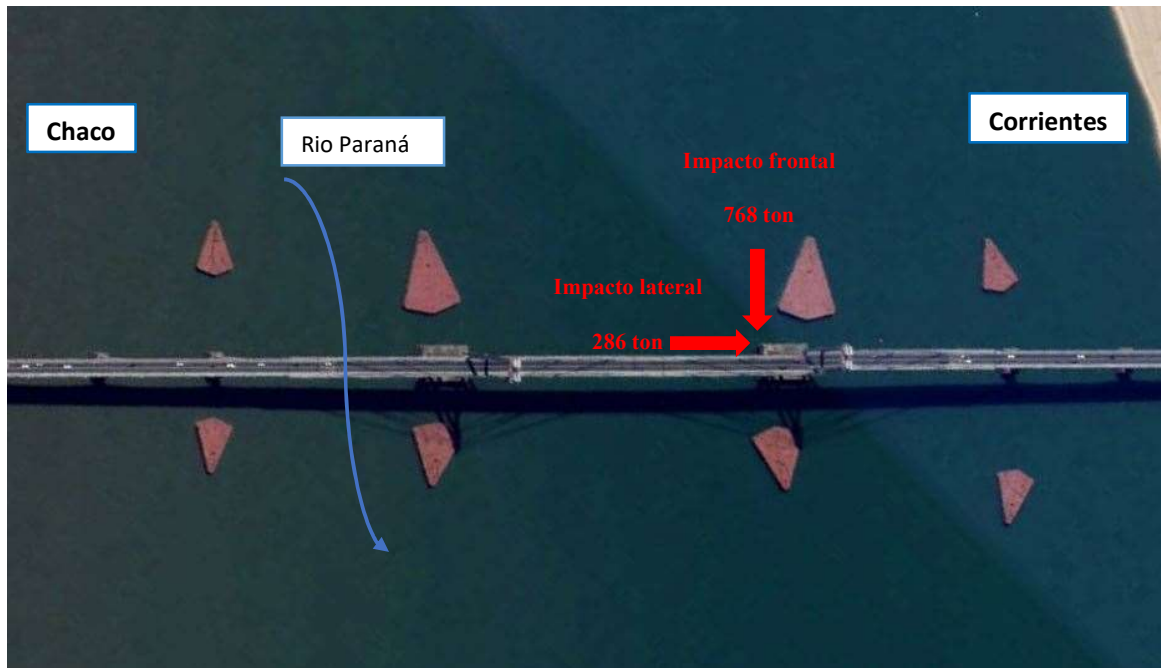
Cabe aclarar que uno de los primeros ensayos experimentales de impacto de barcos fueron los realizados por Woisin en el año 1976. Para esto, se utilizaron 24 modelos a escala reducida (1:7,5 a 1:12) de proas de barcos. Inicialmente, calculó la fuerza de impacto promedio dividiendo la pérdida de energía cinética por la deformación permanente de la proa.

Finalmente, las relaciones entre energía de impacto, deformación y fuerza desarrolladas en esos estudios iniciales dieron lugar al cálculo de las fuerzas de impacto estáticas en estudio.

Además, se debe tener en cuenta que uno de los factores determinantes a la hora de optar por las cargas a utilizar en la modelación, fueron las consideraciones que realiza la Norma Británica, sugiriendo fuerzas de aproximadamente 800 a 1100 toneladas para colisiones frontales, teniendo en este trabajo una carga de 768 toneladas, es decir, muy próxima al intervalo mencionado antes. Para esta elección se considera además, que las deformaciones de la barcaza que provoca el impacto en cuestión son de 0,5 a 0,9 metros.

En este trabajo se tuvo el criterio de que en el impacto analizado tiene más relevancia la carga frontal que la carga lateral, es decir, se sugiere que la colisión en el borde del cabezal de la pila 5 (Ver **Fig. 1**) se efectúa con mayor jerarquía de manera transversal al eje del puente.

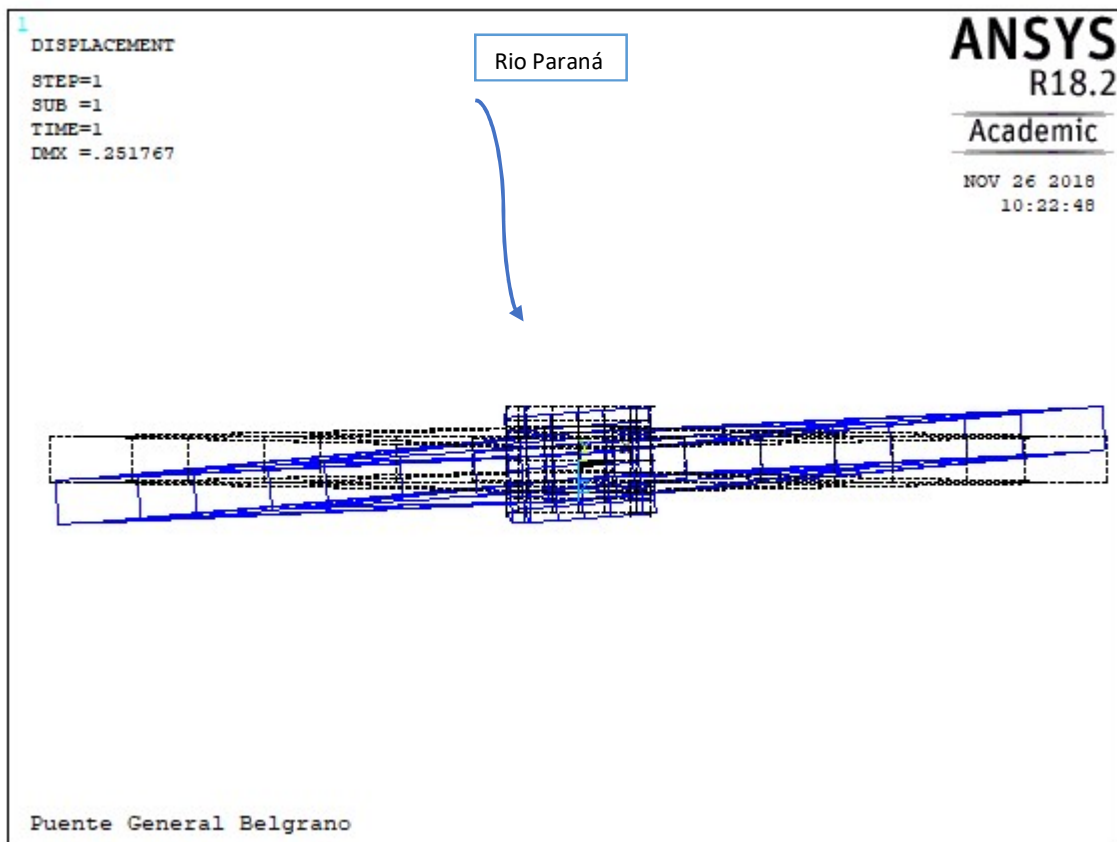
Se menciona que para recordar la ubicación de la pila 5 en cuestión, se puede observar la **Fig. 9** en el capítulo I.



