Disponible en **www.hormigonyacero.com**
Hormigón y Acero 2025
https://doi.org/10.33586/hya.2020.2779

Evaluación y diagnóstico del puente Pedro de Valdivia. Viga Gerber de hormigón armado del año 1954

Evaluation of Pedro de Valdivia Bridge. A 1954 Concrete Gerber Beam.

Iván Campo Rumoroso[*,a], Óscar Ramón Ramos Gutiérrez[b], Frank Schanack[c], Jorge De Vena Retuerto[d], Haritz García Coca[e] y Marcos Jesús Pantaleón Prieto[f]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos.*
[b] *Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad de Cantabria*
[c] *Dr. Ingeniero. Universidad Austral de Chile. Director del Instituto de Obras Civiles.*
[d] *Ingeniero de Caminos Canales y Puertos.*
[e] *Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. WSP Spain. Bridge Department.*
[f] *Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Catedrático de Estructuras Metálicas.*

Recibido el 15 de junio de 2019; revisado el 12 de febrero de 2020, aceptado el 17 de diciembre de 2020

RESUMEN

El Puente Pedro de Valdivia, ubicado en la ciudad chilena de Valdivia, fue abierto al tráfico en el año 1954 y desde entonces ha sido una de las principales arterias de la ciudad. Se trata de un cajón de hormigón armado multicelular con una luz principal de 69 m y una configuración estructural del tipo viga Gerber. Durante el gran sismo del año 1960 los vanos laterales resultaron gravemente dañados lo cual obligó a su llevar a cabo labores de reparación. En el año 2016 el MOP decidió llevar a cabo el proyecto de ampliación, para lo cual fue necesario llevar a cabo la evaluación y diagnóstico del puente a partir de ensayos y mediciones realizados sobre el puente.

PALABRAS CLAVE: load rating, ensayos no destructivos, hormigón armado, viga Gerber, diagnóstico.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

Pedro de Valdivia Bridge, located in the city of Valdivia (Chile), was opened to traffic in 1954. Since the beginning, the bridge has become one of the main streets of the city. The bridge is a multicellular reinforced concrete bridge. The main span is 69 m and is structural type is Gerber Beam. During 1960 Great Valdivia Earthquake the approach spans were seriously damaged and the bridge was repaired and retrofitted. In 2016 the MOP decided to design the widening of the bridge, which includes the evaluation of the bridge based on essays and measurements performed on the bridge.

KEYWORDS: load rating, non-destructive essays, reinforced concrete, Gerber Beam, evaluation.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*:
Correo-e / *e-mail*: orramosg@gmail.com (Óscar Ramón Ramos Gutiérrez)

Cómo citar este artículo: Ramos, O.R., Campo, I., Schanack, F., de Vena, J., García, H. & Pantaleón, M.J. (2025). Evaluación y diagnóstico del puente Pedro de Valdivia. Viga Gerber de hormigón armado del año 1954. *Hormigón y Acero*. 76(305):91-97. https://doi.org/10.33586/hya.2020.2779

1. HISTORIA DEL PUENTE

1.1. Proyecto Original

El puente Pedro de Valdivia une el centro de la ciudad de Valdivia, en Chile, con el sector residencial de Isla Teja. Fue proyectado en 1946 por el ingeniero alemán Federico Wiese Isense, que previamente había proyectado el Puente Calle Calle, de características muy similares, también en la ciudad Valdivia. El proyecto fue realizado el contexto del cuarto centenario de la ciudad, fundada en el año 1552 por el extremeño Pedro de Valdivia.

Su construcción duró hasta el año 1953, abriéndose al tráfico en el año 1954 e inaugurado oficialmente el 12 de marzo de 1955.



Figura 1. Puente durante la construcción. Fuente: Colección Museo Histórico Nacional



Figura 2. Puente tras el Sismo de 1960 Fuente: Bifurcaciones.

El puente se enmarca en un contexto donde el hormigón pretensado todavía estaba en un estado inicial y se estaba adentrando en el rango de las luces medias [1]. Por otra parte, se habían proyectado puentes de hormigón armado rotulados para una luz muy similar tanto en Brasil (Puente sobre el río Peixe), como Argentina (Puente sobre el río Leyes) o en misma ciudad de Valdivia (Puente Río Calle Calle) [2].
Del proyecto original únicamente se conserva una breve memoria descriptiva de apenas dos páginas.

