

EVALUACIÓN DE UN PUENTE SOMETIDO A LA ACCIÓN DEL FUEGO

Carlos F. Gerbaudo
Ing. Civil

Guillermo Gerbaudo
Dr. Ing. Civil

Antonio Prato
Ing. Civil

Universidad Nacional de Córdoba
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, UNC.
E-mail: ggerbaudo@efn.uncor.edu

RESUMEN

En el presente trabajo se exponen los estudios y análisis realizados para la evaluación de los componentes de la estructura de dos puentes afectados por la exposición al fuego durante el incendio de un camión cisterna de combustible. Se describen los ensayos realizados que consistieron en: ensayos de rotura de probetas de hormigón y acero para determinar la resistencia de estos materiales, auscultaciones con ondas sónicas para determinar las propiedades del hormigón y pruebas dinámicas de vibración de los tableros de los puentes que consistió en registrar las oscilaciones verticales del puente resultantes de aplicar un pulso de carga vertical sobre el tablero. Finalmente, con los datos resultantes de la inspección, ensayos y análisis estructural, se presenta la evaluación estructural de los elementos del puente determinando los reemplazos y refuerzos necesarios para alcanzar el nivel de seguridad mínimo requerido por las normas vigentes, restablecer la funcionalidad de la estructura y asegurar la durabilidad del puente.

ABSTRACT

In this paper studies and analysis carried out to evaluate the components of the structure of two bridges affected by exposure to fire for the burning of a fuel tanker are exposed. Tests carried out are described. These tests are: concrete compression testing and tensile steel testing to determine the resistance of these materials, auscultations with sonic waves to determine the dynamic properties of concrete and vibration tests of bridge decks. The vibration test consist in record the vertical oscillations of the bridge resulting from applying a vertical load pulse on the board. Finally, the data resulting from the inspection, testing, structural analysis and structural evaluation of the bridge elements is presented determining replacements and reinforcements needed to reach the minimum level of security required by the current standards, restoring the functionality of the structure and ensure the durability of the bridge.

INTRODUCCIÓN

El presente artículo tiene como objetivo presentar la evaluación estructural, reparación y rehabilitación de los Puentes de un Intercambiador Urbano tipo rotacional a distinto nivel (Figura 1). Estos Puentes han sufrido la exposición al fuego durante el incendio de un camión cisterna. El foco del incendio del camión siniestrado se localizó del lado Nor-Oeste del Puente N° 2, sobre la calzada inferior de la rotonda, y en función de información periodística y signos visibles en la obra, se produjo un derrame del combustible que se extendió en dirección Sur por la cuneta de la calzada inferior de la rotonda afectando también el incendio al Puente N° 4.

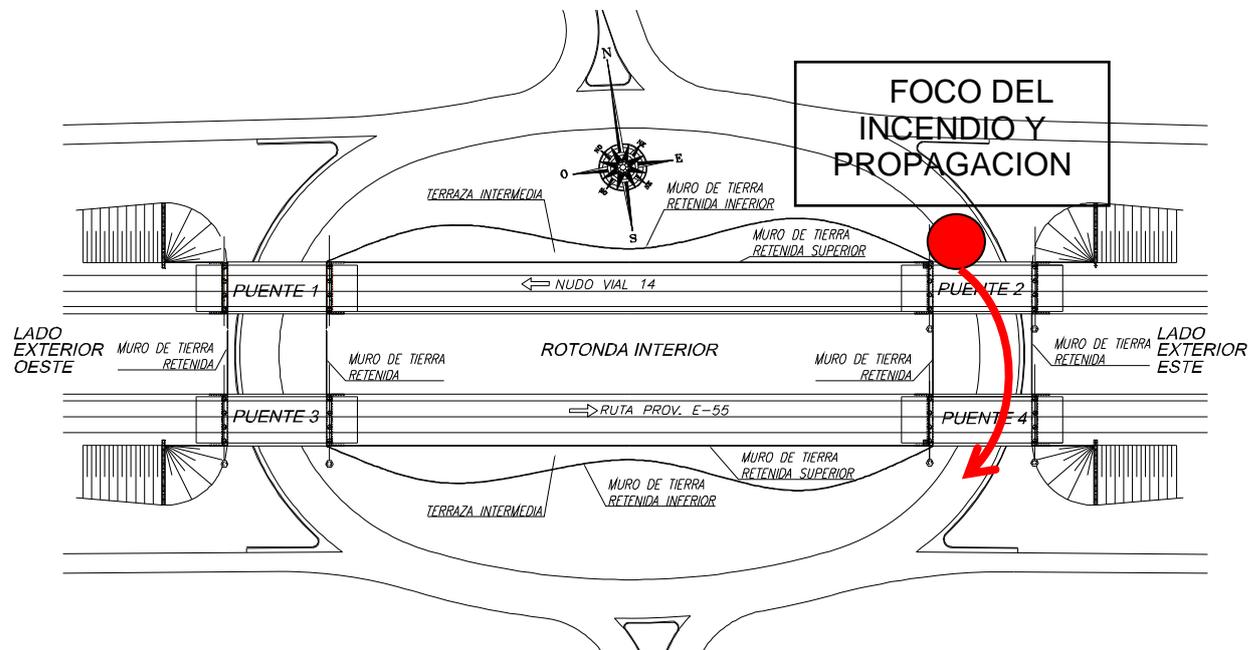


Figura 1. Croquis de ubicación de los Puentes N° 2 y 4

Para cumplir con el objetivo planteado, en primer lugar se realizó una inspección visual detallada de los elementos resistentes de la estructura de los puentes N° 2 y N° 4 con el objeto de valorar las fallas y/o daños visibles a simple vista. En esta etapa, sobre la base del juicio del ingeniero especialista, se realizó una primera valoración del estado de los elementos del puente con la siguiente calificación: poco afectado, medianamente afectado y muy afectado por el fuego para los elementos que presenten un estado no satisfactorio para la función estructural de la pieza.

En la segunda etapa del estudio se llevaron a cabo ensayos y estudios de materiales, destinados a determinar las características resistentes actuales del hormigón y acero de los elementos afectados por el fuego.

Finalmente, a partir de los datos resultantes de la inspección y estudio de

materiales se realizó una evaluación estructural de los componentes afectados de los dos puentes en estudio, y se determinaron los posibles reemplazos y refuerzos de la estructura para alcanzar el nivel de seguridad mínimo requerido por las normas vigentes.

