

MODELACIÓN NUMÉRICA COMPUTACIONAL DEL PUENTE METÁLICO SOBRE EL RÍO GASTONA EN LA RUTA NACIONAL Nº 38, PROVINCIA DE TUCUMÁN

Ingeniero Civil Oscar Dip (*)

San Miguel de Tucumán, Tucumán, Argentina

Magíster en Ingeniería Estructural. Docente del Área Teoría de las Estructuras de la carrera de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Tucumán (UNT).

Ingeniero Civil Gustavo Ariel Pérez (*)

San Miguel de Tucumán, Tucumán, Argentina

Doctor en Ingeniería. Profesor Asociado en la Asignatura Hormigón II de la carrera de Ingeniería Civil (UNT).

Ingeniero Civil José Rodolfo Barlek (*)

(*) Instituto de Estructuras “Ing. Arturo M. Guzmán”, UNT

San Miguel de Tucumán, Tucumán, Argentina

Magíster en Ingeniería Estructural. Profesor Asociado de la Asignatura Hormigón III de la carrera de Ingeniería Civil (UNT).

RESUMEN

El presente trabajo se realiza en el marco de un convenio entre el Instituto de Estructuras de la Universidad Nacional de Tucumán y la Dirección Nacional de Vialidad, para la evaluación y rehabilitación del puente sobre el río Gastona en la Ruta Nacional Nº 38 de la provincia de Tucumán. Dentro de ese marco, se analiza el comportamiento frente a cargas de código de un puente carretero metálico de seis tramos isostáticos iguales, fuera de servicio debido a desplazamiento y rotación de una pila. Este estudio se realiza a través de técnicas numéricas utilizando el programa SAP2000, en base a datos aportados por un detallado relevamiento realizado como parte del mismo convenio. Se modela asimismo una prueba de carga realizada sobre uno de los tramos del puente, con el objeto de calibrar el modelo numérico para determinar la capacidad portante de la estructura a los distintos estados de carga a los que se verá sometido el puente durante las tareas de rehabilitación. Finalmente se realiza un modelo con el puente rehabilitado para observar el comportamiento del mismo en condiciones de servicio y obtener los esfuerzos para dimensionado de posibles refuerzos y de la nueva pila.

ABSTRACT

This work is developed as part of the agreement between the Structures Institute of the National University of Tucumán and Argentine National Highway Administration, for the assessment and retrofitting of a bridge over the Gastona River in the Federal Highway Nº 38 in Tucumán. The performance of a six equal isostatic spans metallic highway bridge under code load is studied. The bridge is out of service due to displacement and rotation pier. This study was carried out through numerical techniques by SAP2000 software based on data from a detailed survey conducted as part of the same work. A load test simulation is carried out in order to determine the structural bearing capacity of the bridge under different load states to be used in the rehabilitation process. Finally, a numerical model is developed to observe the behavior of the rehabilitated bridge under service conditions, to design the new pier and the possible strength.

INTRODUCCIÓN

En el marco de un convenio entre la Dirección Nacional de Vialidad de la República Argentina y el Instituto de Estructuras “Ing. Arturo M. Guzmán” de la Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología de la Universidad Nacional de Tucumán, se encomendó a este Instituto el estudio para la evaluación y rehabilitación del puente carretero sobre el río Gastona en la Ruta Nacional N° 38 de la provincia de Tucumán.



Figura 1

Se trata de un puente metálico de seis tramos isostáticos de 61,5 metros de luz cada uno (Figura 1), fuera de servicio al tránsito vehicular, debido a la inclinación y desplazamiento de una de sus pilas como consecuencia del impacto de uno de los tramos de un puente ferroviario colapsado durante una crecida del río (Figura 2).



Figura 2

La superestructura de cada tramo, está constituida por vigas reticuladas que se apoyan en pilas masivas de mampostería a través de apoyos metálicos (Figura 3).



Figura 3

El tablero está constituido por un emparrillado de vigas metálicas sobre el que se apoyan perfiles Zores yuxtapuestos que constituyen el soporte de la losa de hormigón simple que sirve de base para la carpeta de rodamiento (Figura 4). Finalmente las pilas de mampostería transfieren su carga al subsuelo a través de cilindros de fundación huecos del mismo material, rellenos con material no cohesivo.



Figura 4

Las tareas se realizaron en dos etapas bien diferenciadas. La primera consistió en la inspección, relevamiento estructural detallado, relevamiento de patologías y confección de planos¹, debido a la falta total de antecedentes técnicos, y la segunda etapa, se caracterizó por la realización de una propuesta de rehabilitación con la

confección detallada de los pliegos particulares necesarios para el llamado a licitación del proceso de rehabilitación².

En este trabajo se describe el modelo numérico computacional desarrollado, con el objeto de evaluar el comportamiento de la superestructura del puente frente a distintos estados de carga, y analizar el comportamiento del mismo una vez materializada la nueva pila como parte del proceso de rehabilitación.

MODELACIÓN NUMÉRICA COMPUTACIONAL

Se procedió a modelar computacionalmente la estructura de un tramo genérico del puente. El análisis se llevó a cabo con un programa de elementos finitos especializado denominado SAP2000 Versión 11.0.7, desarrollado por Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

En primera instancia, se consideró el tramo genérico aislado, apoyado directamente sobre apoyos fijos y móviles según la dirección longitudinal del puente y fijos según su dirección transversal, para representar el comportamiento ideal de los apoyos según la configuración existente. Este tramo se modeló íntegramente utilizando elementos de barras de dos nodos, con características geométricas asignadas a partir del relevamiento de la primera etapa. Por tratarse de perfiles laminados de acero, se consideró un módulo de elasticidad $E=199.900.000 \text{ kN/m}^2$. El tablero se modeló con elementos de barras yuxtapuestos, de rigidez equivalente a la combinación de los perfiles zorés y el hormigón superior.