1.2. Sismo de Valdivia del 1960

El 22 de mayo de 1960 ocurrió el que se conoce como el Terremoto de Valdivia. Se trata del mayor sismo registrado instrumentalmente de la historia, con una magnitud de 9.5 en la escala Richter.
El puente sufrió daños significativos, principalmente en los vanos de acceso, pero no colapsó su tramo central. De acuerdo con los planos del proyecto de reparación, los daños fueros los siguientes:

- El puente asentó globalmente aproximadamente 80 cm.
- Se produjo un deslizamiento de la costanera del lado Valdivia Centro hacia el río, lo cual supuso un desplazamiento significativo de las cimentaciones laterales y de los estribos. Esto afecto a los marcos de los vanos de acceso que resultaron gravemente dañados.

El proyecto de reparación incluyó la sustitución completa de los vanos laterales, incluyendo estribos, que pasaron de marcos de hormigón armado a un único vano formado por 4 vigas metálicas. Además, fue necesario realizar un levante de 37 cm en la pila lateral del lado Valdivia del tramo central. Tanto esta pila como su simétrica fueron reforzadas ejecutando una nueva pila envolvente de la anterior.

1.3. Descripción del puente

1.3.1. Descripción general

Teniendo en cuenta el diseño original y las reparaciones llevadas a cabo, la geometría definitiva es la de un puente de 239 m de longitud dividido en 5 vanos: dos vanos de acceso metálicos de 35 m de luz, y un tramo central de 169 m conformado por dos vanos laterales de 50 m de longitud y un vano central de 69 m. El ancho es de 11.10 m.

1.3.2. Tramo central

El tramo central consiste en una viga Gerber cuya sección es un cajón de hormigón armado multicelular. Como es sabido, la viga Gerber es una viga isostática donde se disponen unas rótulas en el vano central con el fin de lograr una ley de momentos flectores muy similar a la de una viga continua. En este caso las rótulas se dispusieron a 19.15 m de la pila.

El cajón de hormigón está formado por dos células en la mayor parte del tablero, a excepción de las dos dovelas más próximas a las pilas centrales, donde se incluyó una losa intermedia adicional. También se dispusieron diafragmas de hormigón aproximadamente cada 5 m en el cajón.

El canto del cajón varía entre los 2 y los 8 m aproximadamente y el ancho del cajón es de 6.15 m.



Figura 3. Panorámica del Puente Pedro de Valdivia

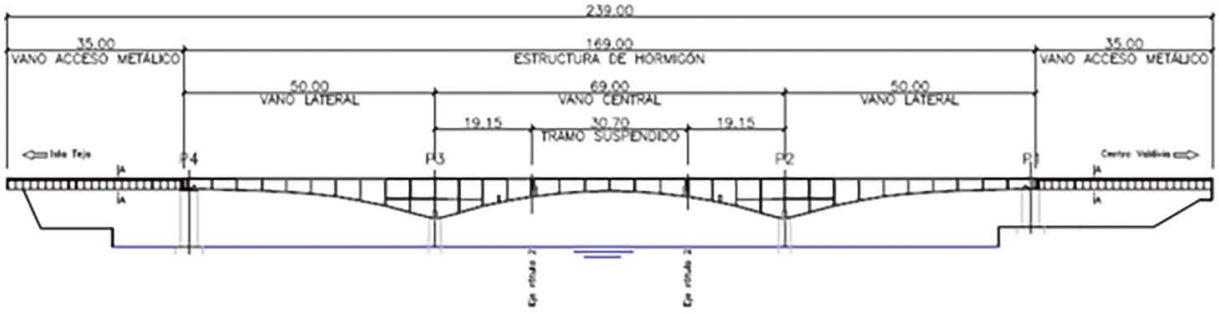


Figura 4. Alzado del puente.

1.3.3. Vanos de acceso

Los vanos de acceso son simétricos. La luz es de 35 m y está formado por 4 vigas metálicas espaciadas 2.2 m. El canto de las vigas es 1.91 m.

1.3.4. Subestructura

Las pilas del puente son de dos tipos. Las pilas 1 y 4 son del tipo cajón, mientras que las pilas 2 y 3 son de tipo muro.