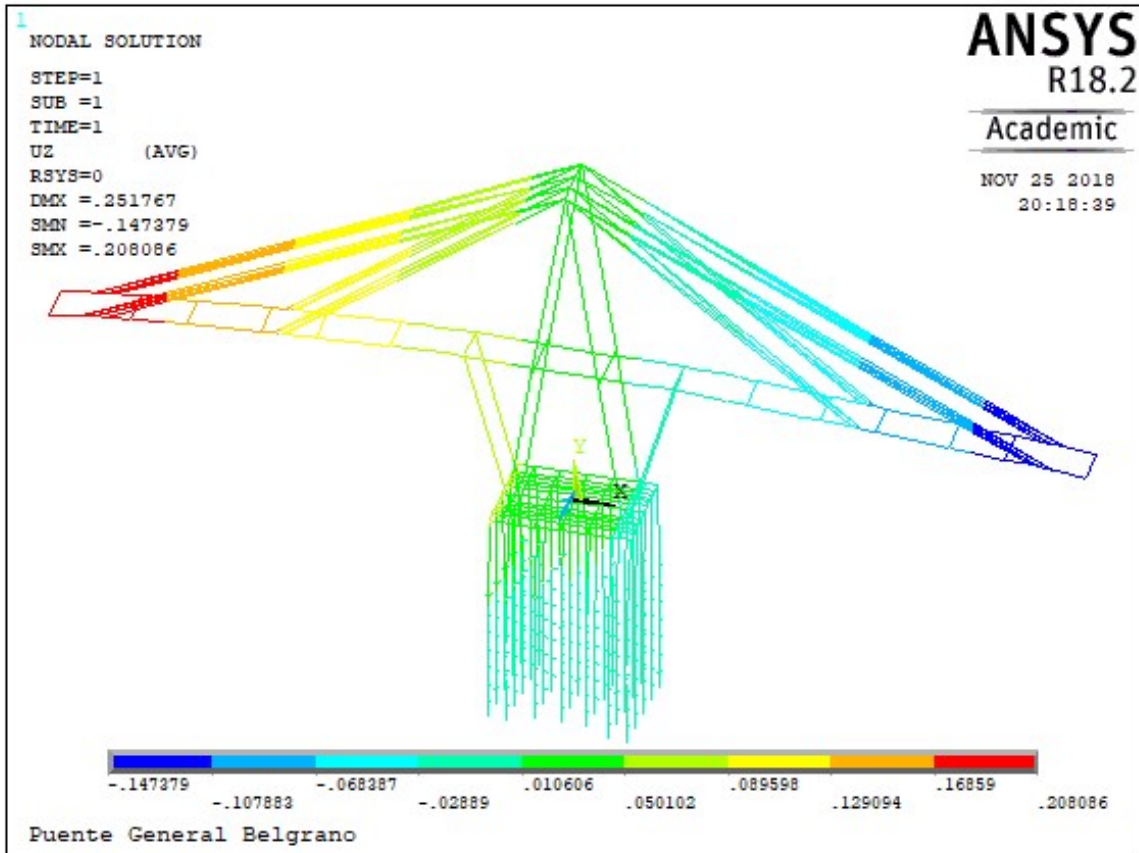
**Fig. 28.** Punto de aplicación de las cargas de impacto. (Fuente: Google Earth)

## Deformaciones y solicitaciones

En las **Fig. 29 a, 29 b y 29 c** se puede observar los desplazamientos obtenidos mediante la modelación efectuada con el programa ANSYS del sector del puente General Manuel Belgrano correspondiente a la pila 5, debido al giro antihorario producido por el impacto analizado.



**Fig. 29 a.** Desplazamiento del puente en vista superior. (Fuente: *Elaboración propia*)



**Fig. 29 b.** Desplazamiento del puente en vista lateral. *(Fuente: Elaboración propia)*

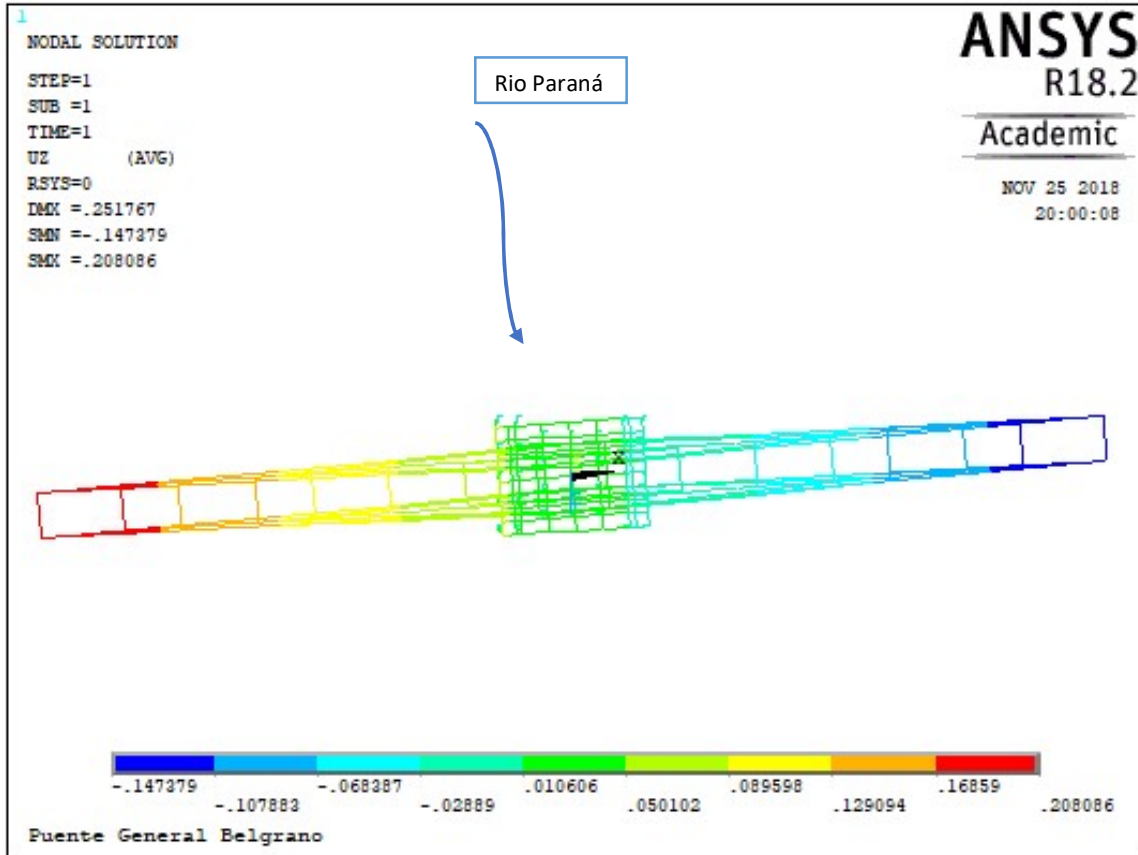


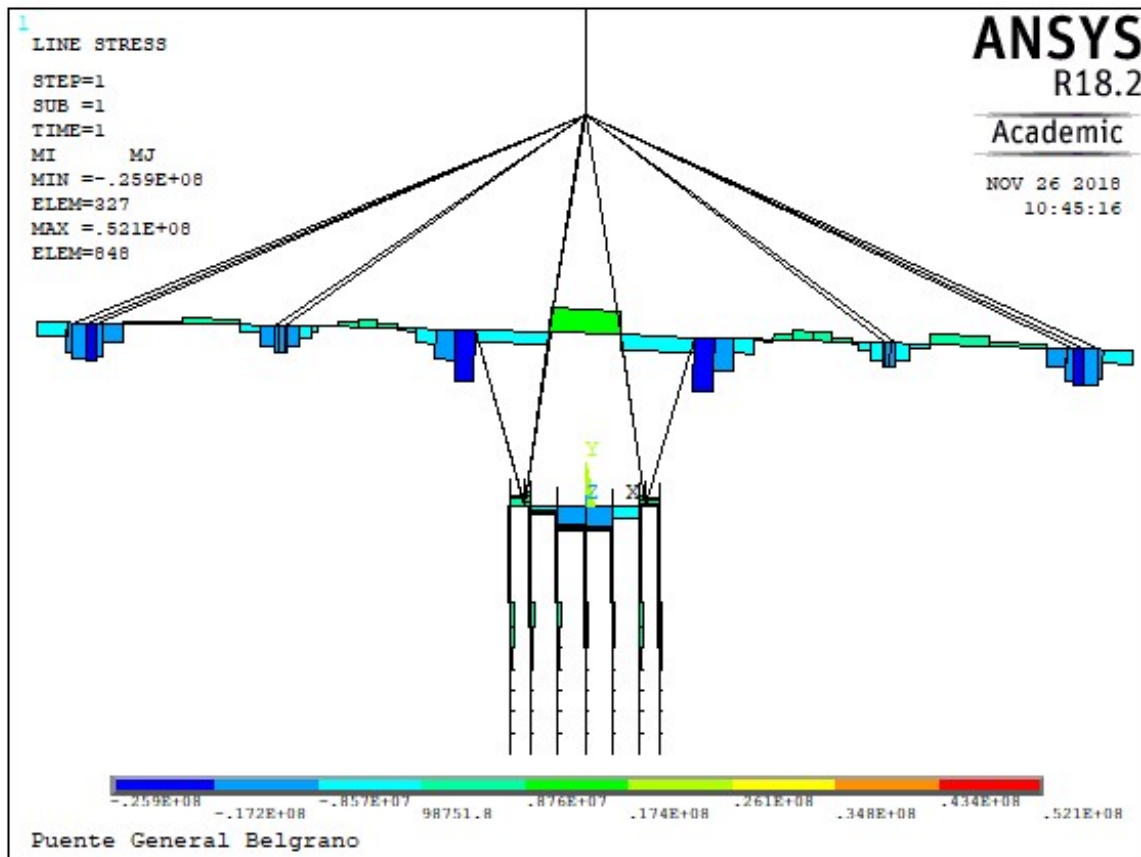
Fig. 29 c. Desplazamiento del puente en vista superior. (Fuente: Elaboración propia)

En la Fig 29 a. se puede apreciar una vista superior del semi-puente correspondiente a la pila 5, en la cual se observa el giro en sentido antihorario de la estructura producida por la fuerza de impacto. Se indica en color azul la posición actual deformada y la posición inicial en negro.