La Figura 5 muestra una vista tridimensional superior de la disposición de elementos del modelo estructural

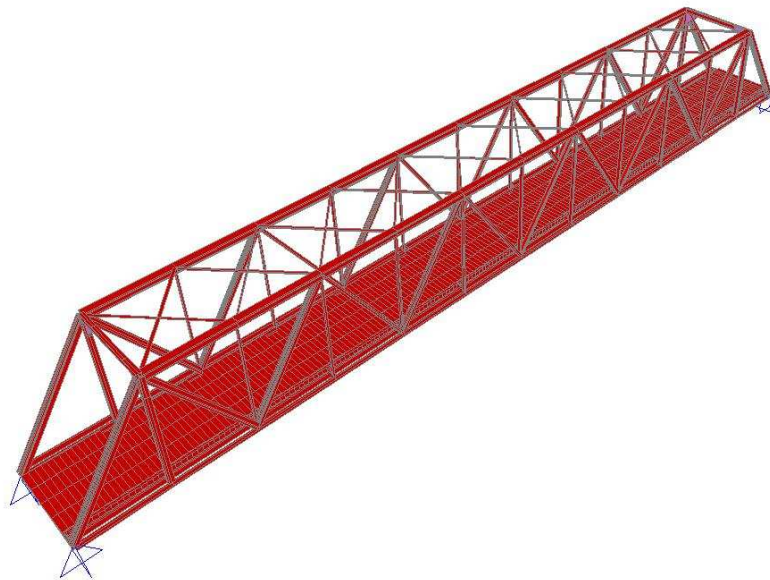


Figura 5

La Figura 6 muestra una vista tridimensional inferior del modelo.

En segunda instancia, se procedió a modelar los dos tramos que descargarían sobre la nueva pila construida durante la rehabilitación, modelando asimismo la pila proyectada.

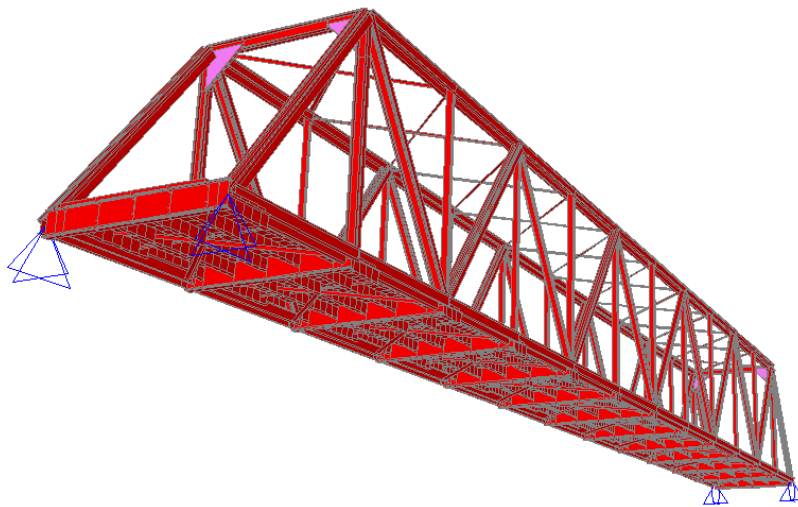


Figura 5

Sobre estos modelos se aplicaron distintos estados de carga. En primer lugar se trató de reproducir el estado tensional imperante en los dos tramos contiguos a la pila desplazada, y comparar sus resultados con los daños y deformaciones observadas in-situ. A solicitud del comitente, para la evaluación de la estructura rehabilitada, se consideró bajo cargas de servicio correspondientes a un puente tipo A20 según la normativa vigente³.

Sobre los distintos modelos se aplicaron los siguientes estados de carga para la verificación y análisis de los elementos estructurales:

DespAp:	desplazamiento de apoyos para reproducir el descenso e inclinación de la pila.
PP:	peso propio.
PP+AplCenC:	peso propio, multitud compacta y aplanadora en centro de tramo, ubicada en centro de la calzada.
PP+AplCenL:	peso propio, multitud compacta y aplanadora en centro de tramo, ubicada en borde de la calzada.
PP+AplApC:	peso propio, multitud compacta y aplanadora sobre apoyo, ubicada en centro de calzada.
PP+AplApL:	peso propio, multitud compacta y aplanadora sobre apoyo, ubicada en borde de calzada.
SisTrans:	acción sísmica considerada en dirección transversal.
SisLong:	acción sísmica considerada en sentido longitudinal.
Frenado:	acción de frenado de vehículos sobre el puente.
VientCarg:	acción del viento sobre el puente cargado.
VientDesc:	acción del viento sobre el puente descargado.
PrCarg1:	prueba de carga con primera disposición de cargas (Estado I).
PrCarg2:	prueba de carga con segunda disposición de cargas (Estado II).
PrCarg3:	prueba de carga con tercera disposición de cargas (Estado III).
PrCarg4:	prueba de carga con cuarta disposición de cargas (Estado IV).
PrCarg5:	prueba de carga con quinta disposición de cargas (Estado V).
Crecida:	acción debida a la crecida del río (Cargas aplicadas a la Nueva Pila).

ANÁLISIS COMPUTACIONAL ESTÁTICO

Validación del Modelo Numérico

Con el objeto de verificar si el comportamiento del modelo numérico se correspondía con el de la estructura real, se reprodujeron los estados de carga aplicados en la Prueba de Carga realizada sobre el quinto tramo del puente, a través de un análisis estático lineal. Dicha prueba de Carga se realizó utilizando 3 camiones volcadores cargados con árido, un camión Sab Scania cargado con una topadora, un carretón cargado con una topadora, una cargadora frontal y una motoniveladora, definiendo cinco estados de carga según la forma en que fueron ingresando los equipos al puente. La Figura 6 muestra la ubicación de los equipos para el estado de carga IV. Las cargas de los camiones y maquinarias, se aplicaron en el modelo numérico como cargas puntuales en correspondencia con la ubicación teórica de las ruedas de los mismos. A modo de ejemplo, en la Figura 7 se muestran las cargas aplicadas en correspondencia con el Estado V de la prueba de cargas del quinto tramo. En la Tabla 1 se comparan los promedios de los valores de flechas en centro y cuarto de tramos obtenidos del análisis con los medidos durante la realización de la Prueba de Carga.