Las pilas 1 y 4 consisten en un cajón que envuelve las columnas existentes en el puente original. El cajón tiene un ancho de 11.54 m y un canto de 3.3 m. El cajón se apoya sobre la cimentación original del puente, que quedó dañada durante el sismo de 1960. La conexión se ha realizado aprovechando el armado de las columnas originales. El puente en estas pilas dispone de apoyos deslizantes en sentido longitudinal y se encuentra topado en sentido transversal, incluyendo barras antisísmicas diagonales.

Las pilas 2 y 3 constan de una sección maciza de hormigón armado. Esta sección es semicircular en los lados, y presenta un ligero canto variable.

Las cimentaciones en los todos los casos son cajones de hormigón armado, asentados a una profundidad que se estima entre los 12 y los 15 m. en base a la memoria del proyecto original y los sondeos realizados.

1.4. Motivación del proyecto

Actualmente el puente se ha convertido en un icono de la ciudad y una de las principales arterias de ésta. Además, en el año 2019 seguía siendo el único acceso para vehículos pesados al sector de Isla Teja. El crecimiento de este sector ha provocado que la capacidad viaria del puente sea insuficiente, y que, por lo tanto, la ciudad esté planeando la construcción de nuevos puentes de acceso tales como el Puente Cau-Cau o el puente Cochrane. Sin embargo, debido a su ubicación estratégica, el MOP también planteó la posibilidad de ampliar el puente Pedro de Valdivia. Debido a que el entramado viario de la ciudad está ligado a la ubicación del puente, la ampliación debía plantearse en el emplazamiento del puente existente, ampliando a ambos lados, dado que no era posible por limitación de espacio proyectar un puente en paralelo como se hizo con el puente Calle-Calle en la misma ciudad.

Lo anteriormente expuesto, sumado al hecho de que se trate de una figura icónica para la ciudad, así como el hecho de que no sea posible interrumpir el tráfico sobre el puente en ningún momento provocó que la primera opción que se estudió fue la de aprovechar el puente existente. Para ello fue necesario llevar a cabo en una primera fase la evaluación y diagnóstico del puente en base a una campaña de ensayos realizada sobre el puente.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

El equipo de la Universidad Austral de Chile en colaboración con WSP Spain llevó a cabo una campaña de ensayos no destructivos sobre el puente con el fin de analizar el estado de este. Cada uno de ellos se explica a continuación:

2.1. Determinación del índice esclerométrico

La prueba consiste en el rebote de una masa elástica con una cantidad fija de energía sobre una superficie de hormigón a ensayar y permite obtener la dureza de este. A su vez, es posible correlacionar la dureza del hormigón con su resistencia. Lo ensayos se realizaron según lo establecido en la normativa NCh 1565. Of 2009 Hormigón-Determinación del índice esclerómetro [3].

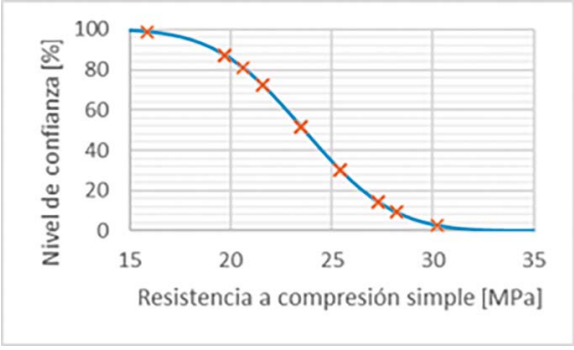


Figura 5. Distribución normal acumulada de resultados.

Se llevaron a cabo 27 mediciones a lo largo del tablero, arrojando resultados que varían entre los 30 MPa y los 15 MPa aproximadamente. Suponiendo que el hormigón posee similares características en todo el puente, se llevó a cabo un tratamiento estadístico para determinar la resistencia del hormigón para distintos niveles de confianza.

De acuerdo con la NCh 1998 [4] se establecieron 3 niveles fracción defectuosa admitida: 5%, 10% y 20%, que se correspondían con un nivel de confianza del 95%, 90% y 80% respectivamente. Teniendo en cuenta los factores de conversión de probeta cilíndrica a probeta cúbica establecidos en la NCh 170 [5] las resistencias consideraras para la evaluación fueron:

TABLA 1.
Resistencia del hormigón supuesta.

Confianza	Cúbica (MPa)	Cilíndirca (MPa)
95% 17.7	14.2	
90% 19.1	15.2	
80% 20.7	16.6	

En el caso de las pilas, las muestras fueron una por pila, a excepción de la pila 1 donde fueron 2. En este caso, se tomó 20 MPa de resistencia a compresión simple medido en probeta cúbica.