2. INSPECCIÓN VISUAL

El Estribo Oeste del Puente N° 2 es el que presenta una mayor cantidad de daños producto de la exposición directa al fuego, debido a su proximidad al foco del incendio. La columna más cercana al foco presenta un deterioro prácticamente total del recubrimiento, con sectores del recubrimiento flojos y/o muy fisurados, zonas donde se ha desprendido el recubrimiento y en algunos sectores se observa la armadura de estribos y barras longitudinales expuestas, tal como se muestra en la Figura 2. El resto de las columnas del ese estribo presenta daños en el recubrimiento, evidenciando partes flojas en la mitad inferior de su longitud.



Figura 2. Columna C1 del Estribo Oeste del Puente N° 2

Las zonas afectadas de las vigas pretensadas del tablero del Puente N° 2 presentan cierta correspondencia con la traza de la cuneta por donde se derramó el combustible y se propagó el fuego. En la viga V1 se han detectado daños en el recubrimiento del alma, tanto en la cara norte como en la cara sur (Figura 3).. Adicionalmente, se pudo constatar el reventón del recubrimiento del ala inferior de la viga, en ambos lados, en la zona cercana al apoyo del Estribo Oeste, que se observa en la Figura 4.



Figura 4. Viga V1 – Cara Sur



Figura 5. Viga V1 – Cara Norte

Los resultados de la inspección de la losa del tablero del Puente N° 2 muestra un patrón de daños que coincide con la traza del recorrido de la deflagración por la cuneta de la rotonda. En la Figura 6 se visualizan las prelosas que presentan los mayores daños, con pérdida de recubrimiento y armadura inferior expuesta. No se detectan daños a simple vista en la cara superior de la losa del tablero.



Figura 6. Prelosas afectadas del tablero del Puente N° 2

Los apoyos de neopreno del tablero de los Puentes N° 2 y N° 4 presentan daños de consideración, producto principalmente de la dilatación del tablero por cambio térmico que ha excedido la distorsión admisible del apoyo, presentando la mayor parte de los apoyos roturas por corte a 45° y desgarramiento de sus capas (Figura 7).



Figura 7. Daños en apoyos de neopreno

3. ENSAYOS REALIZADOS

Con el objetivo de determinar las propiedades elásticas y mecánicas del hormigón y acero se realizaron una serie de estudios que comprende la ejecución de ensayos no destructivos y extracción de testigos de hormigón de las columnas, vigas y losas de la estructura. A continuación se presenta un listado de los ensayos realizados:

- a) Extracción y ensayo a compresión de siete (7) testigos de hormigón.
- b) Extracción y ensayo a tracción de cuatro (4) testigos de acero.
- c) Determinación de las propiedades elásticas y mecánicas del hormigón de las columnas, vigas y losas mediante ensayos de No Destructivos.
- d) Ejecución de ensayos dinámicos de los cuatro (4) puentes del distribuidor.

En esta sección se resumen los principales resultados obtenidos de los ensayos.

3.1 Ensayos de materiales

En la Tabla 1 se presenta una comparación entre las resistencias a compresión que resultaron de los ensayos sobre probetas de hormigón extraídas de los elementos estructurales del Puente N° 2 y las resistencias características especificadas en el proyecto.

Tabla 1. Comparación entre resistencias a compresión de ensayos y proyecto

Testigos	Elemento Estructural	Resistencia a compresión ensayos [Kg/cm ²]		Resistencia característica de proyecto [Kg/cm ²]	Condición
VP1	Viga Principal lateral Norte	532	Promedio 376	380	Verifica
VP2	Viga Principal lateral Norte	219		380	(*)
L1	Losa del tablero	217	Promedio 251	210	Verifica
L2	Losa del tablero	284		210	Verifica
C1	Columna lateral Norte en estribo Oeste	286	Promedio 242	210	Verifica
C2	Columna lateral Norte en estribo Oeste	198		210	(**)
VD1	Viga Dintel de estribo Oeste	256	256	210	Verifica

Puede observarse que la resistencia obtenida de las probetas representativas de los diferentes elementos del puente son superiores a la resistencia de proyecto en todos los casos, a excepción del testigo de la Viga lateral Norte VP2 (*) y del testigo de la Columna C2 lateral Norte en estribo Oeste (**). En estos dos casos, si bien se observa una diferencia apreciable entre los dos ensayos de probetas realizados tanto en la viga como en la columna, los ensayos de ultrasonido muestran valores homogéneos de velocidad de propagación de ondas, pudiéndose calificar el hormigón de todos los elementos como aceptable.

En la Tabla 2 se muestran los resultados de los ensayos de tracción sobre probetas de acero.

Tabla 2. Resistencia a tracción de barras de acero

Testigos	Elemento Estructural	Alargamiento de rotura [%]	Tensión de fluencia [Kg/cm ²]		Tensión de rotura [Kg/cm ²]
D8-C1	Columna lateral Norte en estribo Oeste	S/D	5555		7561
D8-C2	Viga Principal lateral Norte	S/D	5689		7588
D8-L1	Losa del tablero	35	4445	Promedio 4269	6417
D8-L2	Losa del tablero	35	4096		5854

Estos resultados se consideran satisfactorios ya que en todos los testigos de barras de acero su obtuvieron valores de tensión de fluencia similar o superior a la especificada en el proyecto, pudiéndose comprobar que el fuego no afecta la resistencia del acero de refuerzo de los componentes de hormigón.

2.2. Ensayos no destructivos

Las propiedades elásticas del hormigón de las vigas y columnas fueron determinadas in situ mediante ensayos No Destructivos, realizándose mediciones de la velocidad de propagación de ondas mecánicas en el hormigón, que se instrumentaron mediante ensayos de Pulso-Eco.

2.2.1 Método de Ensayo

El registro de la velocidad de propagación de ondas se realizó mediante ensayos con ondas elásticas volumétricas (P) a través de los espesores de los elementos estructurales citados.

Los ensayos se realizaron con el equipo Olson CTG-1T-SW en 195 puntos distribuidos en las columnas y vigas del Edificio. El método experimental consiste en aplicar un impulso en la superficie y registrar la reflexión de la onda en un punto cercano al de aplicación del pulso.

Estos ensayos de Pulso Eco son realizados según el procedimiento de la norma ASTM C 1383-98.

La interpretación de los resultados se realiza a través del espectro de Fourier de la respuesta, tomando como valor representativo al primer pico de amplitud del espectro. La frecuencia de dicho pico está relacionada con la velocidad V_p y los espesores de los elementos estructurales a través de la expresión:

$$f = V_p \beta / 2 e \quad [\text{Hz}] \quad (1)$$

Donde:

“e”, es el espesor del elemento estructural en cuestión

“ V_p ”, la velocidad de propagación de ondas

“ β ” un coeficiente que depende de la forma de la sección

El valor de V_p se obtiene a partir de la expresión dada en función del valor medido de la frecuencia f_1 para cada posición de ensayo y de las dimensiones relativas de los elementos relevados ($\beta = 0.96$).