En las Fig 29 b. y 29 c. además de poder solamente visualizar esta deformación, se pueden observar también los valores de las mismas, teniendo en el borde del tramo izquierdo la mayor deformación horizontal en el sentido z, es decir, transversal al eje del puente con un valor de 20 cm. Se puede ver en estas imágenes también en su parte inferior, rangos de deformaciones con diferentes colores, marcando en rojo el rango de mayores valores (de 16 cm

a 20 cm). Cabe destacar que esto es muy útil ya que se pueden observar los valores de corrimientos en cada una de las partes de la estructura del puente.

En la **Fig 30**. se muestran los valores de momentos flectores obtenidos del análisis estructural realizado.



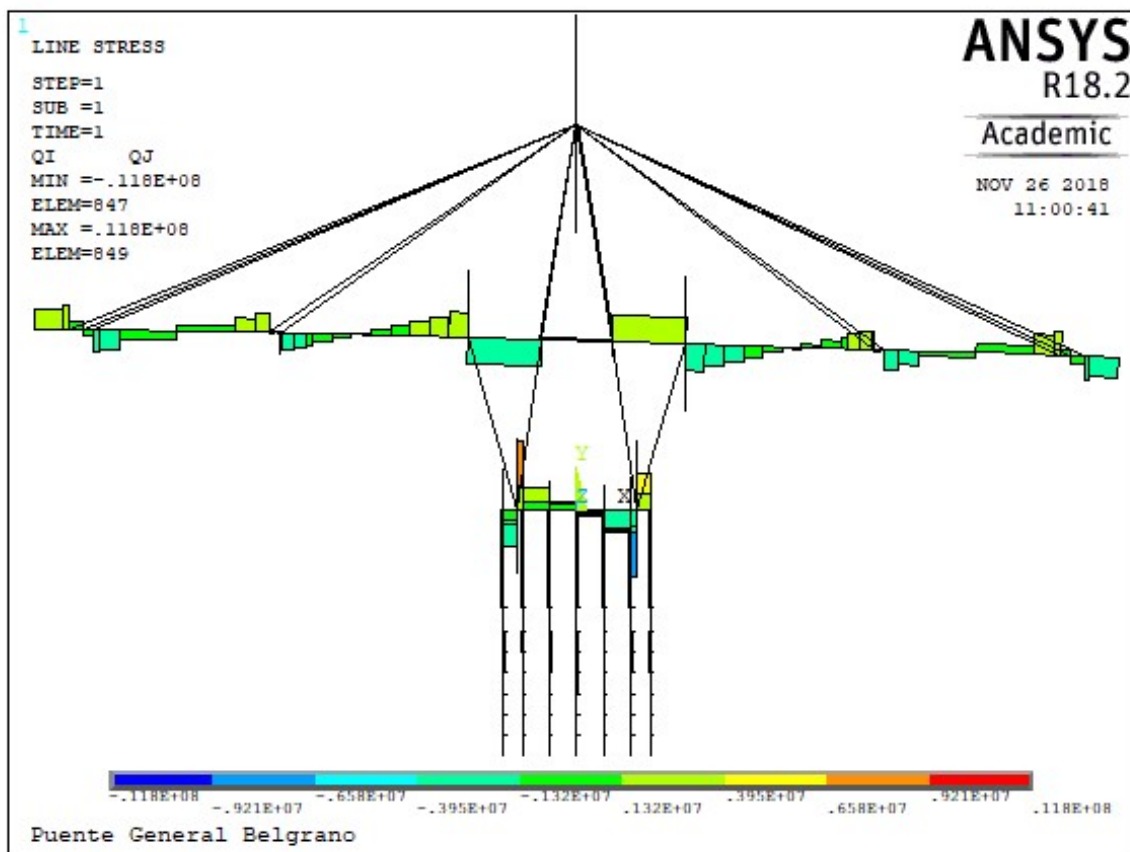
**Fig. 30.** Diagramas de momentos flectores. (Fuente: Elaboración propia)

Se debe mencionar que el diagrama anterior no representa una forma continua de valores de momentos ya que el programa grafica valores promedio entre nodos, debiendo densificar la malla (buscando contar con más cantidad de nodos) para obtener un gráfico con una forma más continua, evitando saltos en los valores representados. A su vez, el programa al

ser de origen norteamericano representa el diagrama en forma invertida respecto a la forma convencional, es decir, grafica los valores en la zona comprimida.

Se puede notar también que la longitud de pilotes correspondiente la parte enterrada o empotrada en el suelo no sufre deformaciones apreciables, siendo prácticamente nulos los valores de momentos.

En la **Fig. 31.** se puede apreciar los diagramas de corte de la estructura.



**Fig. 31.** Diagramas de cortes. (Fuente: Elaboración propia)

En la **Fig. 32.** se muestran los diagramas de los esfuerzos normales.

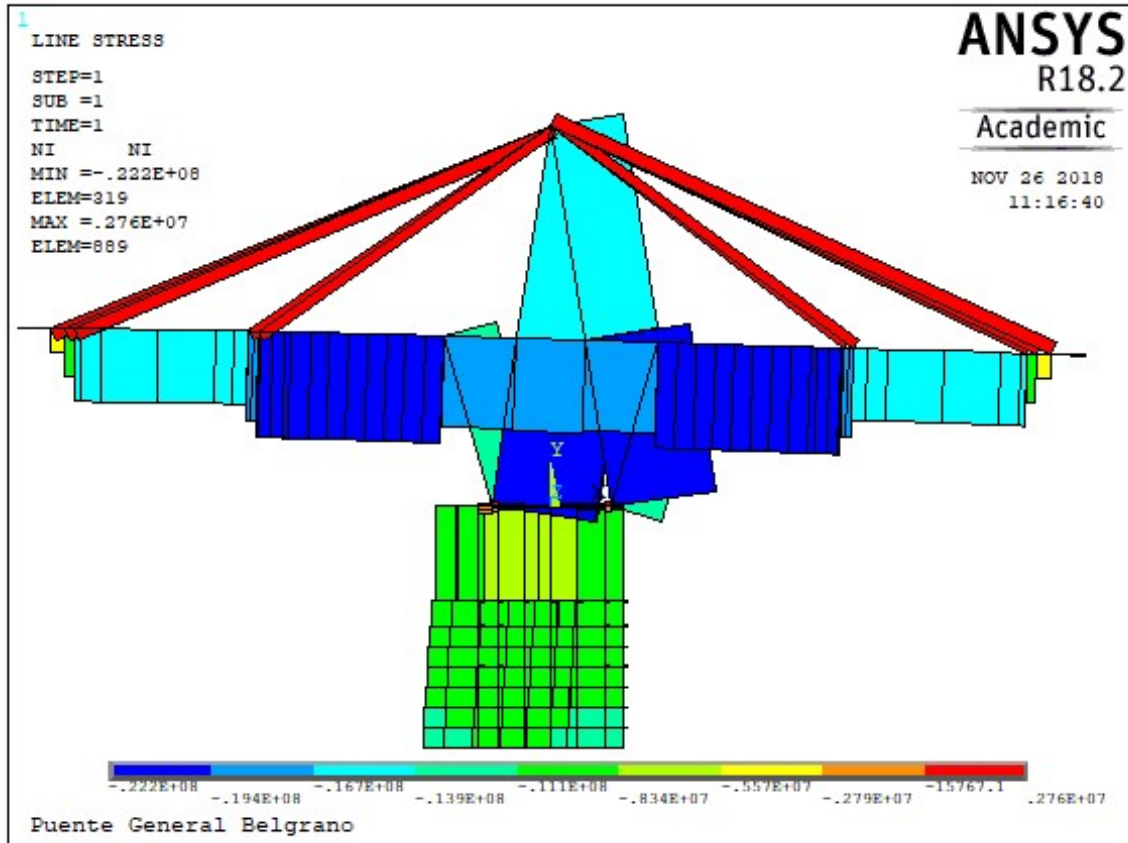


Fig. 32. Diagramas de esfuerzos normales. (Fuente: Elaboración propia)

Es importante mencionar que el programa tiene una forma poco sofisticada de graficar los diagramas de solicitaciones, por lo tanto, es recomendable utilizarlos para tener una idea global del comportamiento de las estructuras en estudio. En caso de requerir mayor precisión, puede ser preferible consultar el menú de soluciones de elemento o nodo dependiendo del valor buscado.