2.2. Auscultación de la armadura del hormigón

La determinación de la cantidad, disposición diámetros aproximados y recubrimientos de la armadura de refuerzo en cajón y pilares se realizó mediante un procedimiento de prospección electromagnético

El proceso consistió en un barrido en horizontal y vertical en varios niveles con el propósito de tener una estadística aceptable. Gracias a este procedimiento se pudieron determinar aproximadamente las armaduras a lo largo del puente, y determinar una serie de secciones tipo de armadura representativas.

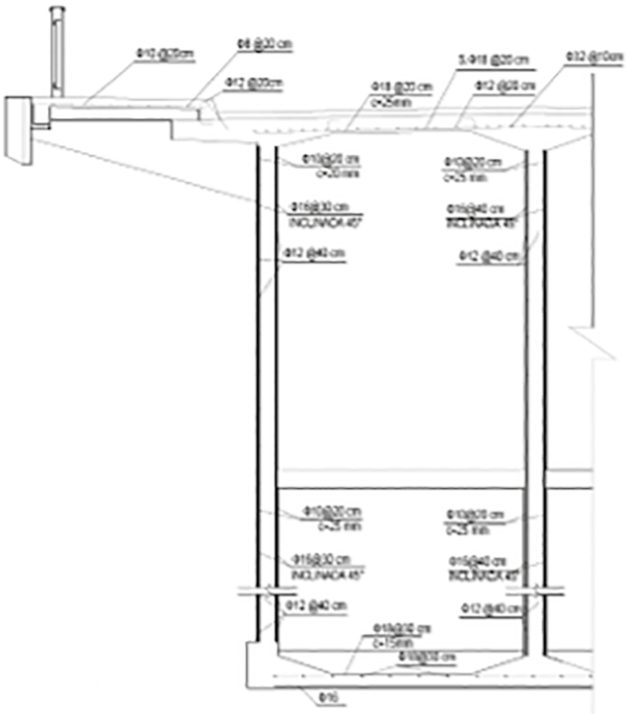


Figura 6. Sección tipo pila.

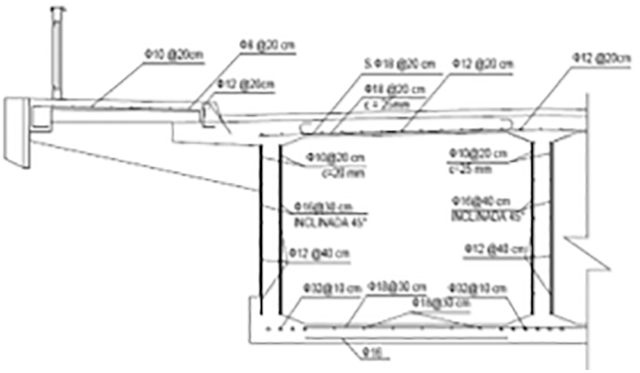


Figura 7. Sección tipo positivo.

La determinación de las características mecánicas de las barras se hizo a partir de ensayos que la Universidad Austral de Chile realizó en el año 2010. En este caso el número de muestras fueron 8, y se realizó igualmente un tratamiento estadístico para determinar la resistencia del acero a tracción para los distintos niveles de confianza. Los resultados se muestran a continuación

TABLA 2.
Resistencia del acero de refuerzo supuesta.

Confianza	Fy (MPa)	Fu (MPa)
95%	297	400
90%	325	431
80%	358	468

2.3. Ensayos de carbonatación del hormigón

En los puntos donde se realizaron los ensayos del índice esclerométrico se hicieron también ensayos de carbonatación del hormigón mediante la prueba de fenolftaleína.

Los resultados mostraron que en ciertos puntos la carbonatación había alcanzado la armadura, lo cual se corroboró con la inspección visual.

2.4. Medición de la dureza Brinell del acero estructural

El grado del acero estructural del tablero de los vanos de acceso se determinó a partir la medición de la dureza Brinell del acero mediante durómetro portátil.

De acuerdo con los aceros comerciales disponibles cuando se realizó el proyecto de reparación del puente se determinó que el acero empleado en las vigas fue el A 34-19 S.

