Rehabilitación del Puente de las Américas en Panamá

Rehabilitation of Panama´s Bridge of the Americas

Patrick Ladret[(1)], Carlos Pérez Rodríguez[(2)], Pablo Vilchez Motino[(3)] y Óscar Osiris Aguilar González[(4)]

Recibido | *Received:* 15-06-2010
Aceptado | *Accepted:* 17-03-2011

Resumen

El Puente de las Américas (1962) de 1.669 metros de longitud tiene un vano central de 344 metros sustentado por 46 péndolas que cuelgan de un arco metálico. Tras la inspección realizada en 2005 se constató que las péndolas formadas por 4 cables trenzados presentaban gran corrosión y pérdida de sección. Por consiguiente se decidió la sustitución de todas ellas por un nuevo sistema de tirantes con cordones autoprotegidos individualmente anclados con cuñas de fatiga. La metodología de sustitución elegida persiguió la simplicidad en la ejecución al disponer la conexión nueva del tirante entre los cables existentes, sin reducir en ningún momento el nivel de seguridad. Permitió instalar las nuevas conexiones y prefabricar los nuevos cables con un impacto mínimo sobre el tráfico, concentrando las fases de mayor impacto sobre el tráfico y limitando las actuaciones críticas de corte de cables y transferencia de carga a las noches.

Palabras clave: puente arco, tirante estructural, sustitución de péndolas, rehabilitación, celosías en voladizo.

*Abstract**

The America's Bridge (1962) has a length of 1 669 meters and a central span of 344 meters suspended by 46 hangers connected to a trussed tied arch. Following the inspection in 2005 it was found that the hangers made with four parallel wire ropes showed high corrosion and section loss. A complete replacement of the hangers was decided as the best solution. The new system is composed by parallel self-protected strands anchored with fatigue wedges. The chosen replacement methodology pursued the simplicity in the implementation by providing the connection of the new hanger between the existing cables without reducing the security level at any time. The system allowed installing the new connections and prefabricating the new cables with a minimum impact on traffic, bringing together the stages of greatest impact in the shortest possible time limiting critical operations of cutting cables and load transfer at night.

Keywords: *arch bridge, stay cable, hangers replacement, rehabilitation, cantilever.*

* *Page 101 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.*

(1) Ingeniero E.N.T.P.E. Freyssinet S.A. (Madrid, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos; Ingeniero Naval. Freyssinet S.A. (Madrid, España).
(3) Ingeniero Industrial. Freyssinet S.A. (Madrid, España).
(4) Ingeniero Especialista en Estructuras, Euro Estudios S.A. de C.V. (México DF, México).

Persona de contacto / *Corresponding author:* pladret@freyssinet-es.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

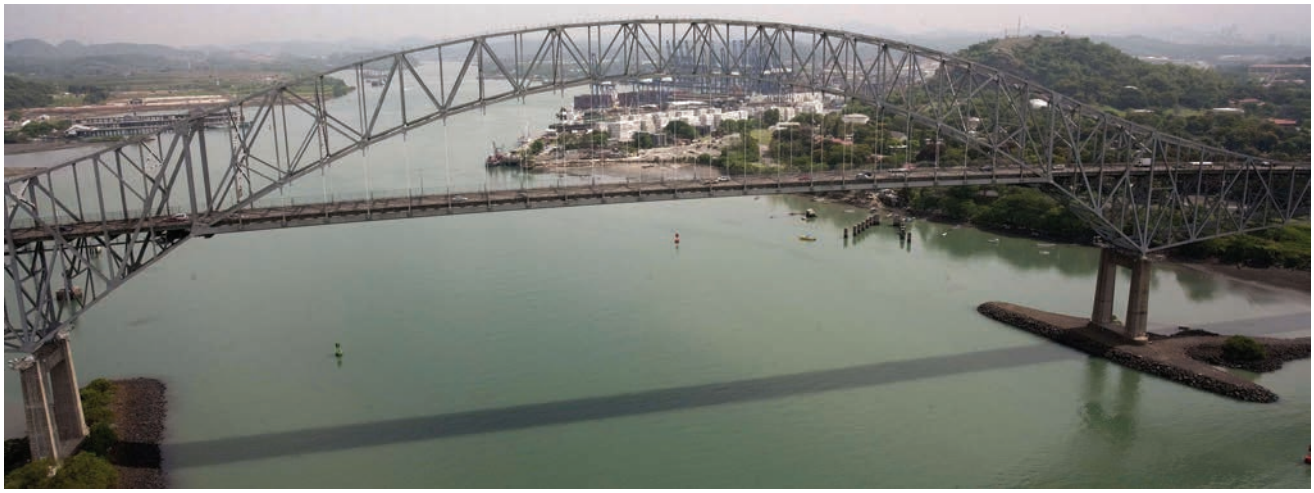

Figura 1. Imagen del vano central del Puente de las Américas tras su rehabilitación
Figure 1. Image of the main span of the Bridge of the Americas after its refurbishment

1. INTRODUCCIÓN

El Puente de las Américas (Figura 1) conecta la ciudad de Panamá con el área oeste y el interior del país, salvando el Canal de Panamá. El puente es vital para la Autopista Panamericana: despúes de su inauguración en 1962 ya circulaban 9.500 vehículos al día. En 2004, año en que se inauguró el segundo puente sobre el Canal, (Puente Centenario), el tráfico diario era de 35.000 vehículos.

Fue construido entre 1959 y 1962 por John F. Beasley & Co. por un importe de 20 millones de dólares, con diseño original de Sverdrup y Parcel.

1.1. Descripción de la estructura

Como se muestra en la Figura 2, tiene una longitud de 1.669,2 metros divididos en 14 vanos de estribo a estribo y un tramo central de 344 m. Con una anchura de tablero de 10,4 m, el puente fue diseñado para soportar 3 carriles en los vanos de acceso y 4 carriles en el vano central, con el objeto de ser apto para una ampliación futura.

La estructura consta de tres partes principales: dos viaductos de acceso más el puente principal. Los viaductos de acceso están formados por celosías de tipo Warren con tablero apoyado en el plano superior de la celosía.

El puente principal se compone de dos tramos de contrapeso o anclaje (celosías de canto variable de tipo Baltimore) con tablero intermedio prolongados en sus extremos por ménsulas de las cuales cuelga el vano central. La disposición estructural del puente principal se asemeja a una yuxtaposición de estructuras isostaticas (ver Figura 3).