## Resultados análisis dinámico

- Análisis modal: se realizó este análisis con la finalidad de determinar las frecuencias de los diferentes modos de vibración de la estructura. Para esto, se hallaron los primeros 15 modos de vibración, los cuales se detallan en la **Tabla 13**.

**Tabla 13.** Análisis modal (Fuente: Elaboración propia)

Modo	Frecuencia	Tipo de movimiento
1	0,16756	-
2	0,35321	Flexión
3	0,39556	Flexión
4	0,43440	Flexión
5	0,54954	Flexión
6	0,62283	Flexión
7	0,96072	Flexo-torsión
8	1,0007	Torsión
9	1,0570	Flexión
10	1,1485	Torsión
11	1,2131	Torsión
12	1,3502	Flexión
13	1,4249	Flexión
14	1,8300	Flexión
15	1,8631	Flexión

En el **Anexo 2** se adjuntan las imágenes de cada uno de los modos de vibración calculados.

Para calibrar el modelo numérico se realizó la comparación entre los valores de frecuencias obtenidos con el programa y los valores brindados por Vialidad Nacional, conseguidos a través de un ensayo dinámico efectuado los días 4, 5 y 6 de agosto del año 1.997 en la pila 5 del puente general Manuel Belgrano. El modo comparativo fue el 8, teniendo como se observa en la **Tabla 13** un valor de 1,0007 Hz, contrastado con 1,01 Hz conseguido con dicho ensayo.

- **Análisis transitorio:** como se mencionó anteriormente, con este tipo de análisis se puede determinar la respuesta de la estructura en estudio en cualquier instante de tiempo bajo la acción de las cargas dinámicas. En este caso bajo la acción de la carga impulsiva producida por el impacto del tren de barcazas.

Para esto se efectuaron dos análisis, uno de vibración forzada no amortiguado (Ver **Fig.33.**) y otro amortiguado (Ver **Fig. 34.**). En el segundo caso, se utilizó un coeficiente de amortiguamiento de 2%, siendo el rango recomendable en obras civiles de 2% a 5%. El valor real del coeficiente de amortiguamiento depende de muchos factores, siendo de difícil determinación. La mejor forma de obtener su valor es realizando un ensayo sobre la estructura, el cual consiste en aplicar una fuerza impulsiva y medir las amplitudes de la oscilación resultante.

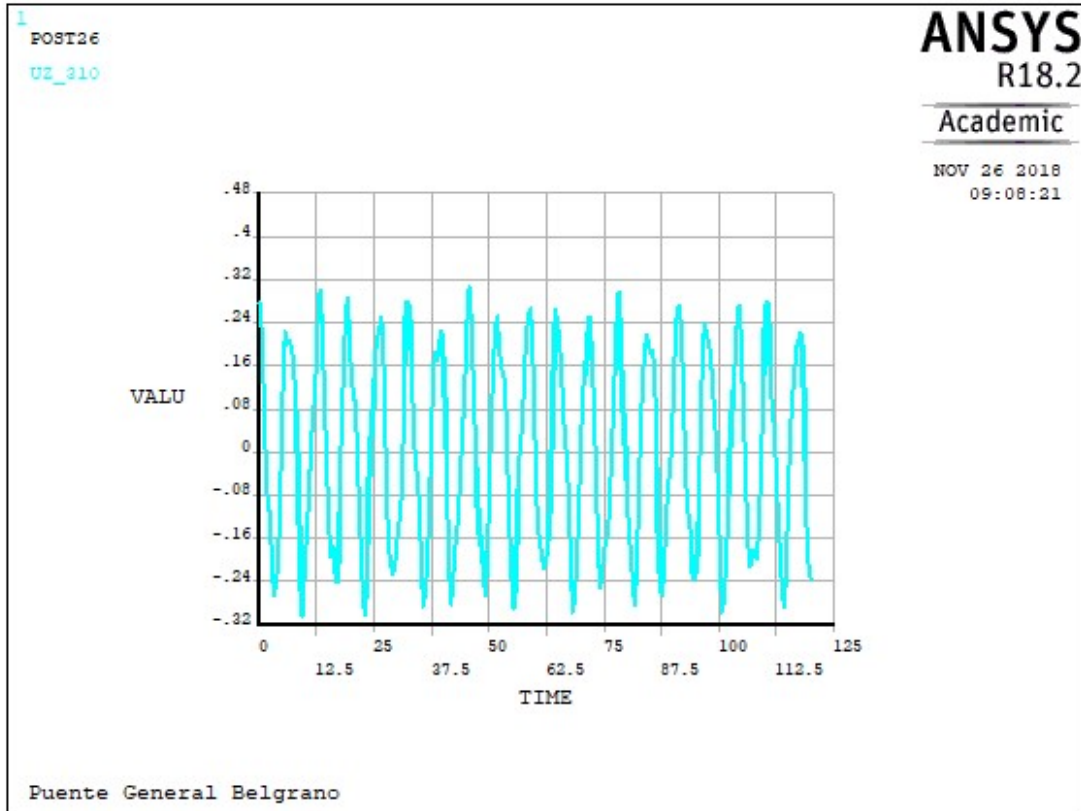
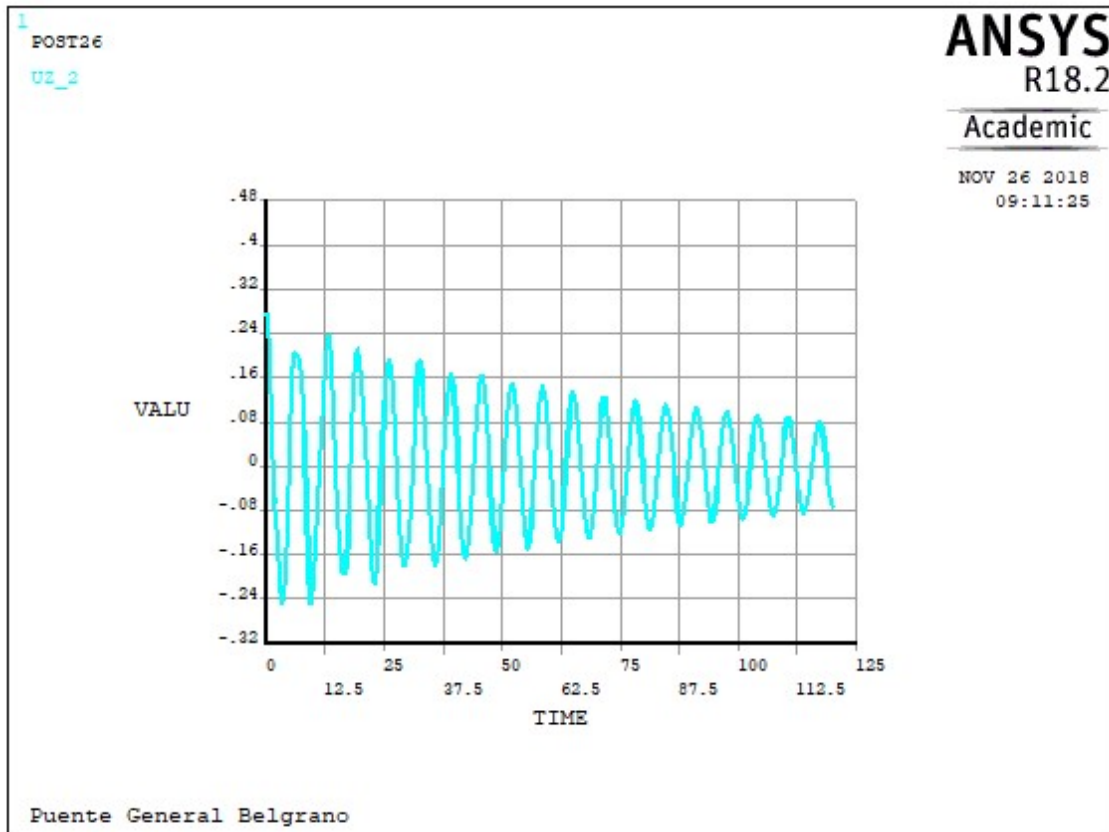