Figura 6

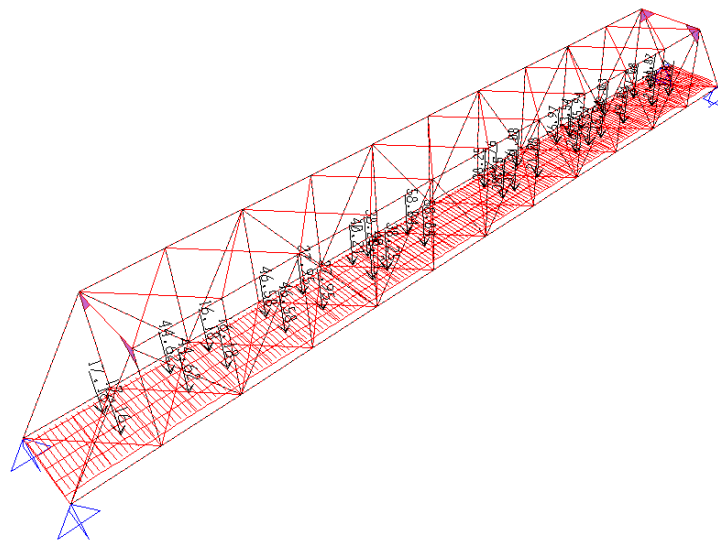


Figura 7

Tabla 1: Comparación de Deflexiones Medidas y Calculadas

Primer Estado de Carga (I) (2 Camiones Volcadores)				
Sector de Tramo	Flech. Promedio Calculada [mm]	Flech. Promedio Medida [mm]	Diferencia [mm]	Error [%]
Cuarto Sur	3,2	3,2	0,0	0,0
Centro	5,3	5,1	0,2	3,9
Cuarto Norte	3,3	3,1	0,2	6,4
Segundo Estado de Carga (II) (2 Camiones Volcadores + Camión Scania)				
Sector de Tramo	Flech. Promedio Calculada [mm]	Flech. Promedio Medida [mm]	Diferencia [mm]	Error [%]
Cuarto Sur	6,0	6,2	-0,2	3,2
Centro	9,3	9,25	0,05	0,5
Cuarto Norte	5,8	5,8	0,0	0,0
Tercer Estado de Carga (III) (2 Camiones Volcadores + Camión Scania+ Carretón)				
Sector de Tramo	Flech. Promedio Calculada [mm]	Flech. Promedio Medida [mm]	Diferencia [mm]	Error [%]
Cuarto Sur	9,4	9,2	0,2	2,17
Centro	13,7	13,2	0,5	3,78
Cuarto Norte	9,3	8,7		6,8
Cuarto Estado de Carga (IV) (2 Camiones Volcadores + Camión Scania + Carretón + Motoniveladora)				
Sector de Tramo	Flech. Promedio Calculada [mm]	Flech. Promedio Medida [mm]	Diferencia [mm]	Error [%]
Cuarto Sur	10,5	10,4	0,1	1,0
Centro	15,1	14,5	0,6	4,1
Cuarto Norte	10,4	9,8	0,6	6,1
Quinto Estado de Carga (V) (3 Camiones Volcadores + Camión Scania + Carretón + Motoniveladora + Carg. Frontal)				
Sector de Tramo	Flech. Promedio Calculada [mm]	Flech. Promedio Medida [mm]	Diferencia [mm]	Error [%]
Cuarto Sur	11,8	11,15	0,65	5,8
Centro	16,2	15,8	0,4	2,53
Cuarto Norte	11,6	10,9	0,8	6,4

Del análisis de los órdenes de las diferencias observadas, y teniendo en cuenta que la ubicación teórica de las cargas en el modelo, difiere de la ubicación real durante la prueba, sobre todo en lo que respecta a su ubicación en la sección transversal de la calzada, se consideró satisfactoria la aproximación obtenida.

ANÁLISIS COMPUTACIONAL DINÁMICO

Para determinar las características dinámicas de la superestructura, se procedió a realizar un análisis de vibraciones libres del mismo modelo computacional empleado en el análisis estático.

Del análisis de los resultados, se desprende que el primer modo de vibración, con un período de 0,58 segundos, es un modo de flexión transversal, como se puede apreciar en la Figura 8. El segundo modo corresponde a un modo torsional de un período de 0,43 segundos, y recién el tercer modo, con un período de 0,36 segundos, corresponde a un típico Modo 1 de flexión longitudinal.

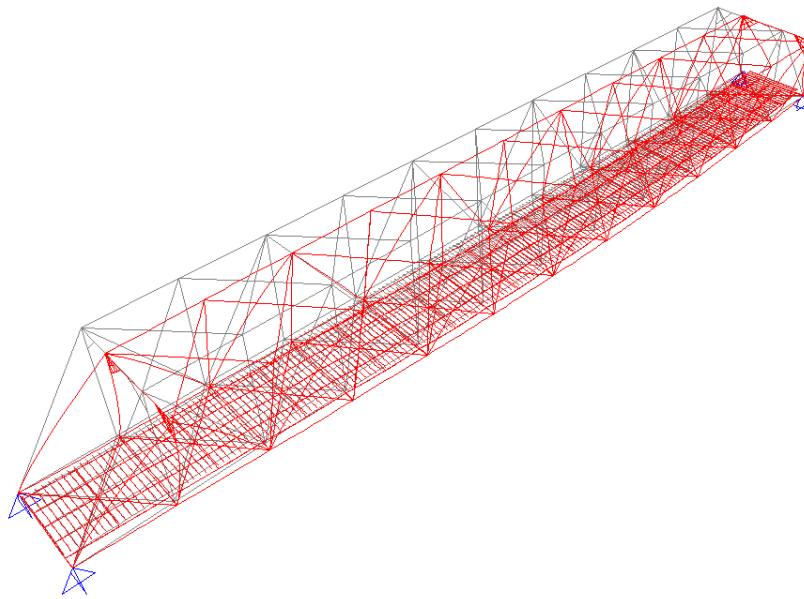


Figura 8

ANÁLISIS BAJO ACCIÓN SÍSMICA

Para determinar los esfuerzos y deformaciones producidos por la acción sísmica en las diferentes secciones de la estructura se realizó un análisis dinámico de tipo modal espectral siguiendo los lineamientos de la normativa vigente “Normas Argentinas Para Construcciones Sismorresistentes” (INPRES-CIRSOC 103) ⁴ y “Normas Antisísmicas Argentinas Edición 1980” (NAA 80). ⁵

Acciones Sísmicas

Las solicitaciones sísmicas para el análisis numérico se determinaron en base a las especificaciones del INPRES-CIRSOC 103 Parte I. Se adoptó el espectro de pseudoaceleraciones de Zona II para suelo Tipo III, en correspondencia con la ubicación y tipo de suelo del puente existente.

De acuerdo a las características de la estructura analizada, y siguiendo los lineamientos de la normativa, se adoptó una Ductilidad Global $\mu = 3,5$ y un factor de riesgo γ_d de 1,4. Con respecto a los factores de reducción, se incluyeron en el modelo numérico computacional ingresando como datos los valores del espectro de pseudoaceleraciones reducido según corresponde para cada valor de período.