Mediante la siguiente expresión es posible calcular el módulo elástico del hormigón en función de la velocidad de propagación de ondas de compresión, coeficiente de Poisson y densidad del material.

$$V_p^2 = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad (2)$$

Donde:

E es el módulo elástico dinámico

ρ es la densidad

ν el coeficiente de Poisson

V_p es la velocidad de propagación de ondas P.

En la Figura 8 se muestra el equipo empleado en la medición de las velocidades de propagación de ondas de compresión en el hormigón.



Figura 8. Equipo empleado para medición de la velocidad de propagación de ondas

2.2.3 Resultados

En la Tabla 3, se presenta un resumen de los resultados de los ensayos no destructivos realizados con velocidad de propagación de onda.

Tabla 3. Velocidades de onda media

Puente	Elemento Estructural	Velocidad media [m/s]	Módulo Elástico [t/cm ²]
2	Viga	3611	288
	Columna	4487	453
	Viga Dintel	3997	352
4	Viga	3700	302
	Columna	3751	310
	Viga Dintel	3658	295

El objeto principal de los ensayos no destructivos es determinar la calidad del hormigón de los componentes del puente, y para evaluar cualitativamente los hormigones se puede utilizar la clasificación dada en la bibliografía Hormigón Armado, Tomo I, del autor Jiménez Montoya et. al., que se presenta en la Tabla 4.

Tabla 4. Clasificación de la calidad del hormigón según la velocidad de onda (Jiménez Montoya et. al)

Velocidad v [m/s]	Calidad del hormigón
> 4500	Excelente
3600 – 4500	Bueno
3000 – 3600	Aceptable
2100 – 3000	Malo
< 2100	Muy malo

De acuerdo a la correlación entre la velocidad de las ondas y la calidad del hormigón presentada, los hormigones de todos los componentes de la estructura de los Puentes N° 2 y N° 4 pueden ser clasificados de calidad “Aceptable” y “Buena”.

2.3. Prueba de carga dinámica

Con el objetivo de verificar el comportamiento estructural de los puentes, se realizaron pruebas de carga dinámica consistentes en la aplicación de cargas impulsivas sobre la estructura y registro de las vibraciones verticales generadas.

Estas pruebas fueron realizadas tanto en los dos puentes afectados por el fuego, como también en los dos puentes no afectados por el siniestro denominados N° 1 y N° 3 pertenecientes al distribuidor y de iguales características a los Puentes N° 2 y N° 4, con el objeto de analizar comparativa la respuesta dinámica de los puentes en estudio.

Las pruebas dinámicas consistieron en registrar las oscilaciones verticales del puente, resultantes de aplicar un pulso de carga vertical sobre el tablero. Los pulsos son aplicados mediante un equipo con capacidad de levantar y liberar en forma inmediata una masa sobre la carpeta de rodamiento del puente. En estos ensayos se utilizó un martillo modal con una masa aproximadamente 80 kg, que se dejó caer desde una altura aproximada a 60 cm.

En cada ubicación donde se realizaron los ensayos, los pulsos de carga y los respectivos registros de la respuesta se repitieron al menos 5 veces. La identificación de las frecuencias naturales se obtiene a través de los espectros de amplitud de Fourier de las señales, que son propiedades intrínsecas de la estructura. Estas frecuencias naturales dependen de la masa y de la rigidez del sistema y el objetivo de estos ensayos es determinar las características elásticas dinámicas de la estructura tal como se encuentra actualmente a fin de calibrar un modelo numérico

de elementos finitos que represente el comportamiento estructural actual.

En la Figuras 9 se presentan algunos de los registros de vibración obtenidos en la estructura y su espectro de Fourier correspondiente.

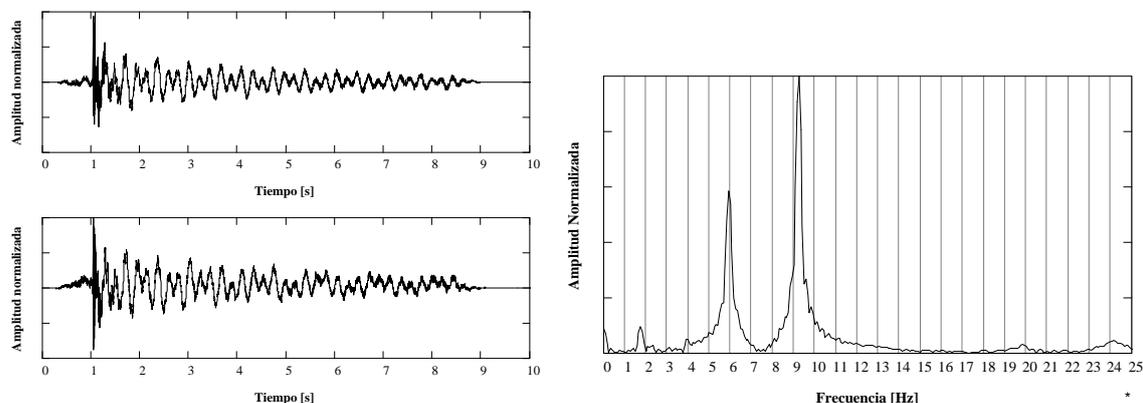


Figura 9. Acelerogramas registrados en tramo de puente y densidad espectral correspondiente

Los resultados de las pruebas de carga dinámica en los cuatro (4) puentes, se resumen en la Tabla 5. Los resultados obtenidos son las frecuencias naturales de vibración identificadas mediante los ensayos realizados para cada uno de los puentes del distribuidor.

Tabla 5. Frecuencias naturales de vibración en los 4 Puentes

Puente	Frecuencias Naturales (Hz)			
	1	2	3	4
Nº 2	5.96	6.32	9.25	19.83
Nº 1	6.50	6.83	9.42	21.82
Nº 4	6.04	6.50	9.33	16.32
Nº 3	6.16	6.50	9.21	15.58

La comparación entre las frecuencias medidas en los puentes afectados por el fuego (Puentes Nº 2 y Nº 4) y los puentes que no fueron sometidos a la acción del fuego (Puentes Nº 1 y Nº 3) muestra que sus frecuencias naturales son de valores muy similares para cada uno de los modos de vibración identificados en el ensayo, y por lo tanto, se puede concluir que la rigidez y resistencia global de los puentes Nº 2 y Nº 4 afectados por el fuego no ha sufrido degradación con respecto a los puentes Nº 1 y Nº 3 no afectados por el fuego.