El vano central está formado por un arco metálico de canto variable con tablero inferior. El tablero inferior suspendido, con una luz aparente de 259 metros, cuelga de 46 péndolas.

El arco pesa unas 17.000 toneladas y su altura en la clave alcanza los 118 m sobre el canal, tiene una relación flecha/luz de 1/5 y una relación canto de viga de tablero/luz de 156.

El tablero está constituido por una losa mixta de hormigón armado de 18 cm de espesor promedio y viguetas longitudinales con una separación de 2 metros como se representa en la Figura 4. Las viguetas descansan sobre unos travesaños cada 10,8 metros en el tramo central y cada 7,5 metros en los vanos de acceso. Las juntas de la losa dispuestas cada 2 o 3 travesaños, hacen que la losa no contribuya a la resistencia y rigidez de la celosía.

En toda la estructura los cordones y las diagonales que forman las celosías y los travesaños son vigas de tipo cajón roblonadas con almas llenas y alas superior e inferior aligeradas.

Todas las uniones de la estructura se han realizado mediante roblonado con la excepción de las uniones fabricadas en la obra, las cuales están realizadas con tornillos trabajando a cortante. La estructura original no tiene uniones soldadas.

Cada péndola del arco central está formada por 4 cables trenzados helicoidales de 7 cordones galvanizados cada uno, excepto la primera y última péndola de cada reticulado, que están constituidas por perfiles metálicos. La longitud varía desde los 7 metros en el arranque (PP-22) hasta los 31,4 metros (PP-32) en el centro del arco.

1.2. Proceso constructivo

El proceso constructivo (ilustrado en la Figura 5), de una forma simplificada, constó de las siguientes fases:

- Construcción de los arcos por voladizos sucesivos como celosía, con apoyos bloqueados en P6 y P7,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

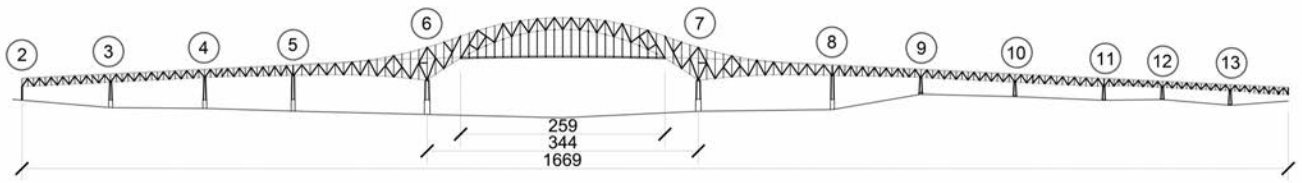

Figura 2. Plano general del Puente de las Américas
Figure 2. General view of the Bridge of the Americas

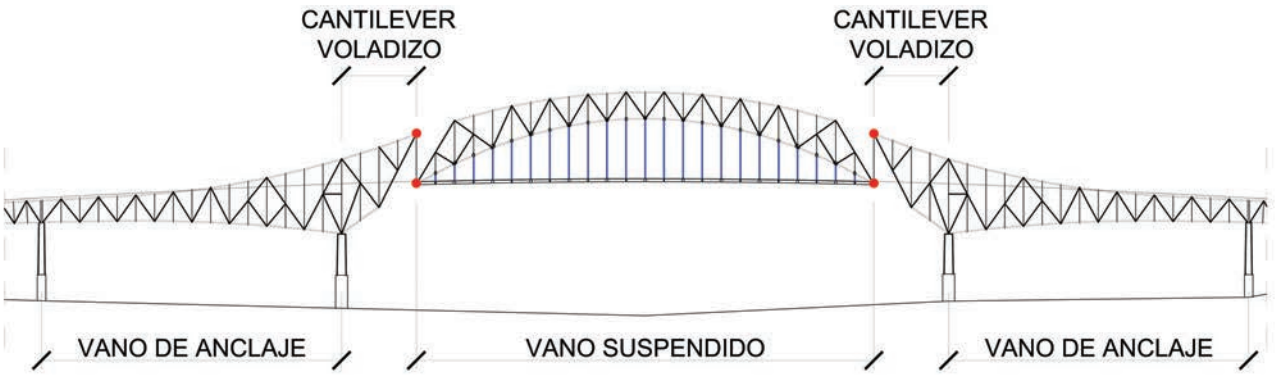

Figura 3. Detalle del puente principal
Figure 3. Detail of the main bridge

1. INTRODUCTION

The Bridge of the Americas (Figure 1) links Panama City with the western and interior part of the country, spanning the Panama Canal. The bridge was an important element of the Pan-American Highway. After its inauguration in 1962 the bridge carried approximately 9 500 vehicles per day. In 2004, the year the second bridge spanning the Canal (Puente del Centenario) was opened, the daily traffic increased to 35 000 vehicles a day.

The bridge was built between 1959 and 1962 by John F. Beasley & Co. totalling 20 million dollars and originally designed by Sverdrup & Parcel.

1.1. Description of the structure

As shown in Figure 2, the bridge has a span length of 1 669.2 meters divided into 14 spans between abutments and a main span of 344 m. With a 10.4 m width deck, the bridge was designed to accommodate 3 lanes at the access points and 4 lanes in the main span to facilitate future expansions.

The structure consists of three main parts: two access viaducts and the main body of the bridge. The access viaducts consist of Warren trusses with a deck on the upper level of the lattice.

The main bridge consists of two sections of counterweight or anchored elements (variable depth trusses, type Baltimore) with the middle deck prolonged at its ends by cantilevers from which the main span is suspended. The structural arrangement of the main bridge resembles a juxtaposition of isostatic structures (see Figure 3).

The main span consists of a variable depth steel arch with a lower deck. The 259 meter lower deck is suspended from 46 hangers.

The arch weighs about 17 000 tons and its maximum crown height tops out at 118 m above the Canal. It has a deflection / span ratio of 1/5 and a deck girder depth / span ratio of 156.

The deck consists of a reinforced concrete composite slab with an average depth of 18 cm and longitudinal beams every 2 meters as shown in Figure 4. The longitudinal beams rest on transoms every 10.8 meters at the central section and every 7.5 meters in the access viaducts. The slab joints arranged every 2 or 3 bridge beams prevents the slab from contributing to the strength and stiffness of the lattice.