Estados de Carga

Para determinar los estados de carga requeridos, se aplicó el criterio definido en las NAA 80, debido a que la normativa actualmente en vigencia en el territorio nacional (INPRES-CIRSOC 103) no tiene aplicación específica en lo que se refiere a estructuras de puentes, y sólo establece en términos generales, que en obras que requieran estudios y verificaciones especiales se adoptará como lineamiento fundamental en aquellos aspectos en que pueda ser aplicable. Para este caso, sólo en la definición de las acciones.

Carga gravitatoria operante en el momento del sismo

En el análisis según la dirección transversal del puente, se consideró actuando la totalidad del peso propio, más un 25% de la sobrecarga de servicio definida por la normativa vigente para puentes A20, y sólo el peso propio en el análisis según la dirección longitudinal.

Direcciones de Análisis

Se consideró el sismo actuando según las direcciones longitudinal y transversal independientemente, y en ambos casos se superpuso con la acción sísmica vertical considerada con un valor del 50% del especificado en los espectros, según lo establecido por la normativa vigente.

Superposición de Efectos

Para la evaluación total de los esfuerzos se aplicó el criterio de la NAA 80, es decir considerar la superposición de la acción sísmica con la gravitatoria más un 50% de la sobrecarga de servicio.

Cabe consignar que la normativa INPRES-CIRSOC 103, establece acciones consideradas últimas, mientras que la NAA 80, se basa en la filosofía de diseño por tensiones admisibles de servicio, debido a ello se convirtieron las acciones a servicio y se utilizó el criterio de superposición de la NAA 80.

RESULTADO DEL ANÁLISIS

Verificación de Elementos Estructurales

Utilizando los resultados del análisis estático y dinámico del puente, se procedió a verificar el estado de tensiones de los distintos elementos estructurales frente a los estados de carga señalados anteriormente. La Tabla 2 indica las máximas tensiones obtenidas para los distintos elementos estructurales al igual que el estado de carga para el que se produjo. La Figura 9 ilustra sobre la designación de los elementos estructurales.

Tabla 2: Valores de Tensiones máximos y mínimos

Elemento Estructural	Estado de Carga	Tensión de Trabajo [kN/m ²]	
Elemento A	VientDesc	Max	-26.603,7
	SisTrans	Min	-97.836,1
Elemento B	SisTrans	Max	41.071,5
	SisTrans	Min	-19.844,6
Elemento C	PP+AplCenL	Max	110.60,9
	VientDesc	Min	38.881,9
Elemento D	PP+AplCenL	Max	42.543,0
	VientDesc	Min	-13888,9
Elemento E	VientDesc	Max	-25.527,6
	PP+AplCenL	Min	-80.948,2
Elemento F	PP+AplCenL	Max	98.135,3
	VientDesc	Min	-24.567,2
Elemento G	VientDesc	Max	-27.718,2
	PP+AplCenL	Min	-85.968,9
Elemento H	SisTrans	Max	61.862,8
	VientCarg	Min	353,2
Elemento I	PP+AplCenL	Max	69.169,3
	VientCarg	Min	24.772,2
Elemento J	PP+AplCenL	Max	73.224,8
	VientCarg	Min	25.542,3
Elemento K	VientDesc	Max	-36.026,2
	PP+AplCenL	Min	-919,2
Elemento L	PP+AplCenL	Max	-121.629,3 (*)
	VientDesc	Min	-58.375,4
Elemento M	SisTrans	Max	74.855,2
	VientCarg	Min	-72.691,1 (**)
Elemento N	VientCarg	Max	112.046,9
	Vient Carg	Min	-113.343,8
Elemento O	PP+ApCenL	Max	72.384,1
	PP+ApCenL	Min	-65.322,8
Elemento P	SisTrans	Max	37.877,4
	VientDesc	Min	-70.318,1 (***)
Elemento Q	VientDesc	Max	29.487,9
	VientDesc	Min	-31.326,3

(*) Los elementos centrales del cordón superior se verían apenas superados en sus tensiones admisibles, si se incrementan las mismas incluyendo el coeficiente omega de pandeo, esa tensión sería de -140.870,6 kN/m².

(**) Algunos de estos elementos podrían sufrir pandeo para los estados de cargas de viento y sismo, pero sería de esperarse, ya que no están concebidos para resistir compresiones, la tensión incrementada por el coeficiente omega correspondiente sería -194.365,5 kN/m².

(***) Algunos de estos elementos sufrirían pandeo para los estados de cargas de sismo y viento, pero sería de esperarse, ya que no están concebidos para resistir compresiones, la tensión incrementada por el coeficiente omega correspondiente sería -123.365,7 kN/m².

Nota: La tensión admisible para este tipo de perfiles es de 117.720 kN/m².