Fig. 33. Desplazamiento vs tiempo para análisis dinámico no amortiguado. (Fuente: Elaboración propia)



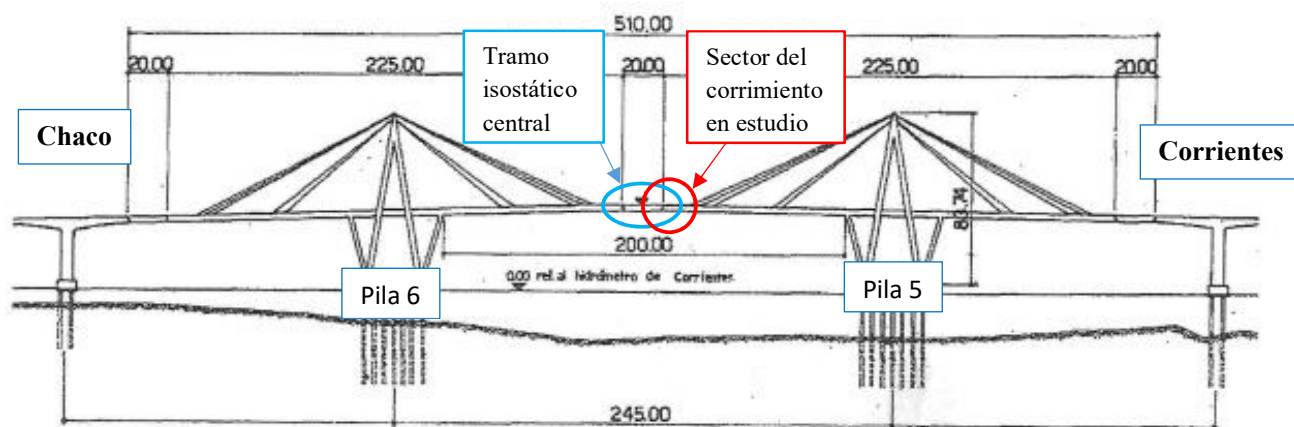
**Fig. 34.** Desplazamiento vs tiempo para análisis dinámico amortiguado. (Fuente: Elaboración propia)

En las **Fig. 33 y 34** se muestra la historia de desplazamientos del nudo 310 correspondiente al desplazamiento del extremo del semi-puente lado Corrientes. De esta manera se puede ver que para el caso analizado, la variación de los desplazamientos entre el análisis estático y dinámico fue del orden de 20%, siendo el desplazamiento máximo para el caso estático de 20 cm, mientras que para el caso dinámico el mismo fue de 24 cm.

## Conclusiones

Del informe de inspección del puente General Manuel Belgrano realizado en este año y brindado por Vialidad Nacional, se pudo observar que el ángulo de giro percibido en el tramo isostático central de dicho puente (Ver **Fig. 35.**) fue de  $0,7^\circ$ . Se supone que durante el giro del semipuente, el extremo del mismo se desplazó solidariamente con el extremo del tramo isostático. Bajo esta hipótesis, este valor de ángulo medido se corresponde con un desplazamiento del extremo del semi-puente de la pila 5 de 13 cm.

Se ha mencionado que el desplazamiento obtenido de la simulación numérica fue de 20 cm para el análisis estático y de 24 cm para el análisis dinámico



**Fig. 35.** Tramos isostáticos y estructurales. (Fuente: *Elaboración propia*)

Es necesario destacar que en todos los análisis realizados en este trabajo, se ha asumido un comportamiento elástico lineal de la estructura. Por lo tanto, la deformación remanente de la misma no se la puede calcular, lo que sí se puede afirmar es que los 20 cm o los 24 cm obtenidos son valores máximos de desplazamientos que al ser elásticos, finalizada la perturbación, volverán a cero.

Se ha visto que a partir de las mediciones realizadas en el tramo isostático, la situación actual del puente se corresponde con alguna situación de deformación remanente, es decir seguramente el desplazamiento del extremo del sector analizado fue mayor que el finalmente observado y que hubo algún tipo de restitución de las deformaciones.

Con respecto a esto se puede realizar las siguientes hipótesis, es decir, la diferencia entre lo observado y lo modelado se puede deber a dos causas.

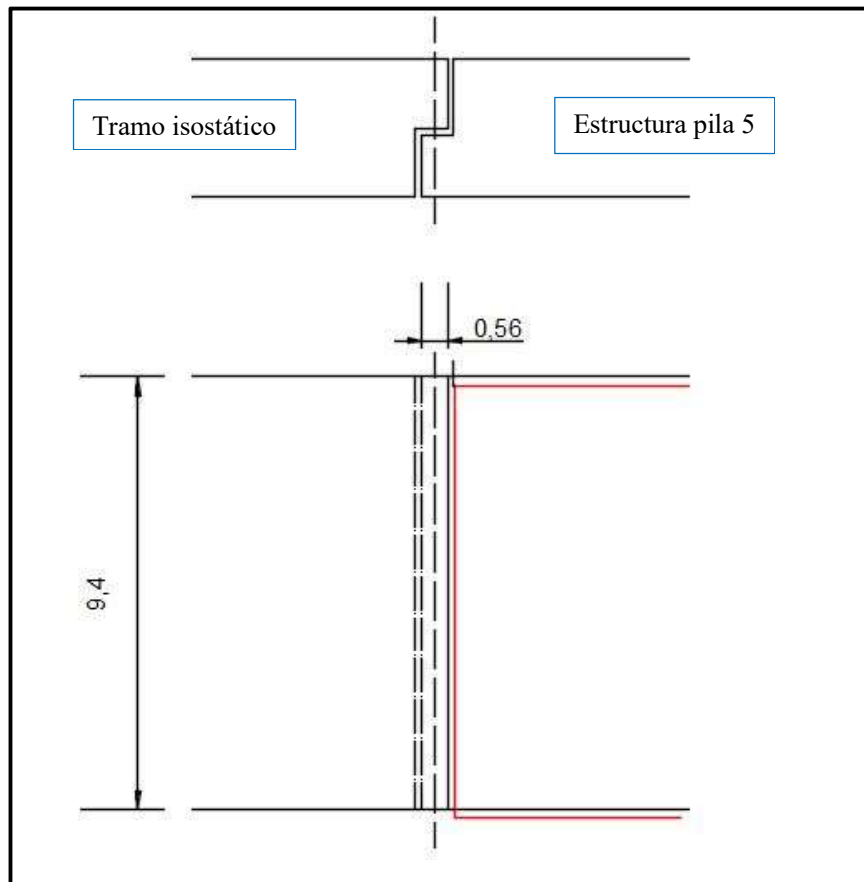
La primera es que debido al impacto, los pilotes se deformaron realizando un empuje activo sobre la arena circundante, mientras que en la cara opuesta de los mismos se produjo una oquedad permitiendo el ingreso de arena a la misma lo que impidió a los pilotes regresar a su posición original.

La segunda es que esta diferencia entre el corrimiento máximo modelado y el corrimiento actual también puede deberse a la plastificación parcial que pudieron haber sufrido los pilotes al momento de la colisión, soportando una deformación mayor a su capacidad de recuperación elástica, quedando así en una posición distinta a la inicial.

El estudio de estas hipótesis o análisis mencionados anteriormente escapan del alcance de este trabajo, dejando entonces abiertas las posibilidades de futuros estudios o trabajos de modelación sobre los mismos.

## Soluciones propuestas

Debido a los desplazamientos en horizontal tanto perpendicular como paralelamente al eje de la estructura, ocurridos en la misma a partir del impacto, teniendo un valor máximo de 24 cm y 3 cm respectivamente, se puede observar en la **Fig. 36**. la nueva posición del puente en color rojo.