2.5. Inspección visual

La inspección visual consistió en una visita al puente donde se tomaron fotografías de todos los defectos observados y se valoraron estos en una escala que va desde el 7 (No requiere atención especial) al 3 (Requiere que se tomen medidas inmediatas). Los defectos pueden afectar a tres propiedades del puente: resistencia, seguridad vial o durabilidad

Se asignó una nota de 4 al puente: requiere atención a corto plazo. Los principales defectos observados fueron:

- Apertura de juntas abiertas en aceras.
- Existencia de tubería con filtraciones dentro del cajón y ausencia de desagüe.

- Armaduras de la rótula fuertemente corroídas
- Barras antisísmicas y placas del estribo 2 fuertemente corroídas.



Figura 8. Estado barras antisísmicas.

Dentro del marco del proyecto se desarrolló un plan de conservación que incluyó medidas para subsanar todas las deficiencias observadas

2.6. Prospección subacuática

La inspección visual se complementó con una prospección subacuática que sirvió para analizar el estado de las cimentaciones y el nivel de socavación.

No se observaron deficiencias graves, si bien se observaron numerosas juntas frías y nidos en los cajones.



Figura 9. Ejemplo de junta en cajón.

2.7. Levantamiento geométrico

El levantamiento geométrico permitió la elaboración de planos de definición geométrica completa del puente a través de mediciones directas e indirectas.

3. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE

3.1. Introducción

El documento de referencia que se utilizó para la evaluación fue el *Manual for Bridge Evaluation* [6] de la AASHTO. En este manual se usan ciertos conceptos que resultan de gran utilidad en la evaluación estructural de puentes y que se explican a continuación.

El primero es el *Rating Factor* (RF). Se define RF como la relación entre la capacidad estructural del puente para resistir la carga viva y la carga viva aplicada sobre este. Expresado en forma de ecuación:

$$RF = \frac{C - \Upsilon_{DC} DC - \Upsilon_{DW} DW \pm \Upsilon_P P}{\gamma_{LL} LL} \quad (1)$$

En la ecuación anterior, C es la capacidad de la estructura, DC son las cargas permanentes de valor constante, DW las cargas permanentes de valor no constante, P es el pretensado en el caso de que lo hubiera y LL son las cargas vivas. Estas cargas a su vez van ponderadas por el factor de combinación Υ.

La capacidad de la estructura (C) es el resultado de multiplicar la tensión (f_r) o resistencia nominal (R_n) por tres factores:

- Factor de resistencia definido en la AASHTO LRFD [7] (ϕ).
- Factor de condición, que depende del estado de la estructura y varía entre 1 para estructuras en buen estado y 0.85 para estructuras en un estado de conservación deficiente (ϕ_c).
- Factor de redundancia, que depende de la geometría del tablero y el tipo de uniones empleadas. También varía entre 1 y 0.85 (ϕ_s).

Cabe señalar que para el cálculo de la resistencia nominal solamente se ha de descontar el material deteriorado, y que la multiplicación de los factores de sistema y condición tiene un límite inferior de 0.85.

Para las cargas permanentes DC y DW y sus factores de combinación Υ rige lo establecido en la AASHTO LRFD [7] en función del tipo de combinación.

La carga viva a considerar depende de la administración. Como regla general se consideran tres tipos de cargas vivas:

- Diseño: Se corresponde con el camión HS- 20 y el tren de cargas HL-93. Se consideran dos factores de combinación en este caso: Inventory (Υ_{LL}=1.75), que se corresponde con el factor de diseño de la AASHTO LRFD [7] y Operating (Υ_{LL}=1.35), que se corresponde con un diseño, que, si bien no se ajusta a los estándares actuales, se considera aceptable en ciertos casos.
- Legales: Se trata de una lista de camiones definidos por cada administración que están autorizados a circular por las carreteras. El factor de combinación lo define cada administración.
- Permitidos: Se trata de camiones excepcionales que han de ser evaluados para permitir su circulación por el puente. Se evalúan para la combinación de Strength II con el factor de combinación definido por la administración.

Conocido el RF, y conocido el peso de la carga viva, en el caso de que la capacidad no fuera suficiente, se puede determinar el peso límite en el puente y proceder a señalizarlo.

3.2. Evaluación del tablero

La evaluación estructural del puente se pudo realizar gracias a la información recabada en el trabajo de campo. Esta informa-

ción quedo reflejada en unos planos de definición geométrica donde también se incluyeron las armaduras detectadas.