2.2.4 Modelos Numéricos

A los fines de la evaluación de los puentes se desarrollaron modelos numéricos del tablero aplicando sus propiedades geométricas y mecánicas de los materiales

según proyecto, con el objeto de determinar sus propiedades dinámicas.

Con los datos de proyecto y resultantes del relevamiento geométrico realizado, se prepararon modelos numéricos de los puentes ensayados, consistentes en elementos de barra que representan a las vigas y losas del sistema estructural (Figura10).

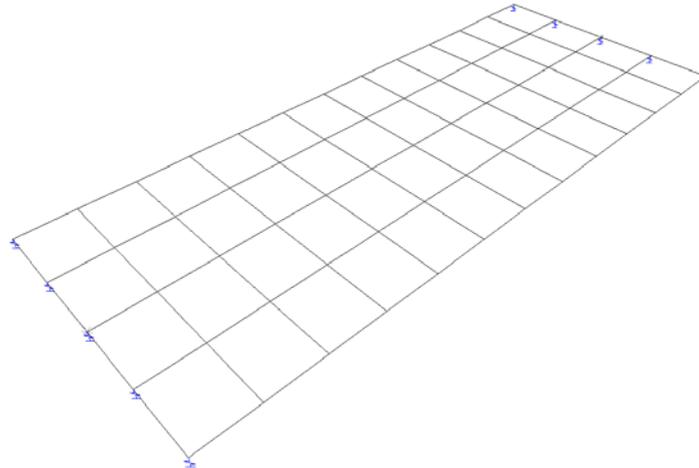


Figura 10. Modelos de Elementos Finitos

2.3.2 Calibración de los modelos

Los modelos numéricos fueron calibrados con los datos obtenidos en las pruebas de carga dinámica. La calibración consiste en ajustar los parámetros elásticos de los materiales y rigidez de los apoyos del tablero de modo tal que las características dinámicas de rigidez del modelo reproduzcan las frecuencias naturales determinadas con los ensayos.

Mediante un proceso iterativo se ajusta el módulo de elasticidad del hormigón y la rigidez de los apoyos. Los valores obtenidos en la calibración resultaron ser superiores al valor medio determinado mediante los ensayos de propagación de ondas indicados en el punto 2.2.3 de este informe, pero consistentes con la calidad del hormigón especificada de proyecto, pudiéndose inferir que la rigidez global de los tableros no ha sido afectada por el fuego.

En la Figura 11 se muestran las formas modales de vibración de los puentes ensayados. En la Tabla 6 se muestra una comparación entre las frecuencias medidas y calculadas con los modelos, observándose que existe una buena correlación entre las frecuencias medidas y calculadas.

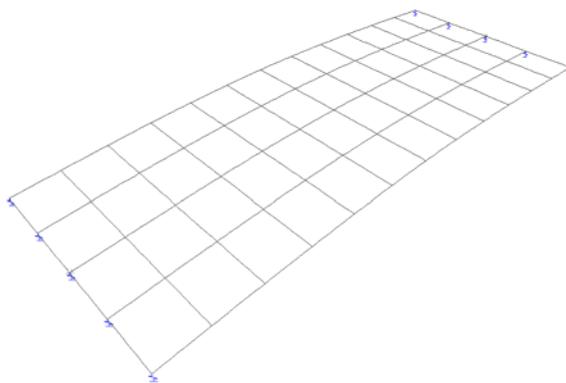
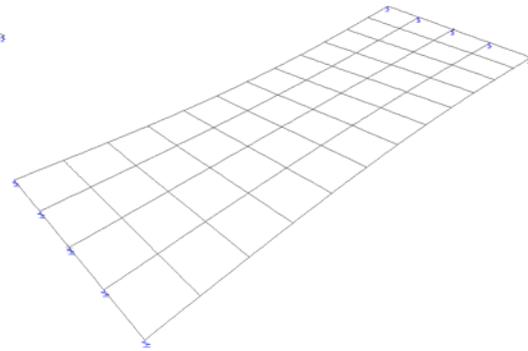
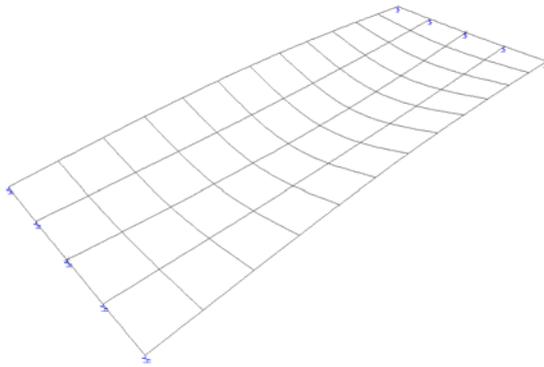
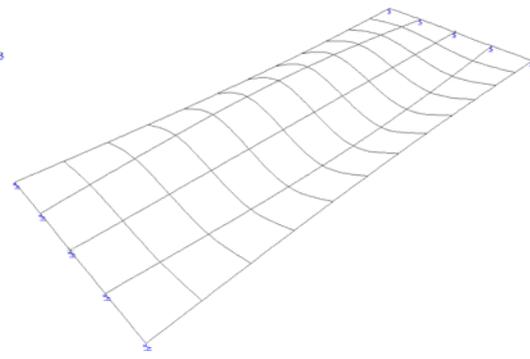
*Modo de vibración 1**Modo de vibración 2**Modo de vibración 3**Modo de vibración 4*

Figura 6. Modos de vibración del tablero

Tabla 6. Frecuencias naturales de vibración medidas y calculadas

Modo	Frecuencia Natural [Hz]	
	Modelo	Valor medio de Ensayos ND
1	6.00	6.16
2	6.34	6.54
3	9.25	9.30
4	18.27	18.39

La buena correlación entre las frecuencias calculadas con el modelo numérico que representa las propiedades dinámicas según Proyecto y las frecuencias registradas con los ensayos permite concluir que el modelo representa fielmente el comportamiento real de la estructura para pequeñas deformaciones y desplazamientos, confirmando que los tableros de los Puentes N° 2 y N° 4 no han

sufrido modificaciones en su rigidez y resistencia global por la acción del fuego respecto a las previsiones de Proyecto.

4. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

En función de la inspección visual y los ensayos realizados sobre los puentes bajo estudio, se concluye que el comportamiento estructural global de los puentes N° 2 y N° 4 no se ha visto afectado por la acción del fuego, y se los daños detectados en algunos de sus componentes estructurales y no estructurales son locales.

Los elementos con daños locales se deberán reparar para restituir su función original, recomponiendo su configuración original prevista en el Proyecto. A continuación se enumeran los elementos con daño que deberán repararse (Ver Figura 2).