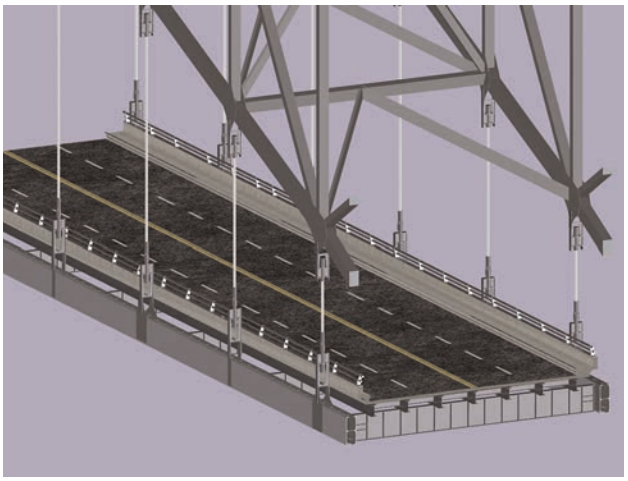

Figura 4. Perspectiva del tablero con las nuevas péndolas
Figure 4. Perspective of the bridge deck with the new hangers

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

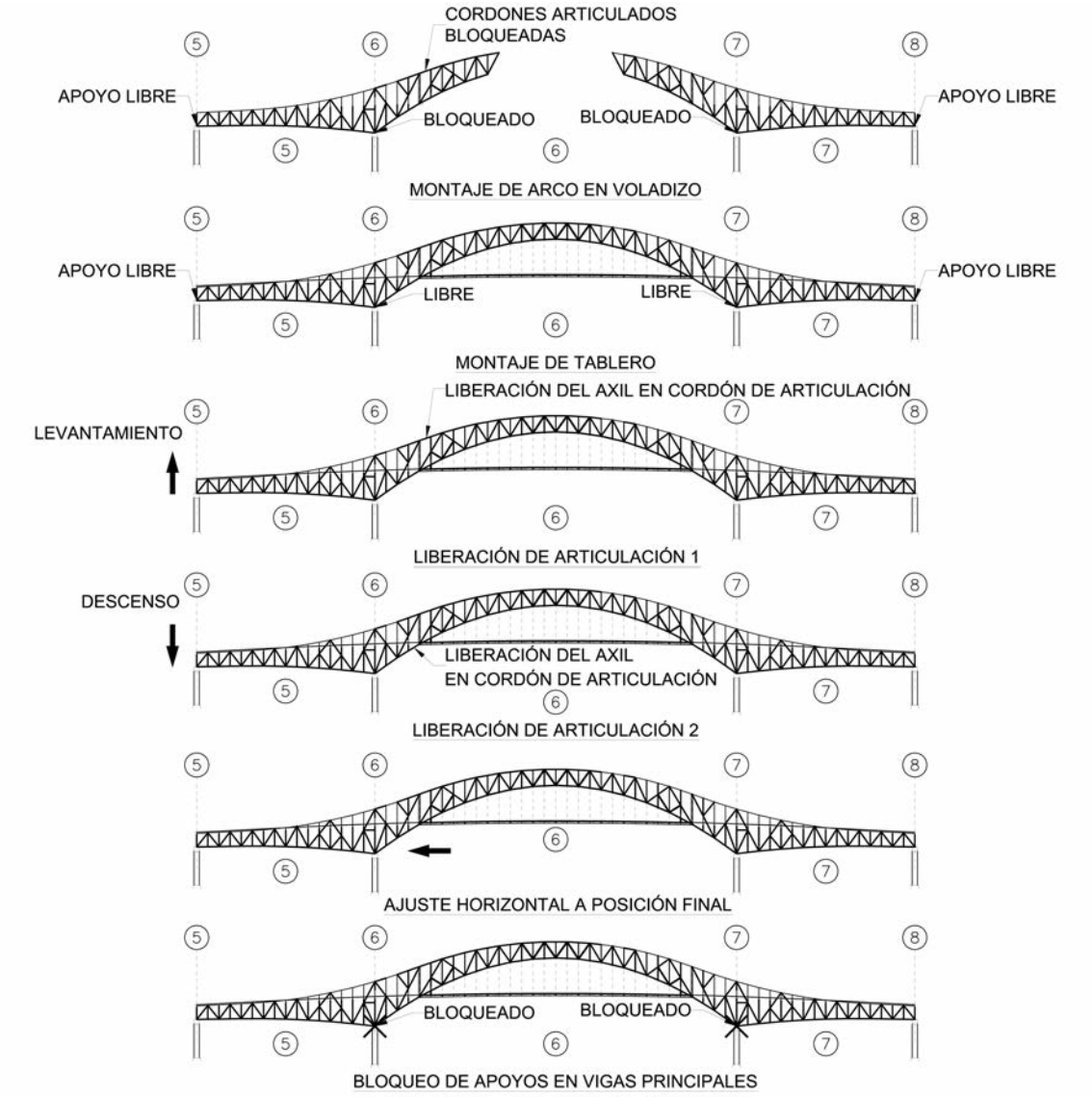

Figura 5. Cinemática de construcción del puente principal
Figure 5. Construction procedure of the main bridge

- Conexión del arco en clave.
- Instalación de péndolas y de tablero por tramos de 21,6 metros (tramos isostáticos colgados de 2 péndolas).
- Conexión del tablero al arranque del arco.
- Levantamiento del tablero en pilas 5 y 8 para descargar los cordones superiores de las articulaciones del arco y liberarlas.
- Descenso del tablero en pilas 5 y 8 para liberar los cordones inferiores de las articulaciones del arco.
- Estas últimas fases provocaban la entrada en carga del arco y del tablero como viga tirante del arco: toda la carga del vano central colgaba entonces de los vanos de anclaje.
- Desplazamiento horizontal de los apoyos en las pilas 6 y 7 y ajuste de posición del apoyo sobre pila. Bloqueo de los apoyos de P6 y P7.

1.3. Historial de actuaciones y estado de la estructura

En 1997 el tablero fue ampliado a 4 carriles en toda su longitud con un recrecido de plataforma en los vanos de acceso y refuerzo de la celosía (Figura 6).