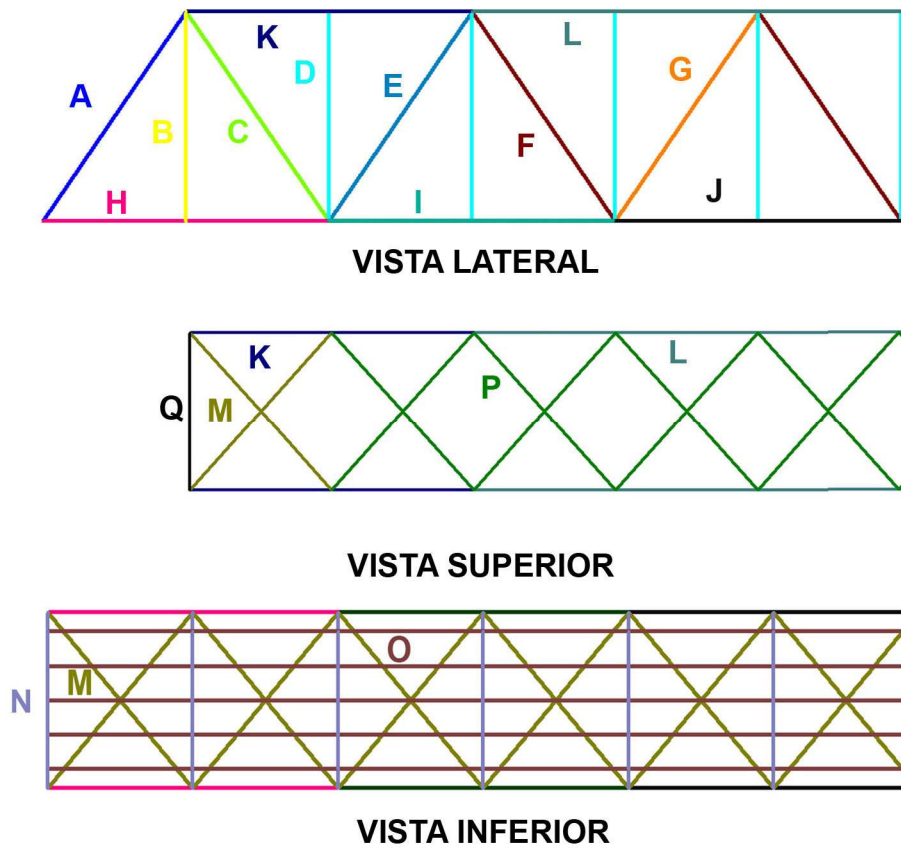


Figura 9

La Figura 10 muestra en forma gráfica las fuerzas de tracción y compresión en los elementos de uno de los reticulados que compone el puente, al ser solicitado por la carga de código correspondiente a multitud compacta y aplanadora de 20 toneladas en centro de tramo.

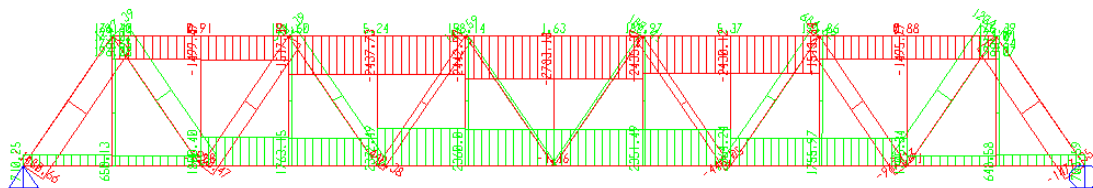


Figura 10

Estado de Tensiones Alcanzado durante las Pruebas de Carga

Con el objeto de poder estimar el grado de acercamiento de las pruebas de carga realizadas con el estado de servicio del puente considerado, se procedió a comparar las tensiones obtenidas al aplicar al modelo numérico las cargas de la prueba con las máximas cargas obtenidas aplicando los estados prescritos por la normativa vigente para un puente A20. La Tabla 3 muestra las tensiones obtenidas y el porcentaje correspondiente alcanzado.

Tabla 3: Porcentaje de Esfuerzos Obtenidos en Prueba de Carga

Elemento Estructural	Carga Como A20		Prueba de Carga		Porcentaje [%]
	Est. Carga	Tensión [kN/m ²]	Est. Carga	Tensión [kN/m ²]	
Elemento A	PP+ApCenL	-92.215,6	Estado V	-81.203,5	88,06
Elemento B	PP+ApCenL	16.156,5	Estado V	13.193,0	81,66
Elemento C	PP+ApCenL	110.601,9	Estado V	100.235,6	90,63
Elemento D	PP+ApCenL	42.543,0	Estado V	41.168,0	96,77
Elemento E	PP+ApCenL	-80.947,7	Estado V	-73.257,1	90,50
Elemento F	PP+ApCenL	98.135,5	Estado IV	87.058,7	88,71
Elemento G	PP+ApCenL	-85.969,4	Estado III	-76.932,5	89,49
Elemento H	PP+ApCenL	48.420,1	Estado V	42.854,5	88,51
Elemento I	PP+ApCenL	69.169,5	Estado V	62.300,0	90,07
Elemento J	PP+ApCenL	73.224,6	Estado V	65.840,5	89,92
Elemento K	PP+ApCenL	-91.475,8	Estado V	-81.071,0	88,63
Elemento L	PP+ApCenL	-141.028,8	Estado V	-120.299,9	85,30
Elemento M	PP+ApCenL	48.472,1	Estado V	44.617,5	92,05
	PP+ApCenL	-92.432,7	Estado V	-85.259,1	92,24
Elemento N	PP+ApCenC	65.294,2	Estado V	55.330,9	84,74
	PP+ApCenC	-63.789,5	Estado V	-54.589,8	85,58
Elemento O	PP+ApCenL	72.422,1	Estado IV	44.503,2	61,45
	PP+ApCenL	-65.297,7	Estado V	-44.712,5	68,47
Elemento P	PP+ApCenL	32.095,7	Estado V	30.275,1	94,33
	PP+ApCenL	-84.635,4	Estado V	-77.579,8	91,66
Elemento Q	PP+ApCenL	3.218,2	Estado V	2.821,2	87,66
	PP+ApCenL	-1.854,6	Estado I	-1.478,2	79,70

Estado de Tensiones Estimadas Alcanzado por Desplazamiento de Pilas

Con el objeto de estimar el estado de tensiones alcanzado por los distintos elementos estructurales al producirse el desplazamiento de la pila, y comparar los resultados con los daños observados en algunos elementos, se introdujeron en el modelo numérico los desplazamientos de apoyo relevados in-situ. La Tabla 4 muestra los resultados de tensiones correspondientes, y la Figura 11 muestra una fotografía del estado de los arrostramientos designados como *Elementos M superiores y P*.

Tabla 4: Tensiones Estimadas por Desplazamiento de Pila Dañada

Elemento Estructural	Tensión [kN/m ²]
Elemento A	-95.401,3
Elemento B	41.256,0
	-24.905,6
Elemento C	80.779,5
Elemento D	26.191,7
	-13.536,8
Elemento E	-59.746,8
Elemento F	83.263,4
	-25.572,7
Elemento G	-64.906,9
Elemento H	83.336,0
	-66.053,7
Elemento I	67.486,9
Elemento J	63.943,5
Elemento K	-76.051,0
Elemento L	-94.095,6
Elemento M (Inferiores)	60.715,1
	-56.539,0
Elemento M (Superiores)	-10.2785,3 (*)
	68.569,9
Elemento N	73.953,7
	-65.006,0
Elemento O	38.060,8
	-16.099,2
Elemento P	119.639,8
	-143.113,2 (**)
Elemento Q	35.392,5
	-35.597,5

(*) (**) Estas tensiones incrementadas por el coeficiente omega son de -270.213,5 kN/m² y -392.4000 kN/m². La Figura 11 muestre el grado de pandeo y plastificación de alguno de estos elementos correspondientes al arrostramiento superior.