**Fig. 36.** Puente con corrimientos. (Fuente: *Elaboración propia*)

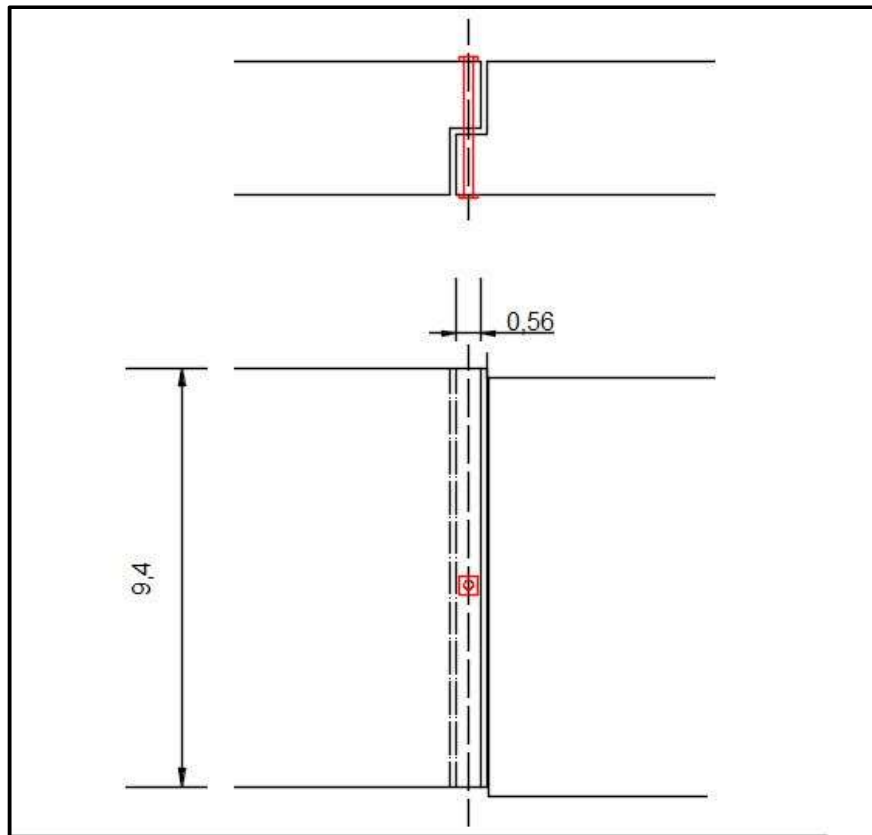
Originalmente se tenía un apoyo de tramos en forma paralela al eje de 56 cm, pero debido a la colisión solo quedaron 50 cm en las partes con peores condiciones, es decir, en aquellas donde debido a la rotación producida, se sufrieron los máximos desplazamientos, teniendo en cuenta que el corrimiento máximo de 3 cm se da en ambas estructuras, isostática y semipunte. Transversalmente en cambio, se contaba con todo el ancho de apoyo, es decir, 9,4 metros, pero debido a las deformaciones solo quedaron aproximadamente 9 metros en las zonas con corrimientos máximos, también considerando 0,2 metros de deformaciones en cada estructura.

Así, teniendo en cuenta que los mismos se generan con una carga frontal de 768 *Tn* y una lateral de 286 *Tn*, se podría considerar que con el triple de estas, es decir una frontal de 2304 tn y una lateral de 858 tn se llegaría a la falla de los pilotes antes que la falla o el descalce de las partes del tablero.

Teniendo en cuenta lo anterior y tratando de evitar eso como también los progresivos corrimientos de las componentes del tablero, ya que podría generarse a partir de los mismos la suspensión del pasaje de vehículos por el puente o en casos extremos, catástrofes significativas, se plantean tres posibles soluciones:

- La colocación de elementos metálicos, cilíndricos y de cabeza rectangular, para asegurar la unión en los apoyos de ambas piezas encastradas entre sí (Ver **Fig. 37.**), evitando de esta manera el aumento de corrimientos o deformaciones y por lo tanto, el posible derrumbe con los eventos de impactos extremos como los mencionados anteriormente.

Para su colocación, deben preverse las necesidades de impedir el paso de vehículos durante las horas que dure la misma, generando esto importantes congestionamientos y demoras, ya que como se sabe este puente es la única conexión terrestre en estos lugares.



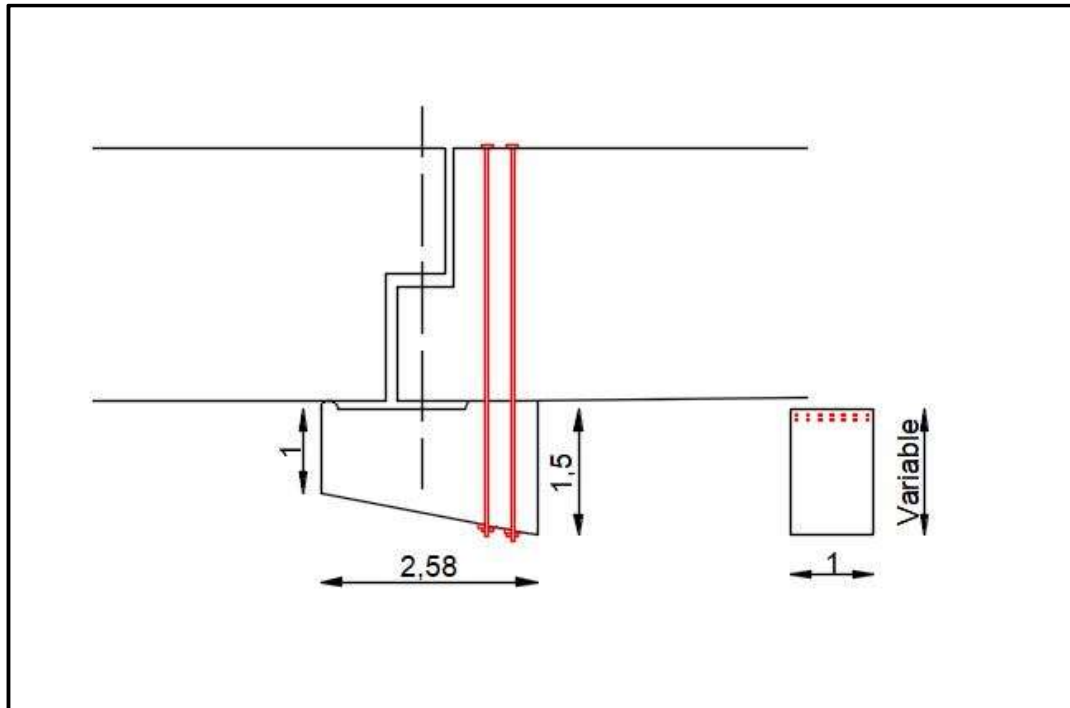
**Fig. 37.** Solución con colocación de elementos metálicos. (Fuente: *Elaboración propia*)

- La utilización de una viga colocada en la parte inferior de los tramos unidos entre sí, evitando también un aumento problemático de deformaciones. Esta solución generaría un incremento significativo en el peso propio de la estructura, lo cual debería estudiarse cuidadosamente a la hora del dimensionamiento de la misma.

En la **Fig. 38.** se puede observar el esquema de una viga propuesta de sección rectangular y altura variable de hormigón armado. El predimensionado se realizó con la norma Cirsoc 201-2005, en el cual se tuvo en cuenta el valor de momento flector producido por la carga del tramo isostático, el peso propio de la viga y la sobrecarga considerada como el peso de una aplanadora de 30 toneladas, como lo especifica el documento “Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado” propuesto por Vialidad Nacional y utilizado en la cátedra Hormigón armado II.

Considerando la dimensión de la viga se obtiene una cuantía de sección de acero igual al 9‰ trabajando solo a tracción. Aportando así, un peso propio la nueva estructura de 8,06 toneladas a cada lado del tablero, siendo esto aproximadamente igual a 8 automóviles tipo como los que circulan diariamente por el puente.

A su vez, el valor de reacción que debe soportar el elemento de sujeción próximo al borde del semipuerto conllevaría a necesitarse un diámetro de por lo menos 10 cm colocando 10 unidades del mismo para poder soportar un esfuerzo de tracción en el orden de 1.700 toneladas.