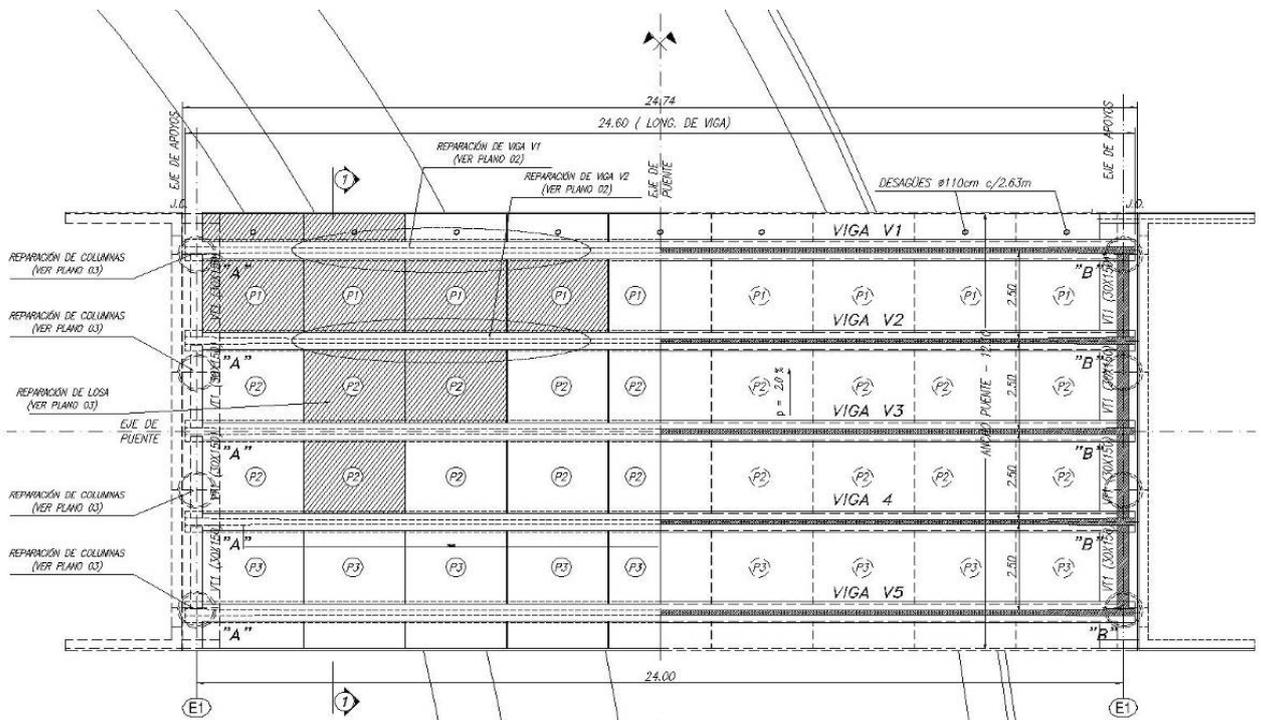


Figura 7. Componentes estructurales a reparar en el Puente N° 2

4.1 Reparación de las almas de las vigas V1 y V2

En función de los daños reportados en sectores localizados de las almas de las vigas V1 y V2 del Puente N° 2, se propone aplicar un refuerzo de corte en las zonas dañadas mediante chapas metálicas rigidizadas, diseñado sobre la base de no considerar la colaboración del hormigón en la resistencia al corte de la viga en dichas zonas. Según los resultados de los cálculos realizados se determinó la colocación de una chapa a ambos lados del alma de un espesor de 6.35 mm de rigidizadas con planchuelas transversales y longitudinales de 12.7 mm de espesor. Los rigidizadores tienen la función de evitar el abollamiento local de las chapas,

permitiendo desarrollar toda la capacidad resistente del acero. Estas chapas se fijarán al alma de las vigas mediante pernos o brocas de acero de 16 mm de diámetro, espaciadas en función del requerimiento de corte, considerando como estados límites la falla del acero o del hormigón. La Figura 3 muestra la sección transversal de las vigas con el refuerzo del alma.

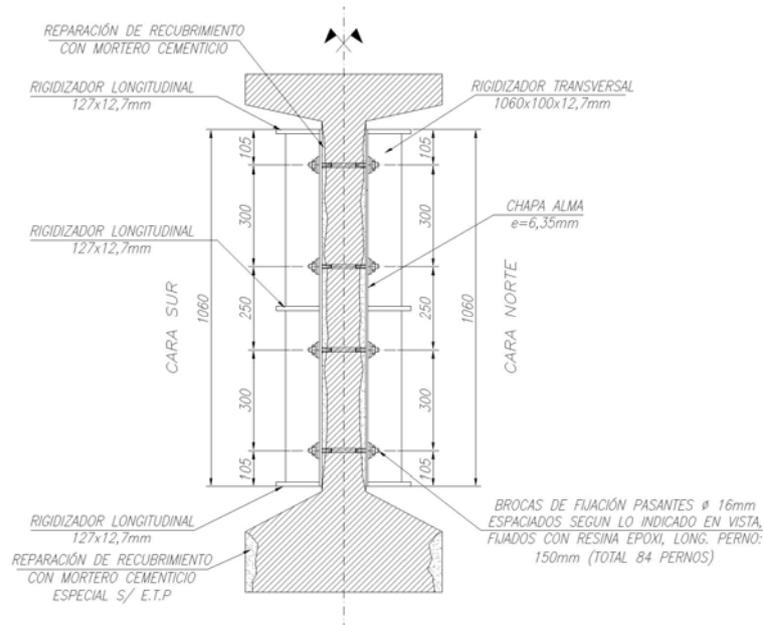


Figura 8. Propuesta de reparación del alma de la viga mediante chapas y conectores de corte

3.2 Reparación de la cara inferior de las losas

En función de los estudios realizados, se propuso reparar un total de siete (7) prelosas indicadas en la Figura 2 mediante un sombreado. Para el cálculo del refuerzo de las losas, no se considera la colaboración de la armadura inferior existente y se calcula la armadura necesaria suponiendo un esquema estático de losa simplemente apoyada, resultando una armadura inferior principal de 1 ϕ 12 c/15 y una armadura de repartición 1 ϕ 10 c/15 según se representa en la Figura 4. Esta armadura se vinculará a la estructura existente mediante pelos fijados con resina epoxi a la cabeza superior de la viga principal. Luego se recrecerá la sección de la losa hasta el borde inferior de la cabeza superior de la viga para logra un recubrimiento adecuado de la armadura de refuerzo. El colocado del hormigón con cemento especial se realizará desde orificios realizados expofeso en la cara superior de la losa del tablero.