Figura 11

Estado de Tensiones Estimadas que Alcanzaría el Puente al ser levantado desde el Tercer Nudo

Como parte del proceso de rehabilitación, se construirá una pila nueva en reemplazo de la pila dañada, debido a ello, se hace necesario ver la factibilidad de levantar el puente desde el tercer nudo del reticulado. Para ello se modificó en el modelo numérico la ubicación de los apoyos, y se consideraron las cargas previstas al momento de levantamiento, con el objeto de apoyar el puente en ese nudo hasta que se concluya con las tareas de construcción de la pila. La Tabla 5 indica los valores de tensiones que alcanzarían los distintos elementos estructurales al apoyarse el puente en dicho nudo.

Tabla 5: Tensiones Estimadas por Levantamiento de Tramos Dañados

Elemento Estructural	Tensión Maxima Sin Retirar Carpeta [kN/m ²]	Tensión Maxima Retirando Carpeta [kN/m ²]
Elemento A	11.516,9	9.717,8
	-48.260,3	-35.798,7
Elemento B	9.404,8	6.434,4
Elemento C	58.270,4	47.002,7
	-30.065,6	-27.062,8
Elemento D	24.328,8	16.080,6
	-19.158,9	-18.186,8
Elemento E	-66.108,6	-48.803,8
Elemento F	93.658,0	80.670,6
	-31.419,4	-36.198,9
Elemento G	3.337,3	5.261,1
	-86.179,8	-63.873,9
Elemento H	24.895,8	18.304,5
	-22.830,8	-16.335,6
Elemento I	33.481,5	23.978,6
	-2.289,6	-1.772,7
Elemento J	31.692,1	22.581,6
Elemento K	18.366,2	13.622,2
	-42.766,7	-30.506,2
Elemento L	-47.873,7	-38.036,3
Elemento M (Inferiores)	31.304,6	27.612,2
	-55.585,4	-53.757,8
Elemento M (Superiores)	22.067,5	21.558,5
	-64.426,2	-58.046,8
Elemento N	28.278,3	15.883,4
	-25.462,8	-14.475,6
Elemento O	22.029,3	13.514,3
	-14.818,0	-8.083,4
Elemento P	20.964,9	20.315,5
	-69.447,9	-62.419,1
Elemento Q	1.694,2	2.517,2
	-2.778,2	-2.580,0

La Figura 12 muestra en forma gráfica las fuerzas de tracción y compresión en los elementos de uno de los reticulados que compone el puente, al ser apoyado en forma provisoria. Será necesario aplicar una fuerza en cada apoyo de 883 kN sin retirar la carpeta de rodamiento, y de 613 kN retirando la carpeta de rodamiento.

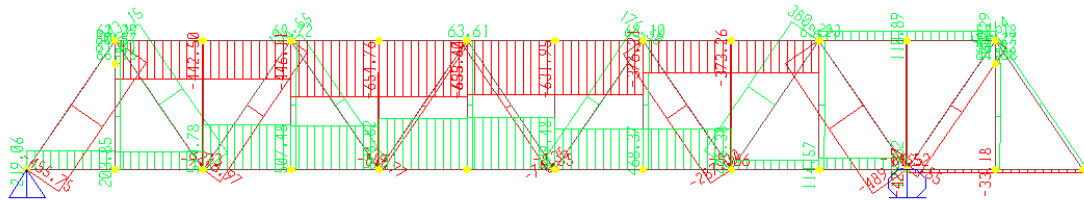


Figura 12

ESTRUCTURA CON PILA REPARADA

Con el objeto de evaluar los esfuerzos de la pila propuesta (Figura 13) para sustituir la actualmente dañada, se procedió a modelar la misma considerando sobre ella los dos tramos adyacentes de la estructura. La parte maciza de la pila, como así también las vigas de cabezales, las vigas longitudinales y transversales de la subestructura, y los pilotes, se representaron con elementos de barra de dos nodos, la losa superior, la losa de vinculación de vigas y los tabiques que cubren la zona hueca de la pila, se representaron con elementos planos de cuatro nodos. Las Figuras 14 y 15 muestran una vista tridimensional superior de la pila y los tramos soportados, y un corte de la pila vista desde la parte inferior del puente, respectivamente.