**Fig. 38.** Solución con colocación de vigas. (Fuente: *Elaboración propia*)

Las dimensiones propuestas se obtuvieron considerando un análisis estático de una viga de hormigón armado H-30 en voladizo y pernos pasantes de acero F24 con la única finalidad de obtener un valor de referencia del peso adicional que podría tener la misma, ya que estaría aumentando las cargas permanentes que solicitan a la estructura principal del puente y analizar a partir de esto si es viable su implementación.

Quedará como propuesta para futuros trabajos realizar un análisis más minucioso de la situación, análisis de cargas más exactos con diseños estructurales más eficientes y materiales de mejor calidad, con sus pertinentes verificaciones.

- Estudiar y analizar la posible colocación de otros tipos de defensas, evitando así que las embarcaciones impacten con la estructura del puente y lleguen a las mismas sin producir problemas significativos. Analizar esto es muy importante, ya que la colisión analizada

en el presente trabajo se produjo debido al desplazamiento que tenía el pontón flotante de defensa respecto a su posición inicial en la pila 5, hacia el lado correntino, facilitando de esta manera el impacto contra la misma.

# Anexos

## **Anexo 1 – Planos**

Plano 1: vista longitudinal de tablero

Plano 2: balizamiento

Plano 3: batimetrías

## **Anexo 2 – Imágenes de análisis modal**

Modo de vibración 2

Modo de vibración 3

Modo de vibración 5

Modo de vibración 6

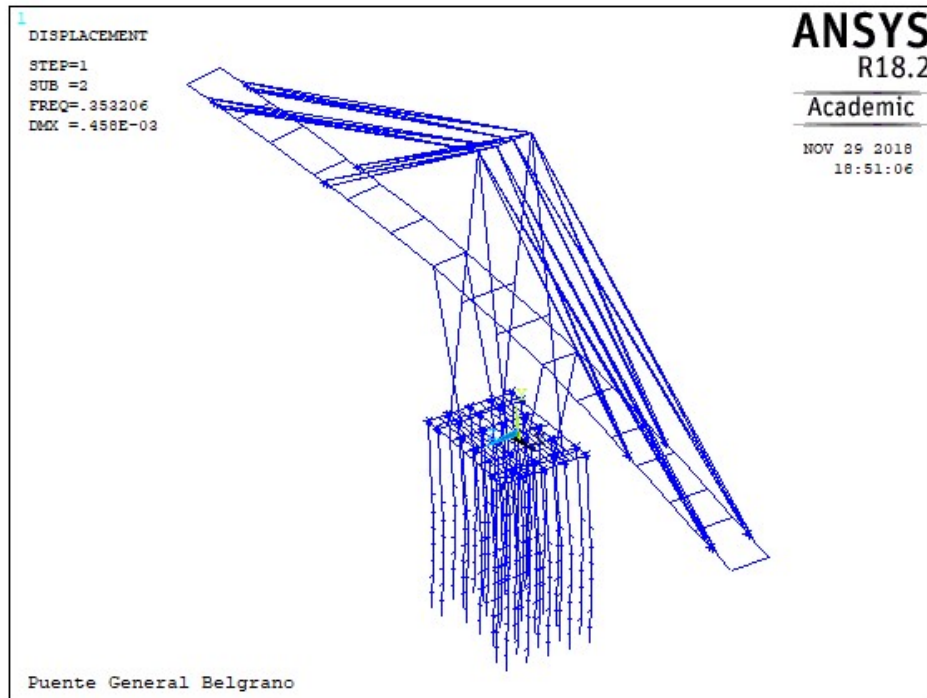
Modo de vibración 8

Modo de vibración 9

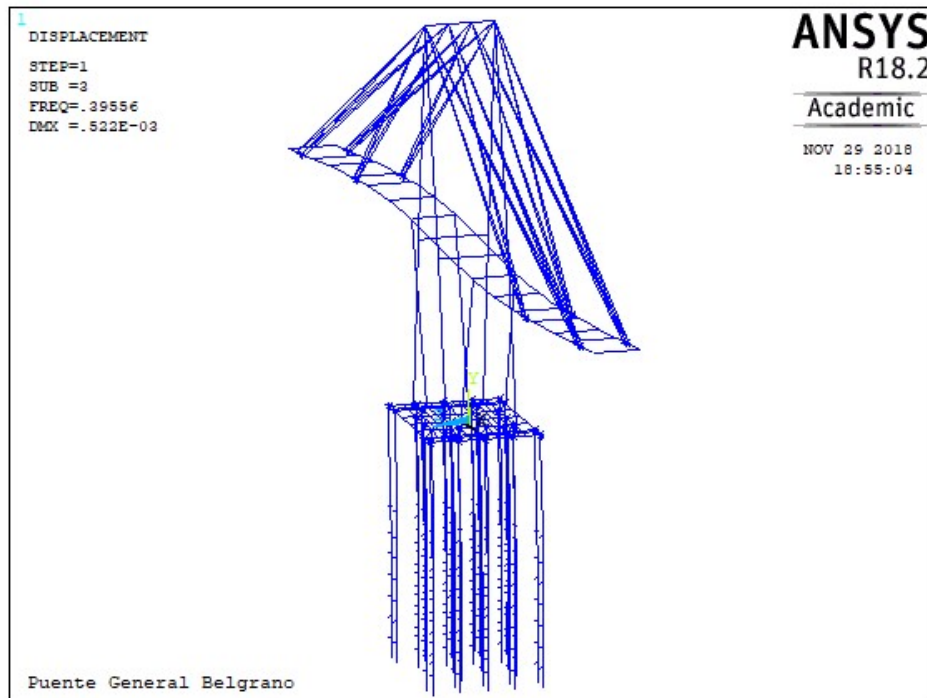
Modo de vibración 12

Modo de vibración 15

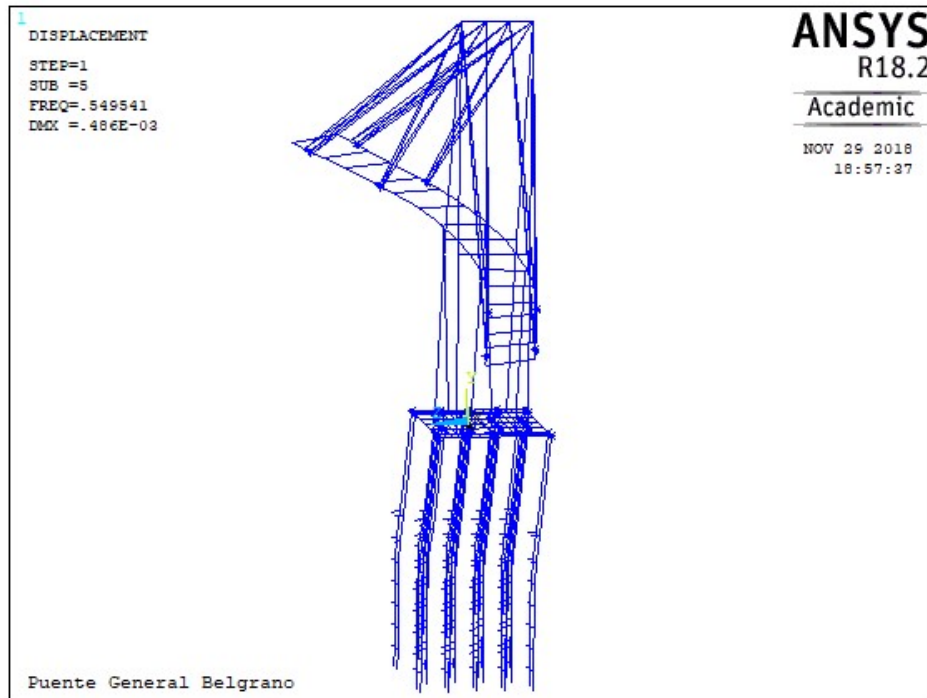
## Modo de vibración 2



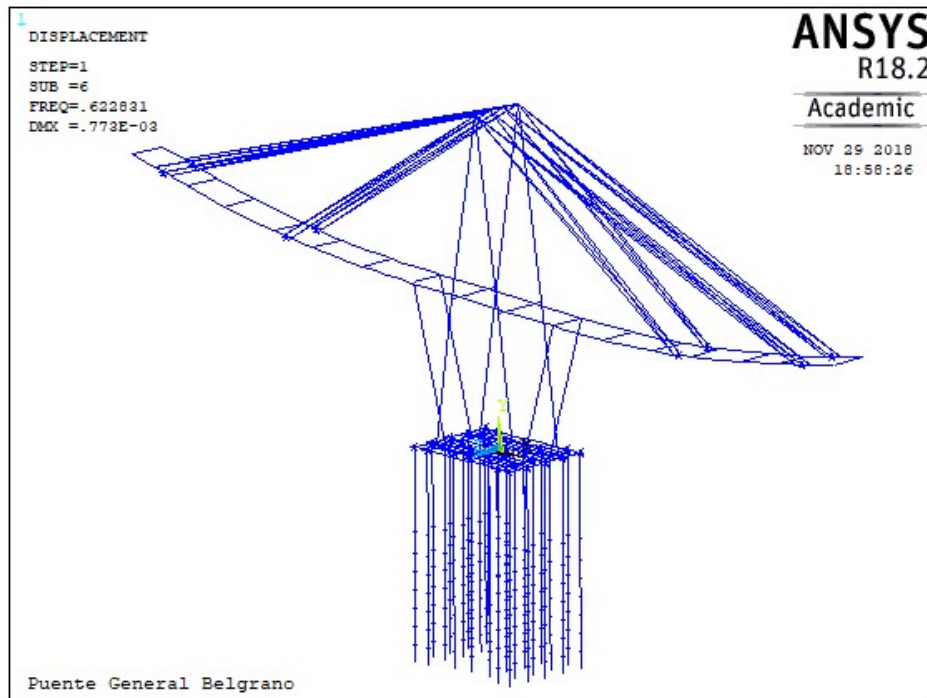
## Modo de vibración 3



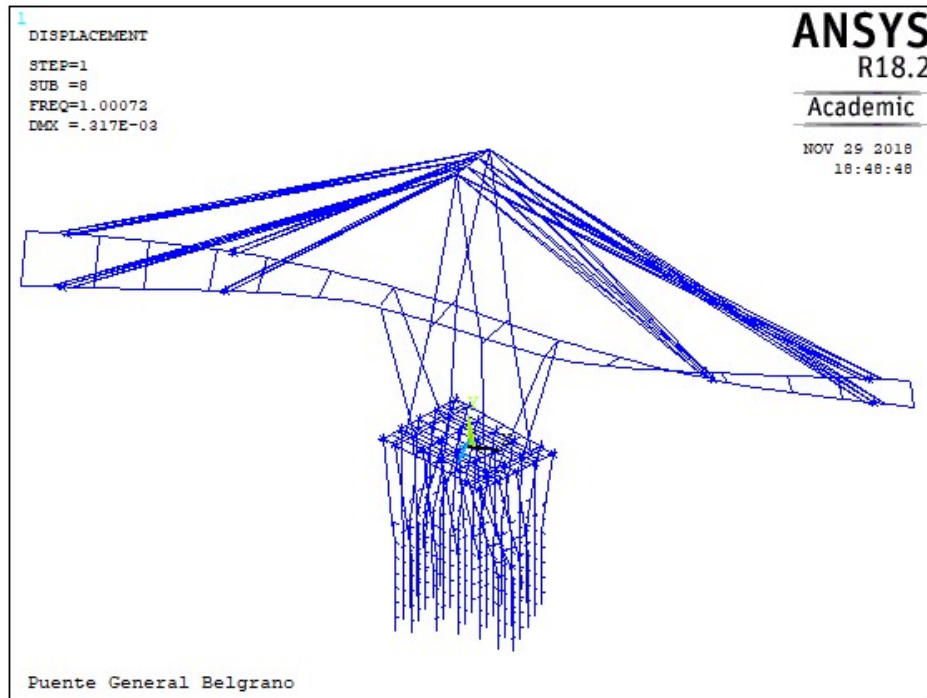
## Modo de vibración 5



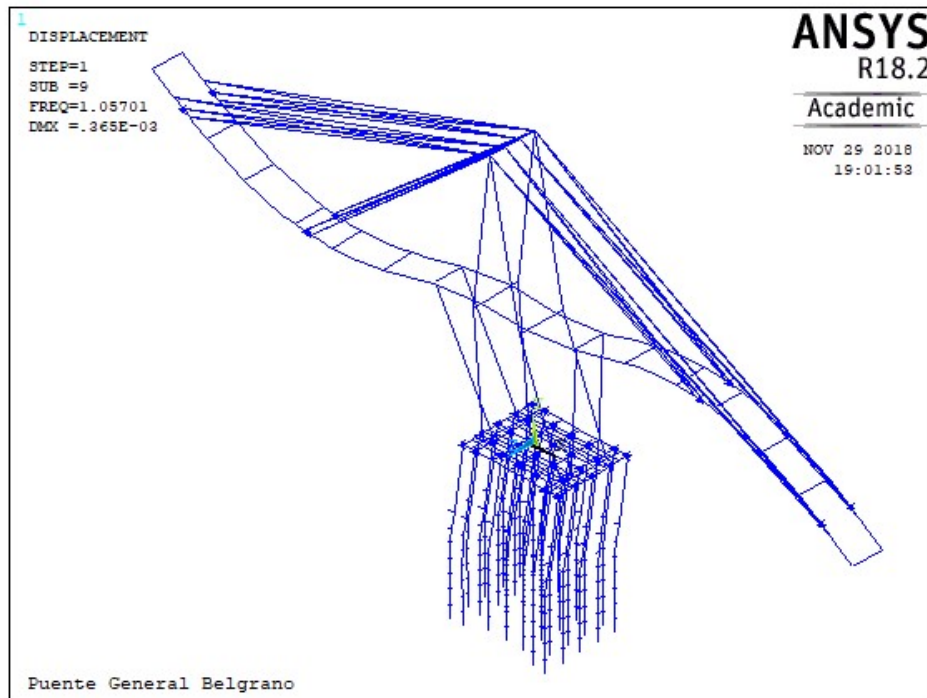
## Modo de vibración 6



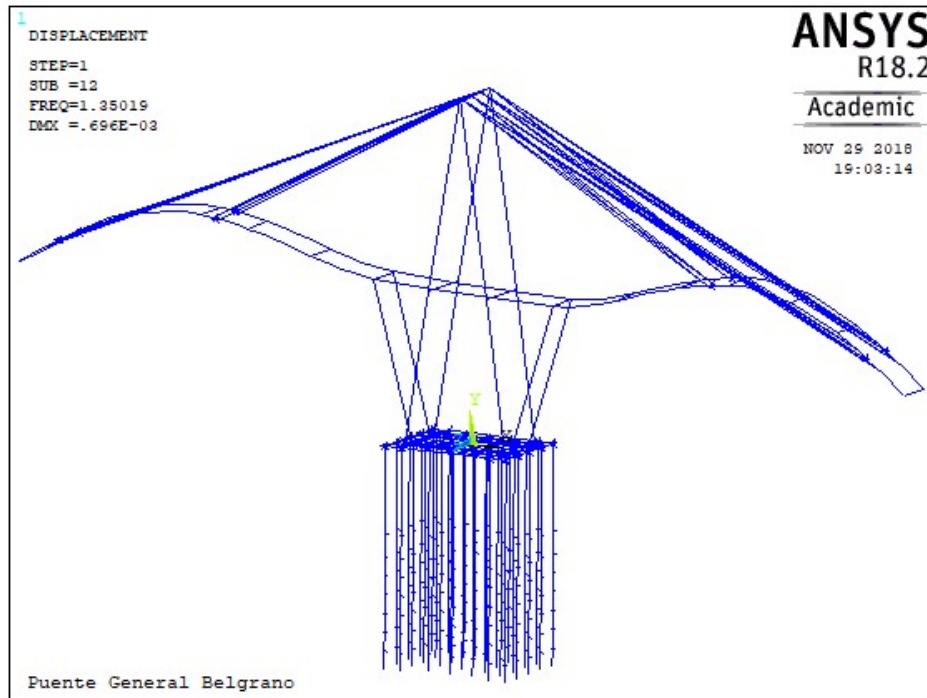
## Modo de vibración 8



## Modo de vibración 9



## Modo de vibración 12



## Modo de vibración 15