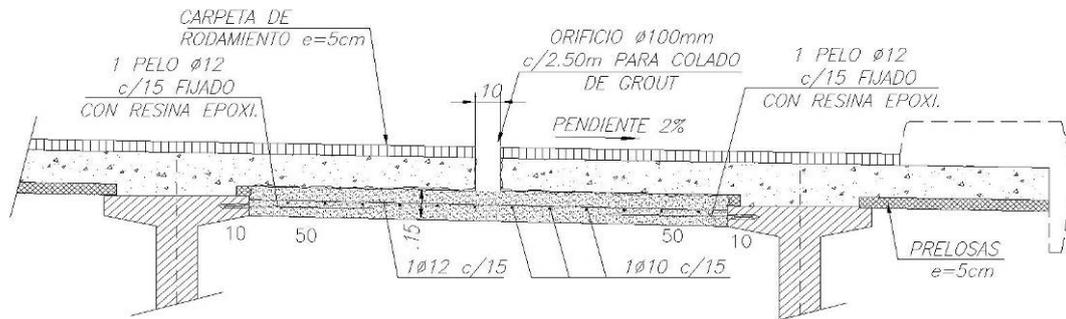
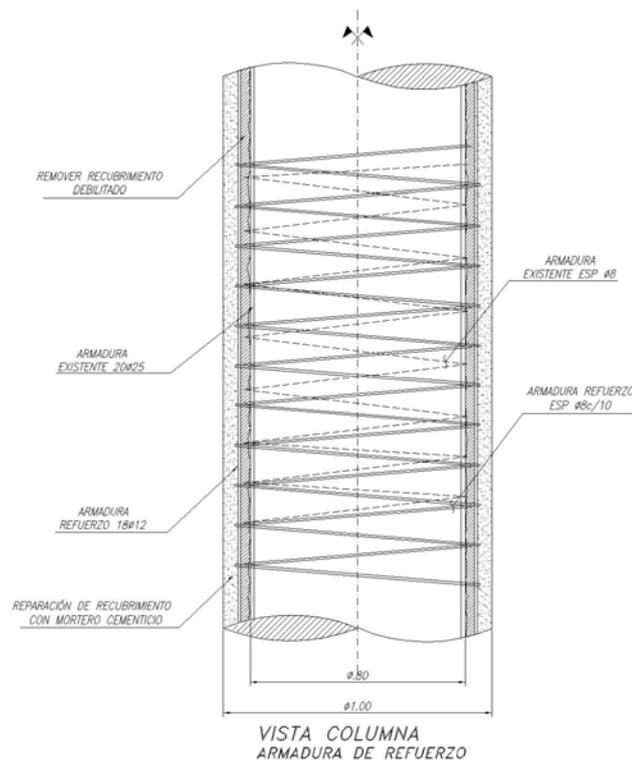


Figura 9. Propuesta de reparación losas dañadas

c) Reparación del recubrimiento de las columnas del estribo Oeste del Puente N° 2

A partir de los resultados del estudio realizado, se propuso reemplazar la totalidad del hormigón de recubrimiento de las columnas del estribo Oeste del Puente N° 2, debido al debilitamiento y desprendimiento superficial generado por el efecto del fuego. El nuevo recubrimiento tendrá un espesor de 10 cm y contendrá una armadura longitudinal de $18 \phi 12$ y un espiral $\phi 8$ c/10 con el objetivo de controlar la fisuración. La Figura 5 muestra una vista lateral y una sección de la columna reparada.



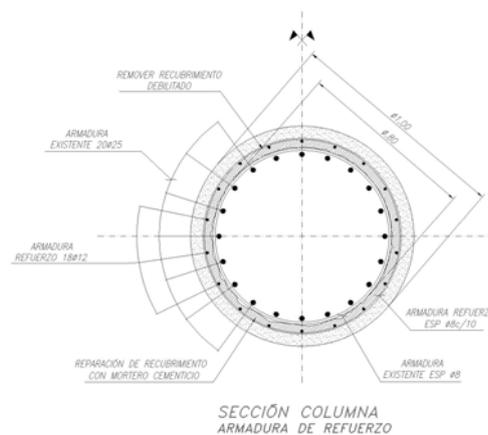


Figura 10. Propuesta de reparación columnas Estribo Oeste del Puente N° 2

d) Reparación de desprendimientos locales del recubrimiento de hormigón

En la rehabilitación de los puentes afectados también se previó la reparación de desprendimientos locales del hormigón, enumerándose a continuación los sectores donde se realizó los trabajos de reparación:

- Esquina y en borde inferior de la viga dintel del Estribo Oeste del Puente 2 (Figura 6).
- Columnas del Estribo Este del Puente N° 2.
- Alas inferiores de las vigas V1, V2, V3 y V4 en la zona cercana al apoyo en el estribo oeste (Figura 7).