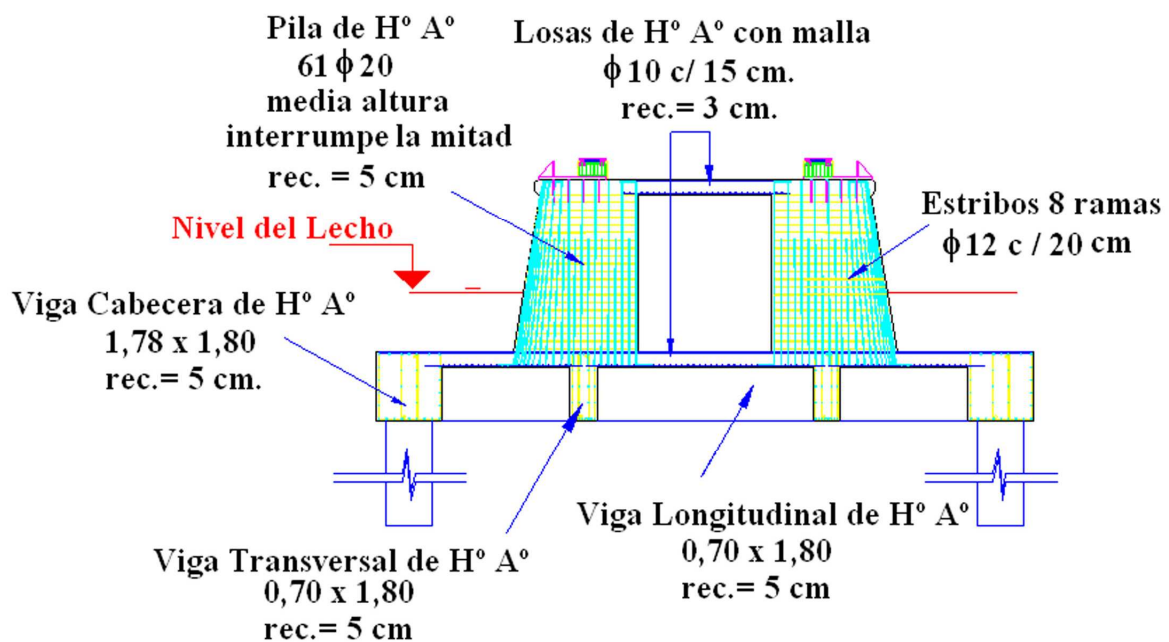


Figura 13

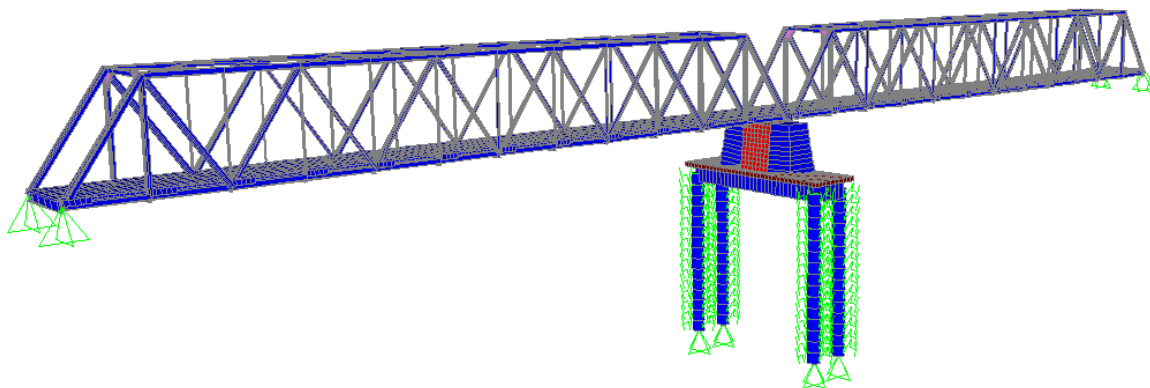


Figura 14

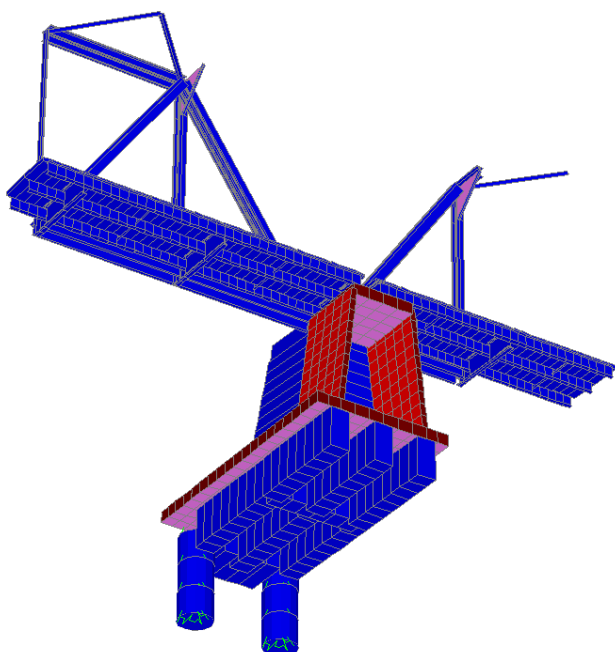


Figura 15

Esfuerzos Obtenidos en Elementos de Pilas

Las Tablas 6 a 9 resumen los estados de carga y los esfuerzos correspondientes cuyas combinaciones se consideran las más desfavorables para los elementos de la pila modelados como elementos de barra, es decir, pilotes, cabezales, vigas longitudinales a la dirección de la pila, vigas transversales a la dirección de la pila y partes macizas de la pila propiamente dicha.

Tabla 6: Esfuerzos en Pilotes

Acción	Normal [kN]	Corte Qy [kN]	M_{flector} [kN m]
SisLong	-2745,8	1,7	0,0
SisLong	-2362,0	-250,3	520,4
SisTrans	-1986,8	-309,6	479,8
PP+ApApC	-2168,2	-264,5	620,0
PP+ApCenL	-2142,6	-262,5	614,7
SisTrans	-1876,5	-161,5	939,7
SisTrans	-1960,1	161,7	-938,9

Tabla 7: Esfuerzos en Cabezales

Acción	Normal [kN]	Corte [kN]	M_{torsor} [kN m]	M_{flector} Longitudinal [kN m]
PP+AplApC	525,7	394,8	145,5	340,2
SisLong	213,3	296,6	-22,6	269,2
SisLong	286,7	-586,9	-77,9	-96,5
SisLong	213,3	296,6	-22,6	269,2
PP+AplApL	444,9	-421,8	94,5	460,4

Tabla 8: Esfuerzos en Vigas Transversales

Acción	Normal [kN]	Corte [kN]	M_{torsor} [kN m]	M_{flector} Longitudinal [kN m]
SisLong	668,4	656,9	301,0	512,3
PP	0,0	-6,2	0,0	-0,6
SisLong	491,8	708,6	251,3	-141,2
SisLong	266,7	431,4	182,4	83,4
SisLong	668,4	656,9	301,0	512,3
SisLong	364,5	-664,0	-298,6	48,2
SisLong	252,1	419,3	-246,5	-152,0
PP+ApApL	433,2	659,7	244,8	-168,4

Tabla 9: Esfuerzos en Vigas Longitudinales

Acción	Normal [kN]	Corte [kN]	M_{torsor} [kN m]	M_{flector} Longitudinal [kN m]
PP+ApApL	63,3	713,0	-0,1	-221,4
CSisLong	1948,2	1060,1	-21,3	1445,3
CSisLong	636,4	1195,5	15,7	49,2
CSisLong	1380,0	708,9	-58,6	1116,1
CSisLong	1380,0	708,9	-58,6	1116,1
CNLPP+ApApL	1880,9	1004,0	45,2	1448,9
CSisLong	194,3	781,8	-35,7	-352,0

Los Esfuerzos en las losas correspondientes a la pila se muestran en código de colores en las figuras siguientes. La Figura 16 muestra la envolvente de momentos máximos según la dirección transversal al desarrollo de la pila. La Figura 17 muestra la envolvente de momentos mínimos según la dirección transversal al desarrollo de la pila. La Figura 18 muestra la envolvente de momentos máximos según la dirección longitudinal al desarrollo de la pila.