El primer paso fue la determinación de la capacidad estructural de las secciones. Se analizaron todas las secciones, resaltando las secciones críticas del puente: flector máximo en vano lateral, flector máximo en vano central y flector mínimo a negativo. Para cada una de estas secciones se consideraron las propiedades materiales de acuerdo a los distintos niveles de confianza:

TABLA 3.
Momento nominal.

Nivel de confianza	Lateral (kN.m)	Central (kN.m)	Pila (kN.m)
95%	31580	25580	-169249
90%	34441	27979	-175029
80%	38040	30806	-192625

El segundo paso fue la obtención de los esfuerzos. Para ello se elaboró un modelo estructural tipo viga en SOFISTIK.

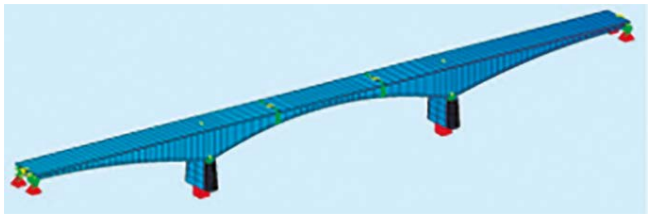


Figura 10. Modelo estructural.

A efectos de carga viva, se consideraron únicamente dos trenes de carga: el HS-20 y el HL-93. En el caso del HS-20, se multiplicó por un factor adicional a los ya definidos en la AASHTO LRFD [7] de 1.2 de acuerdo con el Manual de Carreteras [8].

Una vez definida la capacidad de la sección y los esfuerzos en ésta, se pudo proceder a calcular el Rating Factor. En la siguiente tabla se muestra el ejemplo de los distintos valores obtenidos para el caso del vano lateral.

TABLA 4.
Rating Factor en Vano Lateral.

Combinación	N. C. 95%	N. C. 90%	N. C. 80%
HL-93 Inv	0.496	0.637	0.802
HL-93 Op	0.644	0.825	1.04
HS-20 Inv	0.678	0.87	1.096
HS-20 Op	0.879	1.127	1.42

La principal conclusión de la evaluación del tablero fue que la resistencia a flexión del puente era satisfactoria en las secciones críticas dentro de unos valores aceptables, es decir, nivel de confianza de un 80% en los materiales y un camión HS-20 en operating. Sin embargo, teniendo en cuenta que las normativas son cada vez más restrictivas, no era posible asegurar la resistencia del puente de acuerdo con la normativa vigente. Además, existían zonas donde los resultados resultan totalmente ilógicos -RF<0 que implican que el puente no resiste ni su propio peso-. Estos resultados probablemente se debían a la dificultad para obtener las armaduras en el puente debido a las limitaciones de la tecnología existente.

3.2. Evaluación sísmica

La evaluación sísmica del puente se realizó tomando como referencia el Manual de Carreteras [8].

Para la obtención de los esfuerzos sísmicos se empleó el Método Modal Espectral y combinando los esfuerzos de acuerdo con el Manual de Carreteras (CQC). El modelo estructural fue el mismo que el empleado para la obtención de esfuerzos en el tablero, y el espectro de diseño el descrito en el Manual de Carreteras, considerando zona 3 y suelo tipo IV. Nótese que la zona 3 es la zona de mayor sismicidad de Chile y el suelo tipo IV es el pésimo definido en la norma.

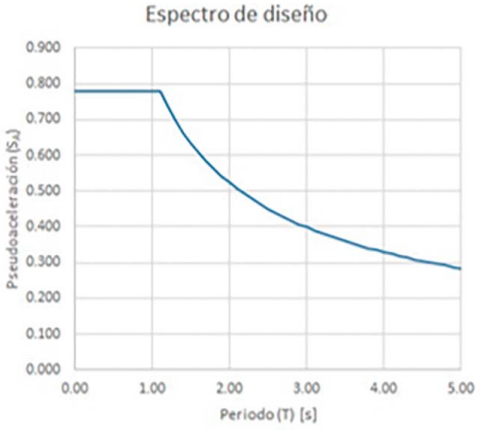


Figura 4. Espectro de diseño.

Procediendo de manera similar al caso del tablero, se calculó la capacidad de la pila central para distintos niveles de confianza y se comparó con los esfuerzos sísmicos obtenidos del modelo estructural. Además, se relacionó el factor de seguridad (FS) con el factor de reducción de esfuerzos sísmicos (R) definido en el Manual de Carreteras.

TABLA 5.
Sismo Longitudinal.