A pesar del ambiente industrial y marino y del masivo flujo de tránsito vehicular, el puente Las Americas está globalmente en condiciones aceptables. Según las inspecciones realizadas por el propio proyectista desde 1973, el puente se encontraba en buen estado general, aunque ya se estimaba la vida útil de los cables helicoidales entre 40 y 50 años vista la experiencia en otros puentes similares. Por consiguiente, la sustitución de las péndolas estaba programada para ser realizada entre 2002 y 2012.

En 1997, la nueva inspección realizada por TY Lin International confirmaba este diagnóstico al señalar la presencia progresiva de corrosión en los cables.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

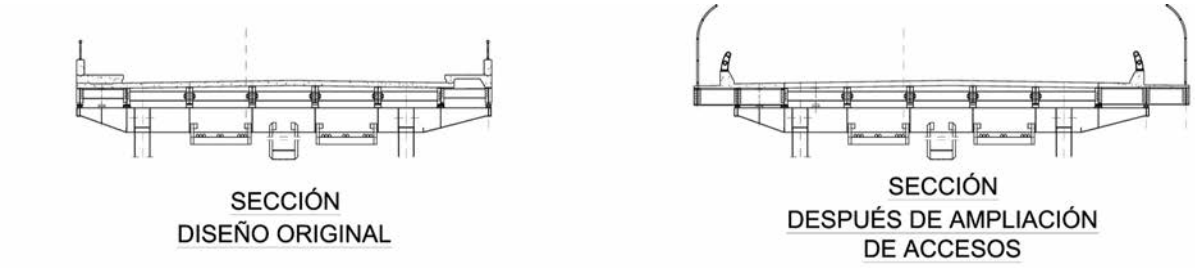

Figura 6. Sección del tablero ampliado a 4 carriles
Figure 6. Deck section widened to 4 lanes

The strands and diagonal braces that compose the trusses and bridge beams in the entire structure are in fact riveted box-girders with lightweight upper and lower flanges.

All unions of the structure are made with rivets, with the exception of the on-site unions which are made with shear locking bolts. The original structure does not have weld unions.

Each hanger consists of 4 spiral cables composed of 7 galvanized strands each, with the exception of the first and last hanger of each truss which are vertical rigid trusses. The hangers length varies from 7 meters at the rise (PP-22) up to 31.4 meters (PP-32) at the centre of the arch.

1.2. Construction process

The construction process, illustrated in Figure 5, basically consisted of the following phases:

- *Construction of the arches using cantilever trusses with blocked bearings at P6 and P7.*
- *Connection of the arch crown.*
- *Installation of hangers and deck at 21.6 meter sections (isostatic sections hanging from 2 hangers).*
- *Connection of the deck to the springing of the arch.*
- *Raising the deck on piers 5 and 8 to unload the upper chord of the arch joints and release them.*
- *Lowering the deck on piers 5 and 8 to release the lower chord of the arch joints.*
- *The last phases allowed the arch to bear loads and the deck to become the tie beam of the arch: the entire main span load then hangs from the anchor spans.*
- *Horizontal displacement of the bearings on piers 6 and 7 and pier bearing position adjustment. P6 and P7 bearing blocking.*

1.3. Record of actions and state of the structure

In 1997 the deck was widened to 4 lanes throughout its entire span, widening the access viaducts and reinforcing the trusses (Figure 6).

Despite the industrial and marine environment and the massive flow of traffic, the Bridge of the Americas has an overall acceptable condition. According to the inspections conducted by the project designer himself since 1973, the bridge was found to be in an overall excellent condition, although the estimated lifespan of the spiral cables was to be between 40 and 50 years due to the observations in other similar bridges. Therefore, the replacement of the hangers was scheduled to be carried out between 2002 and 2012.

In 1997, a new inspection conducted by TY Lin International confirmed this diagnosis by pointing out the growing presence of corrosion in the cables.

The deck slab was subjected to a detailed inspection in 1997. Due to the extensive degradation with the appearance of fissures, the residual life of the slab was estimated to be about 10 years. Its comprehensive refurbishment has since been programmed.

2. REFURBISHMENT PROJECT

In 2005, the Panama Canal Authority (ACP) awarded the Ammann & Whitney / Louis Berger Group Joint Venture the detailed inspection works of the bridge and its structural refurbishment. The works included the electromagnetic inspection of the hangers, as well as the connections via boroscope, inspection of the concrete of the piers and abutments and the bearing devices of the entire superstructure.

The inspection findings indicated that the corrosion was progressive in the hangers, with a widespread breakdown of the galvanization, and the existence of localized areas with varying degrees of section loss, especially below the anchoring area where numerous damaged cables were discovered, as shown in Figure 7. The damage had already spread to 60% of the cables (8.5% of them in critical condition), which was a significant increase since the last inspection [1].

Given the monolithic type of cables, along with the non-reversible anchoring system and the increase of corrosion between the last two inspections, a complete replacement

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La losa de tablero fue objeto de una inspección pormenorizada en 1997. Debido a la extensa degradación por fisuración, la vida útil residual de la losa se estimaba en unos 10 años. Desde esta fecha se programaba la sustitución integral de la misma.

2. PROYECTO DE REHABILITACIÓN

En 2005, la Autoridad del Canal de Panamá (ACP) adjudicó a Ammann & Whitney / Louis Berger Group Joint Venture la inspección pormenorizada del puente y la redacción del proyecto de rehabilitación estructural. Los trabajos incluyeron la inspección electromagnética de las péndolas, así como de las articulaciones por medio de boroscopio, del hormigón de pilas y estribos, y de los aparatos de apoyo en la totalidad de la superestructura.

Las conclusiones de la inspección indicaban que la corrosión en las péndolas era progresiva con una falla generalizada del galvanizado y pérdida de sección de grado variable en áreas localizadas, especialmente en la zona de anclajes donde había numerosos alambres rotos tal como se aprecia en la Figura 7. El daño ya se había extendido a un 60% de los cables (8,5% de ellos en estado crítico) con un importante aumento desde la última inspección [1].

Teniendo en cuenta la tipología monolítica de los cables junto con el sistema de anclaje "no detesable" y el avance de la corrosión entre las dos últimas inspecciones, se consideró como única opción viable el reemplazo total del sistema de péndolas, descartando el reemplazo parcial.