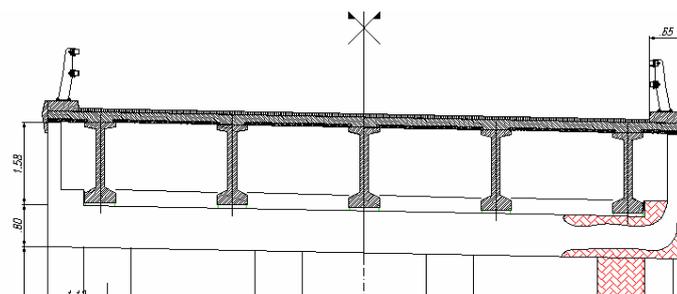


Figura 11. Reparación de recubrimiento de viga dintel Estribo Oeste del Puente 2

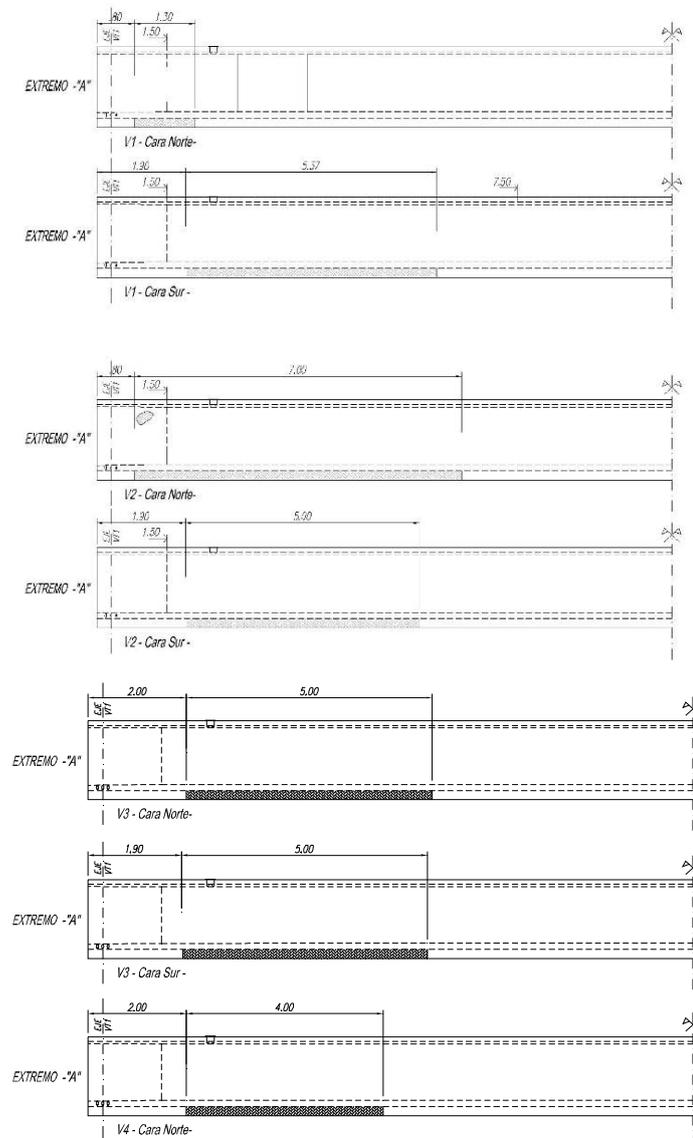


Figura 12. Reparación de recubrimiento de vigas dañadas

e) Reemplazo de los apoyos de neopreno

Durante la inspección visual de los puentes afectados se determinó que todos los apoyos de ambos puentes presentan daños de consideración, producto principalmente de la dilatación del tablero por cambio térmico que ha excedido la distorsión admisible del apoyo, presentando la mayor parte de los apoyos roturas por corte a 45° y desgarramiento de sus capas. Por este motivo, se propuso reemplazar todos los apoyos de neopreno armado de los Puentes N° 2 y N° 4 por apoyos de iguales características a los originales (Ver Figura 8.a). Tal como se describe en la sección 4.5, el procedimiento para reemplazar estos apoyos implica el levantamiento del tablero del puente, lo que podría causar la rotura de las juntas de dilatación, por lo que también se previó en la rehabilitación el reemplazo de las juntas de dilatación por otras de iguales características que el proyecto original (Ver Figura 8.b).

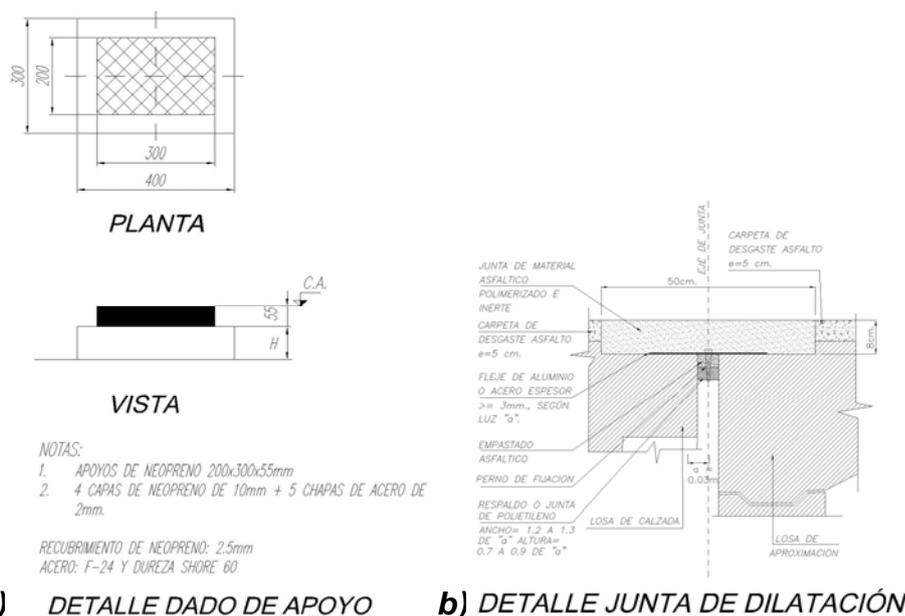


Figura 13. Detalle de dados de apoyo y junta de dilatación

f) Reparaciones de terminaciones

Para recuperar la funcionalidad de los puentes afectados, se incluyó la reposición y/o reparación de diversos elementos no mencionados en los ítems anteriores. A continuación se enumeran los elementos reparados:

- Defensa metálica lado Norte del Puente N° 2
- Cordón guardarruedas externo lado Norte del Puente N° 2
- Estructuras del drenaje y cuneta de desagüe de la rotonda.
- Limpieza de superficies de hormigón manchadas con hollín y humo.

5. PROCEDIMIENTOS DE REPARACIÓN

4.1. Reparación de las almas de las Vigas V1 y V2

Las vigas V1 y V2 ubicadas en el lateral norte del tablero del Puente N° 2 se deberán intervenir para reparar sus almas que han sufrido daños en algunos sectores.

La medida correctora consiste en el siguiente procedimiento:

- 1) Remover todas las partes sueltas de hormigón en la zona afectada por el fuego con su correspondiente limpieza de la superficie expuesta mediante arenado.
- 2) Aplicar un puente de adherencia en la superficie de contacto del hormigón a reparar.

- 3) Reconstituir el recubrimiento de la viga con grout cementicio especial para aplicación directa sin encofrado.
- 4) Colocar dos chapas de 6.35 mm de espesor a ambos lado del alma de la viga desde el extremo de la viga hasta una distancia de 7.50 m medida desde el borde de la viga, con sus respectivos rigidizadores transversales y longitudinales. Estas chapas deberán ser tratadas del lado exterior con una mano de antióxido y dos manos de pintura epoxi, y del lado interior, se aplicará una limpieza a metal blanco y dos manos de antióxido.
- 5) Las chapas se vincularán a la viga con pernos pasantes al hormigón que serán fijados con resina epoxi.
- 6) Por último, sellar el borde inferior y los laterales de las chapas, y reparar los desprendimientos locales del recubrimiento según se detalla en la sección 4.4.