Nivel de confianza	95%	90%	80%
Mu	67710	67710	67710
ΦMN	38360	39713	41313
FS	0.57	0.59	0.61
R	1.77	1.7	1.64

TABLA 6.
Sismo Transversal.

Nivel de confianza	95%	90%	80%
Mu	111320	111320	111320
ΦMN	101443	104812	108931
FS	0.91	0.94	0.98
R	1.1	1.06	1.02

Tomando como referencia el factor R de 1.5 como límite del rango elástico, se puede considerar que en el caso del Sismo Transversal el comportamiento de la estructura es elástico, mientras que en el caso del Sismo Longitudinal la estructura resiste, pero empleando otros mecanismos resistentes y de disipación fuera del rango elástico como por ejemplo el cierre de juntas.

Lo calculado resultó coherente con el hecho de que la estructura no experimentara daños de importancia en las pilas centrales durante el sismo de 1960.

Por otra parte, se realizaron ensayos geotécnicos para determinar la capacidad de las cimentaciones. De acuerdo con la memoria del proyecto original, los cajones que conforman la cimentación se asentaron en un estrato de cancagua dura entre los 12 y los 15 m. Contrastando este informe con los sondeos realizados, se observó que efectivamente había un estrato de mayor rigidez en el entorno de los 10-14 m, y, por lo tanto, se determinó que esa era la cota en la que se asentaban los cajones. Sin embargo, al analizar el potencial licuable de los estratos, se determinó que existían estratos por debajo de esa cota con potencial de licuación, y en consecuencia no resultaba factible asegurar la capacidad de las cimentaciones durante el sismo.

5. CONCLUSIONES

El Puente Pedro de Valdivia ha demostrado empíricamente a lo largo de sus 66 años su resistencia. El hecho de ser una arteria fundamental de la ciudad ha provocado que haya estado sometido a cargas viarias elevadas. Además, a nivel de demanda sísmica, ha estado sometido al mayor sismo registrado hasta la fecha en el mundo.

Gracias a la metodología de inspección y evaluación descrita en la presente ponencia se pudo determinar que, para un nivel de confianza ligeramente menor al habitual, y para unas cargas viarias inferiores las normativas, pero aceptables, la resistencia del puente es suficiente. En el caso sísmico, también se pudo determinar que la resistencia estructural es suficiente. Sin embargo, la incertidumbre existente en el comportamiento del terreno durante el sismo y su potencial licuable impiden asegurar que la respuesta de la cimentación durante un evento sísmico de elevada magnitud sea plenamente satisfactoria.

A la hora de plantear una ampliación del tablero existente se ha evaluado el desempeño de la estructura según los estándares y exigencias de las normativas actuales, concluyéndose que no es factible acometer dicha ampliación. Asimismo, la propia edad del puente (cerca de 70 años), hace también que la expectativa de vida útil sea limitada (lo que se ha constatado con las medidas del avance de la carbonatación, por ejemplo). Todos estos factores aconsejan no acometer la ampliación del puente existente, sino proyectar una nueva estructura independiente.

Agradecimientos

El proyecto ha sido posible gracias a la Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas en la Región de los Ríos, y en especial a su Director Regional y Director del Estudio Daniel Bifani Ihl.

Agradecer también la labor del equipo de la UACH liderado por Frank Schanack que llevó a cabo la inspección del puente y los ensayos pertinentes.

Referencias

[1] B. Marrey, J. Grote, The story of prestressed concrete from 1930 to 1945: A Step Towards the European Union, First International Congress on Construction History, Madrid, 2003.

[2] A. Garrido Padilla, Evaluación del Estado de Conservación y de la Capacidad Resistente del Puente Pedro de Valdivia, UACH-UC, Valdivia-Chile, 2018.

[3] NCh1565.Of2009, Hormigón – Determinación del Índice esclerómetro, 2009, MINVU, Chile..

[4] NCh1998.Of1989, Hormigón – Evaluación estradística de la resitencia mecánica, 1989, INN, MINVU, Chile.

[5] NCh170.Of1985, Hormigón – Requisitos generales, 1985, INN, MINVU, Chile.

[6] AASHTO Manual for Bridge Evaluation, 2nd Edition with 2011, 2013 and 2014 Interim Revision, AASHTO, EEUU.

[7] AASHTO LRFD, 7th Edition, 2014, AASHTO, EEUU.

[8] Manual de Carreteras, 2015, Ministerio de Obras Públicas, Chile.