2.1. Licitación y alcance de los trabajos

En la primavera de 2007, se estableció el pliego y las bases del concurso que fue licitado públicamente entre julio y agosto 2007. A principios de 2008 se adjudicó la primera fase de rehabilitación integral a la "Asociación Accidental Puente de las Américas" formada por FREYSSINET y la empresa panameña CUSA.

El proyecto de rehabilitación recogía la realización de los siguientes trabajos:

- Sustitución de los cables de péndolas por otros constituidos por cordones paralelos autoprotegidos conforme a las recomendaciones del PTI.
- Análisis estructural, diseño y metodología de reemplazo de péndolas (modelo estructural, planos y especificaciones técnicas).
- Sustitución de los bulones de 5" de las articulaciones del puente principal.

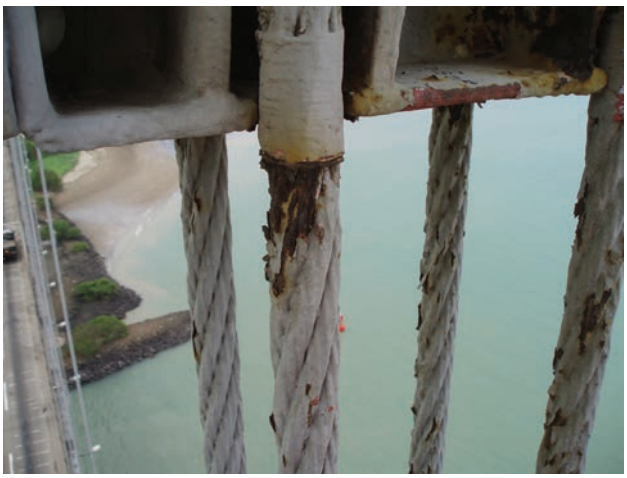

Figura 7. Imágenes de corrosión en los cables de péndolas
Figure 7. Images of corrosion on the hangers

- Recolocación de apoyos corrigiendo su alineación.
- Limpieza y tratamiento anticorrosivo de apoyos.
- Sellado e inyección de fisuras en pilas y estribos.
- Restablecimiento de la escollera (la protección de encepado de las pilas cercanas al Canal).
- Reemplazo e instalación de nuevos elementos: barandillas, escaleras, barreras de protección de los accesos, escotillas y malla de seguridad.

Estos trabajos de rehabilitación de la superestructura se consideraban necesarios para restablecer un nivel de seguridad suficiente en el puente con el objeto de permitir, en una segunda fase, la sustitución integral de la losa de tablero.

3. TRABAJOS PREVIOS

Se realizó una inspección completa del estado del puente para confirmar in-situ los datos disponibles de la superestructura. Previamente se había realizado una recopilación de toda la información existente: planos de proyecto y taller, memorias disponibles e informes de inspección, mantenimiento, proyectos de ensanche y modificación del puente.

En la inspección se cuantificaron los daños, la evolución de los mismos desde la última inspección, se corroboraron las mediciones del proyecto y se establecieron las resistencias de los materiales (Figura 8) a fin de: realizar el análisis estructural, confirmar la metodología y preparar la ejecución de la obra (área de trabajos, accesos, etc.).

En particular, y debido al método de sustitución de péndolas, se realizó una plantilla de cada nodo de anclaje de tirante, reflejando con exactitud cada cartela y la posición de los roblones. Asimismo, se replantearon las vigas y zonas de conexión de los bulones en las articulaciones del puente principal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

of the hangers was deemed as the best solution, ruling out a partial hanger replacement.

2.1. Bidding and scope of works

In the spring of 2007, the specifications and conditions of the bidding, publicly tendered in July and August 2007, were established. In early 2008 the first phase of the comprehensive refurbishment was awarded to "Asociación Accidental Puente de Las Américas", a joint venture formed by FREYSSINET, and the Panamanian company, CUSA.

The refurbishment project entailed the following works:

- *Replacement of the hangers by other hangers consisting of parallel and self-protected cables, in accordance with the recommendations of the PTI.*
- *Structural analysis, design and methodology of the hanger replacement (structural model, drawings and technical specifications).*
- *Replacement of the top 5" bolts of the main bridge joints*
- *Relocation of the expansion bearings, thereby correcting the alignment.*
- *Spot cleaning, and the application of an anti-corrosion treatment on the bearing devices*
- *Sealing and grouting of cracks in piers and abutments.*
- *Restoration of the rip-rap (pile cap protection of the piers near the Canal).*
- *Replacement and installation of new elements: handrails, stairs, access protection barriers, hatches and cyclone fencing.*

These refurbishment works of the superstructure were considered necessary to restore the bridge to a sufficient level of safety. This will also allow the comprehensive replacement of the deck slab in a future phase.

3. PRELIMINARY WORKS

A complete inspection of the bridge condition was conducted in order to confirm the available information of the superstructure in-situ. A compilation of all existing information of the structure was carried out beforehand: project and shop drawings, available specifications, and inspection and maintenance reports, bridge widening and modification projects.

The inspection report quantified the damages, its progress since the last inspection and the project dimensions were corroborated and the strength of the materials (Figure 8) was established in order to perform the structural analysis, confirm the methodology and prepare the execution of the works (work site, access, etc.)



Figura 8. Ensayos de materiales en el reticulado
Figure 8. Materials testing in trusses

In particular, and due to the hanger replacement method, a template for each stay cable connection node was made, reflecting the precise position of every stiffener and rivet. The beams and the bolt union positions in the joints of the main bridge were also laid out.