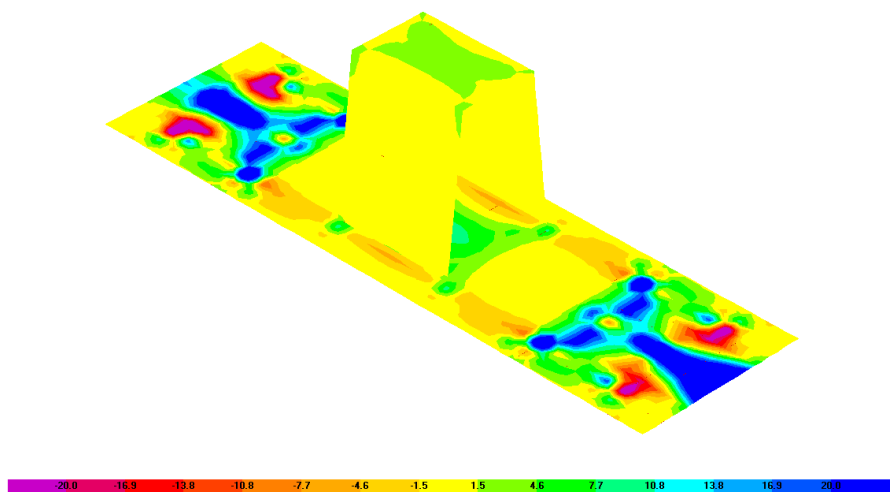


Figura 16

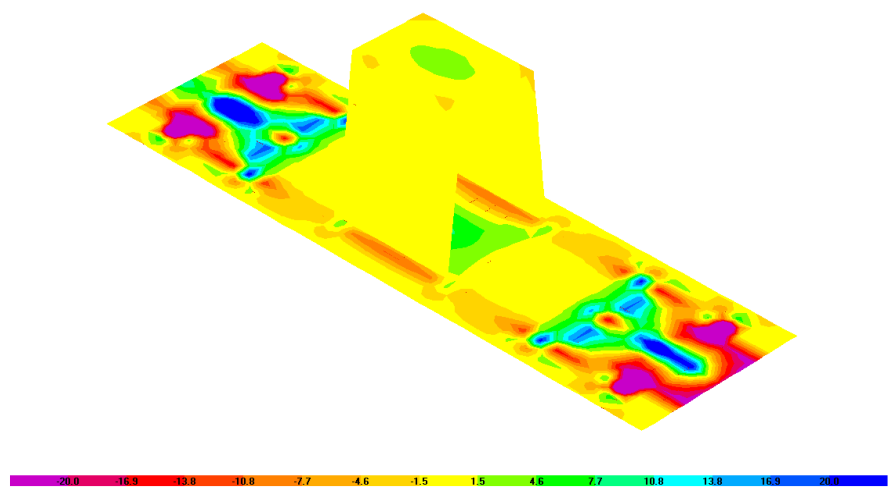


Figura 17

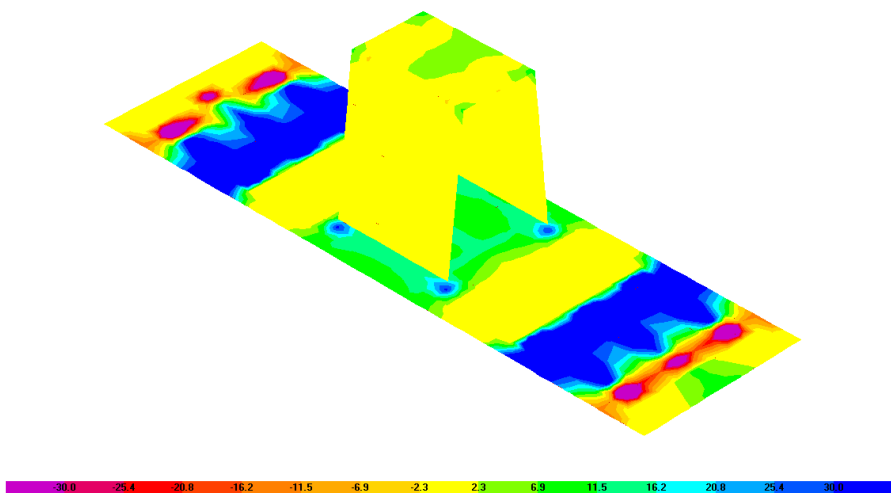


Figura 18

CONCLUSIONES

Del análisis realizado, se concluye que el modelo numérico descripto en el presente trabajo, representa adecuadamente el comportamiento de la superestructura del puente estudiado, dentro del grado de exactitud requerido para desarrollar con seguridad las tareas de rehabilitación encomendadas.

Los daños observados debido al desplazamiento de una de sus pilas, se corresponden perfectamente con el estado tensional obtenido en el análisis numérico.

Las flechas medidas durante la prueba de carga realizada sobre el quinto tramo del puente, se corresponden con las obtenidas en la modelación numérica computacional desarrollada en el presente trabajo.

Las tensiones desarrolladas en los distintos elementos estructurales al ser levantado el puente desde el tercer nudo, se encuentra por debajo de los valores admisibles, por lo que sería un punto factible de utilizar como apoyo provisorio, con el objeto de proceder a la construcción de la nueva pila

En base a los resultados de la inspección realizada en la primera etapa del convenio, a los resultados del análisis numérico presentado en este trabajo y al comportamiento durante la prueba de carga, se concluye que una vez realizadas las tareas necesarias para la rehabilitación funcional, estética y estructural del puente estudiado, el mismo podrá prestar servicio como un puente de categoría A20 según la normativa vigente de la Dirección Nacional de Vialidad.

REFERENCIAS

1. INSTITUTO DE ESTRUCTURAS "Ing. Arturo M. Guzmán", FACET, UNT, "Evaluación y Propuesta de Rehabilitación de Puente Metálico sobre Río Gastona, Ruta Nacional Nº 38 - Parte I: Informe Preliminar". Informe Técnico Ref. A-03-07. Tucumán, Argentina. Septiembre de 2007.
2. INSTITUTO DE ESTRUCTURAS "Ing. Arturo M. Guzmán", FACET, UNT, Informe Técnico: Convenio: DNV-Instituto de Estructuras (UNT). "Evaluación y Propuesta de Rehabilitación de Puente Metálico sobre Río Gastona, Ruta Nac. Nº 38. Parte II: Informe Final". Informe Técnico Ref. A-06-07. Tucumán, Argentina. Diciembre de 2007.
3. DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD. "Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado". Argentina. Edición 1952 y sus modificaciones.
4. INPRES-CIRSOC 103 (Instituto Nacional de Prevención Sísmica – Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles). "Normas Argentinas Para Construcciones Sismorresistentes". Argentina. Edición 1991.
5. NAA 80 (Instituto Nacional de Prevención Sísmica) "Normas Antisísmicas Argentinas". Argentina. Edición 1980.