4.2. Reparación de la losa

El procedimiento para la reparación de los sectores de losa dañados consiste en:

- 1) Demoler la cara inferior de la losa del tablero correspondiente a las prelasas en los sectores dañados según se indica en la Figura 2.
- 2) Una vez realizadas las tareas de demolición y limpieza de la superficie inferior mediante arenado, se colocarán pelos en espera en la cabeza superior de las vigas fijados mediante resina epoxi de donde se empalmará la armadura inferior de refuerzo de la losa.
- 3) Construir el encofrado dejando un recrecimiento inferior de 10 cm.
- 4) Finalmente, proceder al correspondiente colado del hormigón con SIKAGROUT 212 con 30% de piedra tamaño máximo 10 mm, que se realizará a través de un orificio por la cara superior de la losa de tablero realizado especialmente para este proceso. El asentamiento del hormigón deberá ser de 12.

4.3. Reparación de las columnas del Estribo Oeste

La reparación de las columnas se puede realizar en forma simultánea de a pares, siempre dejando una columna intermedia entre las columnas que se intervienen.

Los pasos de la reparación se describen a continuación:

- 1) Remover todo el material suelto del recubrimiento hasta dejar las armaduras a la vista, incluso el material que se encuentra por detrás de las armaduras y que ha sido afectado por el fuego, procediendo a la limpieza de la superficie mediante cepillos de acero y chorro de aire.
- 2) Colocar la armadura para control de fisuración del recubrimiento.
- 3) Aplicar el puente adherencia en toda la superficie del hormigón del núcleo de la columna, con una resina epoxi tipo Sikadur 32 gel o similar.

- 4) Preparar el encofrado que deberá estar convenientemente apuntalado y arriostrado en forma de resistir el colado del hormigón equivalente al llenado con hormigón de la columna completa. Este encofrado deberá estar diseñado de forma de poder presentarlo, y luego poder abrirlo en dos mitades para poder aplicar el puente de adherencia al hormigón, y volver a cerrar en una operación rápida y segura.
- 5) Colar el hormigón de Sikagrout 212 con 30 % de piedra tamaño máximo 10 mm. El asentamiento del hormigón deberá ser de 12.

4.4. Reparación de desprendimientos locales del recubrimiento de hormigón

En sectores donde se ha perdido parte del recubrimiento de hormigón, se aplicará el siguiente procedimiento:

- 1) Remoción de las partes sueltas de hormigón y limpieza de la superficie.
- 2) Aplicar puente de adherencia, con una resina epoxi tipo Sikadur 32 gel o similar.
- 3) Colocar en primer lugar un mortero grueso de reparación tipo Sika Monotop 615.
- 4) Colocar una segunda capa de terminación con mortero fino tipo Sika Monotop 620.

4.5. Reemplazo de los apoyos y juntas de dilatación

De acuerdo a la inspección visual de los apoyos de neopreno, se concluye que deberán reemplazarse todos los apoyos de los Puentes 2 y 4. Para ello deberá seguirse el siguiente procedimiento:

- 1) Gatear el tablero completo de un lado, con 4 gatos de 100 t de capacidad, levantando las vigas 10 mm, según se muestra en la Figura 9.
- 2) Retirar los apoyos dañados.
- 3) Preparar la superficie limpiando con espátulas y elementos manuales.
- 4) Colocar los apoyos nuevos.
- 5) Posteriormente al reemplazo de todos los apoyos, se prevé la sustitución de las juntas de dilatación de iguales características que el Proyecto Oficial.

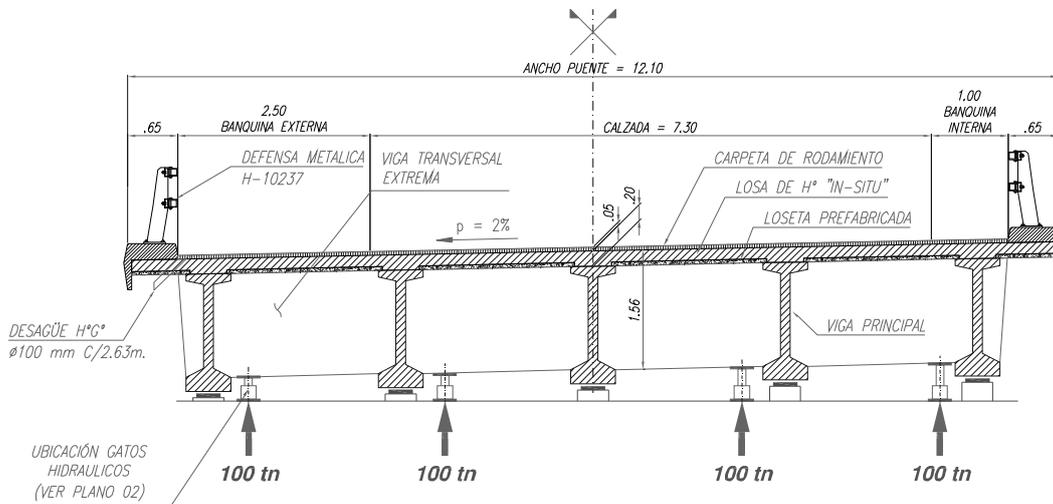


Figura 14. Gateo para reemplazo de apoyos

CONCLUSIONES

A continuación se resumen las principales conclusiones:

- Las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes del tablero de los Puentes N° 2 y N° 4 son aceptables, se corresponden con los requerimientos del Proyecto y no presentan modificaciones respecto a las propiedades de los tableros de los Puentes N° 1 y N° 3 no afectados por el fuego.
- En función de los ensayos realizados, se puede calificar el descascaramiento y reventones del recubrimiento en la zona del alma de las vigas principales del Puente N° 2 como defectos localizados, y no afectan la rigidez global efectiva del tablero.
- También a partir de los ensayos realizados, se concluye que los defectos observados en las columnas de los estribos Oeste de los puentes N° 2 y N° 4 son superficiales y localizados, no afectando la resistencia del núcleo de las columnas.
- Los componentes estructurales principales de los Puentes N° 2 y N° 4 se encuentran estructuralmente aptos para cumplir su función. La presencia de defectos a nivel local de algunos de los elementos del puente afectados por el fuego no produce alteraciones en el comportamiento estructural general del puente, y deberán ser reparados para recomponer su integridad y función original según Proyecto.

- Los modelos de elementos finitos calibrados con los ensayos dinámicos, representan las estructuras en su estado actual, por lo que pueden ser utilizados para realizar evaluaciones a futuro del comportamiento del puente mediante la realización de ensayos dinámicos y/o pruebas de carga estáticas.
- En función de la inspección, ensayos y análisis realizados, se han diseñado un conjunto de refuerzos y medidas de reparación de los Puentes N° 2 y N° 4 con el objeto de restituir las condiciones resistentes originales.

Referencias:

ASTM C 1383-98 (1998) "Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the thickness of Concrete Plates Using de Impact-Echo Method".

Jiménez Montoya, P. Hormigón Armado