3.1. Non-destructive material testing

3.1.1. Steel

The drawings indicated the presence of various types of steel, according to the applicable American Standards of the period the bridge was constructed, in order to optimize the quantities. The collected information was incomplete, and therefore did not allow the properties of each section to be accurately defined. Thus, samples were taken from different metal sheets (by means of circular cutting with a diamond bit) to perform chemical and mechanical (strength, resilience) tests. Once the mechanical properties of each material were known, hardness testing was performed on the structural elements that were not documented in order to deduce their properties by comparing samples (strength/chemical composition/hardness ratio). Stated below are the main characteristics of the used structural steels:

- *A7 and A373 steel. Weldable steel with fy = 36 ksi (248 MPa) and fu = 58 ksi (400 MPa) used for steel profiles.*
- *A242. Stainless steel with improved properties against corrosion ("weathering steel" with high copper content), with fy = 50 ksi (345 MPa) and fu = 70 ksi (480 MPa). Used for thicknesses up to $^{3}/_{4}$".*
- *Structural Manganese steel (MS) used in steel profiles and unions. By comparison, it resembled an A709 steel "50 grade" (f = 50 ksi, 345 MPa, fu min = 480 MPa). Because of not having the standards of the period when the bridge was constructed, tests were conducted in order to characterize the mechanical properties, its hardness, analysis of the chemical composition and its*

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3.1. Ensayos no destructivos en materiales

3.1.1. Aceros

Los planos dejaban constancia de la presencia de varios tipos de acero según la normativa americana de la época, con el fin de optimizar las cantidades al máximo. La información recopilada, al ser incompleta, no permitía definir con exactitud las propiedades de cada sección, por lo que se extrajeron muestras de las distintas chapas (mediante corte circular con broca de diamante) para realizar unos análisis químicos y mecánicos (resistencia, resiliencia). Una vez conocidas las propiedades mecánicas de cada material, se procedió en obra a la medición de dureza de las partes de la estructura no documentadas, para deducir sus propiedades por comparación a las muestras (relación resistencia / composición química / durezas). A continuación se adjuntan las características de los principales aceros estructurales empleados:

- Acero A7 y A373: acero soldable con fy = 36 ksi (248 MPa) y fu = 58 ksi (400 MPa) empleados para perfiles.
- Acero A242: acero con propiedades mejoradas frente a la corrosión ("wheathering steel" con alto contenido en cobre), con fy = 50 ksi (345 MPa) y fu = 70 ksi (480 MPa). Se empleaban para espesores hasta $^{3}/_{4}$".
- Structural Manganese steel (MS): empleados en perfiles y uniones. Por deducción se asemejó a un tipo "grade 50" de la A709 (fy = 50 ksi, 345 MPa, fu min = 480 MPa). Al no contar con la normativa específica de la época, se realizaron ensayos para caracterizar las propiedades mecánicas, dureza, análisis de la composición química y soldabilidad. La dispersión de los valores del carbono equivalente y el alto contenido en manganeso y azufre hicieron necesarias unas pruebas adicionales para determinar los procesos de soldeo según AWS D1.1/D1.1M, con los que se caracterizó la soldabilidad, el procedimiento de soldeo y de preparación [2].
- Acero para roblones: los valores de la antigua norma A141 ASTM de referencia se corroboraron por ensayos comparativos de durezas. A su vez se verificó la correspondencia del diámetro de roblones con los planos de taller.
- Aceros forjados de los bulones y articulaciones, aceros fundidos de los apoyos: todos estos aceros tenían una definición completa en el proyecto y sus propiedades mecánicas se verificaron mediante ensayos comparativos de dureza.

3.1.2. Hormigón armado

Las inspecciones y ensayos realizados en 1997 y 2005 proporcionaron una información extensa y suficiente para corroborar las características mecánicas del hormigón (Tabla 1). La penetración de cloruros y carbonatación se consideraron limitadas en los hormigones existentes. La inspección se centró esencialmente en el replanteo pormenorizado y extensión de los daños en pilas y estribos. Se realizaron extracciones de muestras de las armaduras en pilas y estribos y ensayos a tracción de las mismas, para contrastar los valores de resistencia mecánica reales, dadas las contradicciones entre los datos del proyecto original y los resultados obtenidos en inspecciones anteriores.

Se limitaron las inspecciones en la losa en las zonas con daños más avanzados, que presentaban un riesgo inminente para la presente actuación.

3.1.3. Péndolas

Al no disponer de material de repuesto o sustituido para poder efectuar ensayos de tracción sobre un tendón completo, se estimaron las características mecánicas a partir de la normativa y de los catálogos de los fabricantes de la época. A efectos de cálculo se consideró un acero ASTM A603. Para un cable de 2 $^{1}/_{4}$" con revestimiento de clase A se obtienen los siguientes valores:

- A = 4*948,4 = 3794 mm^2
- Fr min = 5.088 KN
- σr = 1.341 MPa
- E = 133 GPa

3.2. Medición de la fuerza de las péndolas.

Se determinó la fuerza de cada una de las péndolas por el método de la cuerda vibrante. La medición se realizó con un conjunto de 4 acelerómetros bidireccionales piezoeléctricos puestos sobre cada uno de los 4 cables que formaban cada péndola, conectados a un analizador de frecuencias propias. Las distintas mediciones realizadas mostraron una simetría de los resultados entre haces y se verificó que la suma total de carga igualaba el peso del tablero. Cabe destacar que las péndolas más pequeñas, en ambos extremos del vano central, tenían una tensión muy reducida. Esto sirvió también para determinar el orden de ejecución de las operaciones de reemplazo.

3.3. Levantamiento topográfico del puente y prueba de carga

El levantamiento topográfico inicial incluyó la nivelación del tablero en diversos puntos del puente: arranques del arco, accesos, zona de junta, y en cada punto de péndola. También se midió la longitud de los cables/péndolas y de las horquillas, confirmando la información de planos. Se verificó la inclinación de pilas y los niveles de los apoyos. No se puso de manifiesto ninguna anomalía en el puente principal.

Como se ilustra en la Figura 9, se realizó una prueba de carga, para medir la respuesta del tablero y el arco

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 1. Características de los hormigones en proyecto
Table 1. Concrete characteristics under project

Hormigones / *Concrete*	fck (MPa)
Estribos / *Abutments*	4.000 psi (28 MPa)
Pilas y viga transversal de pila / *Piers and pier crossbeam*	4.000 psi (28 MPa)
Losa de tablero / *Deck slab*	3.000 psi (21 MPa)
Losa de acera ensanchada en vanos de acceso *Widened slab in access viaducts*	4.000 psi (28 MPa)

weldability. The dispersion of the carbon values and its high manganese and sulphur content meant that it was necessary to conduct additional tests to determine its welding process, according to AWS D1.1/D1.1M which characterized weldability and the welding and preparation procedures [2].

- *Steel in rivets: the values of the former ASTM A141 standard were confirmed by comparison hardness tests. All the while, the correspondence of the diameter of rivets with the workshop draws was verified.*
- *Wrought steel in bolts and joints, cast steel in bearings: all these steel types were fully defined in the project and its mechanical properties were verified by comparison hardness tests.*

3.1.2. Reinforced concrete

The inspections and tests conducted in 1997 and 2005 provided extensive information to corroborate the mechanical properties of the concrete (Table 1). Chloride penetration and carbonation were considered limited in the existing concrete. The inspection focused primarily on the detailed findings and the extension of the damage in piers and abutments. Extractions were performed on the piers and abutments rebars, as well as tensile tests to compare the mechanical resistance between the original project values and the results obtained from previous inspections.

The slab inspections were confined in areas with major damage, presenting an imminent risk to this intervention.

3.1.3. Hangers

In the absence of spare or replacement material to carry out tensile tests on a full tendon, the mechanical properties were estimated from the existing standards and from the manufacturers' catalogues at the time the bridge was constructed. For calculation purposes, ASTM A603 steel was used. A 2 $^{1}/_{4}$" cable with Class A sheathing has the following values:

- $A = 4 * 948.4 = 3\,794\ mm^2$
- *Fr min = 5 088 KN*
- $\sigma r = 1\,341\ MPa$
- E = 133 GPa

3.2. Measuring the force of the hangers

The force of each hanger was determined by the method of the taut string. The measurement was performed with a set of 4 bidirectional piezoelectric accelerometers placed on each of the 4 cables that compose each hanger and connected to a natural frequency analyser. The different measurements indicated symmetric results between bundles, and the sum of the loads was verified to be equal to the total deck weight. It should be noted that the shorter hangers at both ends of the main span had a low tensile load. This was also used to determine the execution order of the replacement operations.

3.3. Topographic survey of the bridge and load test

The initial survey included the levelling of the deck in various parts of the bridge: arch abutment, access, joint areas, and at each hanger point. The length of the cables/hangers and lifting forks were also measured, confirming the drawing information. The tilt of the piers and the bearing levels were also checked. No anomalies were discovered in the main bridge.

As illustrated in Figure 9, a load test was performed to measure the response of the deck and the arch to a defined load. Four 20 ton trucks were placed in the main span (axis hangers: 31, 31 ') on each side of the deck (north and



Figura 9. Prueba de carga con camiones
Figure 9. Load test with trucks

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ante una carga definida. Se colocaron 4 camiones de 20t, en el centro de vano (eje de las péndolas: 31, 31') en cada lado del tablero (norte y sur). La prueba se realizó con un corte total del tráfico en dos noches. El ensayo reveló un comportamiento adecuado de la losa de tablero, del arco y del sistema de articulación.

Por otro lado, el error de medición de deformación del tablero en centro de vano entre modelo y topografía alcanzó el 20%. Si bien este error era aceptable para confirmar las hipótesis del modelo, se puso de manifiesto que el proceso de control de topografía con estación total era incompatible con las exigencias de tiempo y precisión requeridas en el procedimiento de sustitución de péndolas. En consecuencia se modificó el control geométrico previsto, por la toma de nivel de tablero y la medición de longitud con distanciómetro láser, tal como se describe en el punto 8.

4. SISTEMA DE ARTICULACIONES DE LA CELOSÍA

El sistema de celosías en voladizo (cantilever) se conoce como vigas GERBER, nombre que se debe al Dr. Ing. H. Gerber que las patentó en 1866 [3]. Se utilizó de forma efectiva en estructuras de vanos largos a finales del siglo XIX como el conocido "Firth of Forth" en Escocia de B. Baker y J. Fowler.

Este sistema, ilustrado en la Figura 10, consiste en introducir articulaciones en una viga continua para hacerla isostática. Presenta las ventajas siguientes:

- Optimización de una viga continua con una ley de momentos flectores de signos alternos entre vano y apoyo,
- Sencillez de una viga isostática de cara al montaje,
- La distribución de esfuerzos no es sensible a los asientos en cimentaciones.

En el caso del puente Las Américas (Figura 11), estas articulaciones son móviles. Toman la forma de un montante articulado en sus dos extremos con una interrupción de los cordones de la celosía. Transmiten el cortante pero no el axil, ni el momento. Funcionan como juntas que resuelven los movimientos por efectos térmicos a lo largo de todo el puente. Este sistema de articulaciones se incluye tanto en los vanos principales, como en los vanos de acceso para limitar las luces continuas.

En la sección articulada, se restablece la continuidad visual de la celosía pero es "artificial", es decir, se dispone un tramo de cordón superior y de cordones inferior llamado "dummy member" que no recoge carga axial. La interrupción de los cordones se garantiza liberando un extremo mediante un bulón. Para que esta articulación permita los movimientos ante cargas transitorias y efectos térmicos de la celosía, el bulón está colocado en una guía con forma de agujero rasgado. En la literatura, se indica que se disponían estos "falsos cuerdones" por razones estéticas y psicológicas para dar la impresión al usuario de una continuidad de la estructura [4].

Tal como se observa en las Figuras 12 y 13, en la sección articulada de la celosía, los planos horizontales superior y inferior, constan de una guía deslizadera "wind tongue" [4] que recoge la carga transversal de viento y permite los desplazamientos longitudinales de las articulaciones.

Para que el vano suspendido no se comporte como un balancín frente a esfuerzos horizontales longitudinales, el plano horizontal inferior de la celosía está provisto de una rótula que no permite desplazamiento longitudinal y recoge la carga transversal del mismo modo que las deslizaderas del plano horizontal superior (Figura 13).

El sistema de articulaciones con bulones consta de unos elementos móviles en los que se producen des-

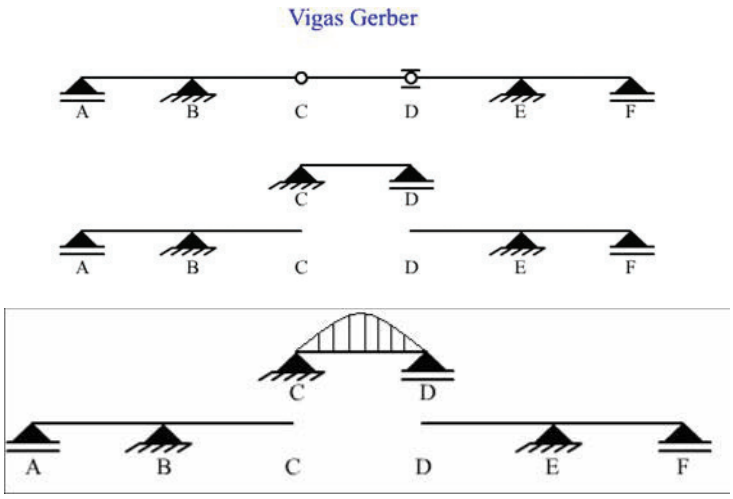

Figura 10. Esquema de funcionamiento estructural inspirado en el puente de Minato Oh-Hashi de Japón
Figure 10. Structural configuration based on the Minato Bridge Oh-Hashi Japan.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

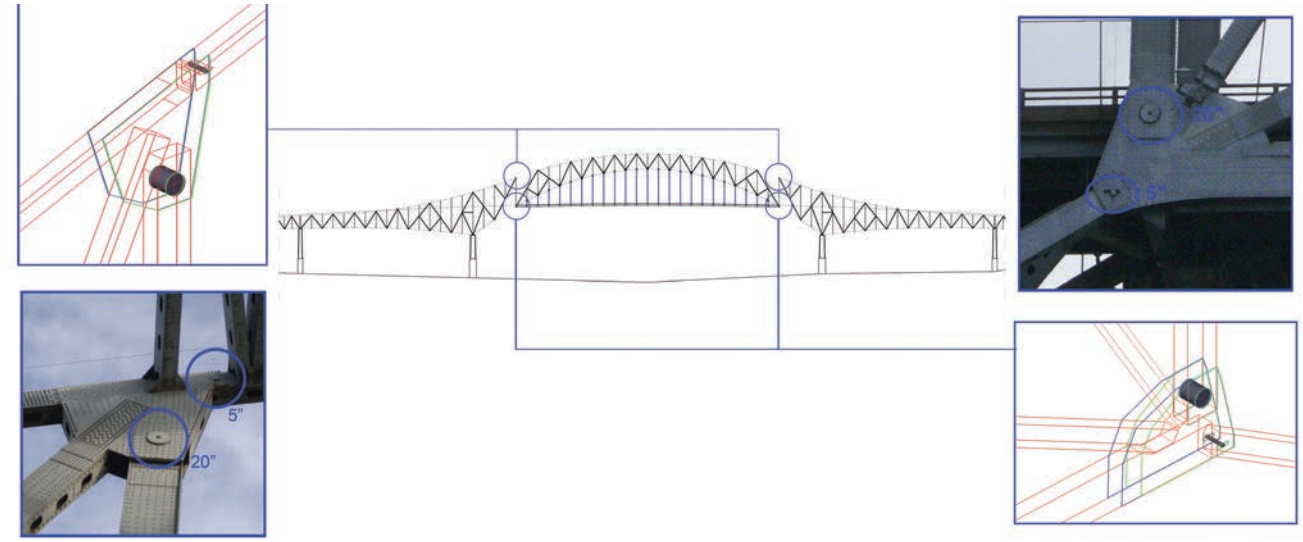

Figura 11. Esquema del sistema de articulaciones de celosía
Figure 11. Configuration of truss joints system



Figura 12. Guía deslizadera en plano superior de celosía
Figure 12. Slide guide on upper truss



Figura 13. Rótula en plano inferior de celosía
Figure 13. Joint on lower truss

south). The test was conducted in two nights and closed to traffic. The test revealed an adequate performance of the slab deck, the arch and the assembly system.

On the other hand, the deck deformation measurement in mid-span had an error between model and survey that reached 20%. While this error was acceptable to confirm the model assumptions, it became clear that the survey process control with a total station is incompatible with the required time and precision demands of the hanger replacement process. Therefore, the original geometric control was modified by deck levelling and the hanger length laser measurement, as described in Section 8.

4. TRUSS JOINT SYSTEM

The system of cantilevered truss (cantilever) is known as Gerber, due to Dr. Ing H. Gerber that patented it in 1866 [3]. It was used during many years in the late nineteenth century, like in the well known "Firth of Forth" bridge in Scotland, designed by B. J. Baker Fowler.

This system, illustrated in Figure 10, consists of introducing joints in a continuous beam in order to make it isostatic. It has the following advantages:

- *Optimization of a continuous beam with alternating sign bending moments between span and bearings*
- *An isostatic beam is very simple to build*
- *The stress distribution is not sensitive to the foundations deformations*

In the case of the bridge Las Americas (Figure 11), these joints are mobile. They take the form of an articulated vertical girder at both ends with a break of the truss cords. They transmit the shear but not the axial force nor the bending moment . They work like joints that meet the thermal effects movements along the entire bridge. This joint system is in both, the main span and the access viaducts, in order to limit the continuous spans.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

gastes y por tanto requiere mantenimiento continuo. En el puente principal nos encontramos con dos tipos distintos de bulones (Figura 14):

- Bulones de 20 pulgadas de diámetro: rotulan las extremidades de los montantes que soportan al arco atirantado central. Soportan toda la carga del arco.
- Bulones de 5 pulgadas de diámetro: forman las articulaciones libres longitudinalmente en una extremidad de los "falsos cordones" superior e inferior del tramo en arco.

4.1. Estado inicial de los bulones

Los bulones de 5 pulgadas se encontraban en una condición deficiente. Tal como se observa en la Figura 15, la expansión y contracción del puente había causado el desgaste por fricción del propio bulón y de las almas del "Dummy member" (en forma de viga cajón). El desgaste llegaba a varios centímetros. Esta anomalía podía ocasionar el bloqueo del movimiento horizontal y alterar el esquema estructural de proyecto.

4.2. Cinemática de sustitución

El proyecto de rehabilitación incluía el reemplazo de los cuatro bulones de 5", dos inferiores y dos superiores de cada articulación. En el caso de los inferiores fue necesaria una fase previa de recrecido y refuerzo de la viga cajón colocando un balancín para descargar el nudo, restablecer la geometría inicial y alinear los ejes de los elementos de celosía.

El sistema de balancín era activo mediante barras de tracción. Con este dispositivo, mostrado en las Figuras 16 y 17, se aliviaban los esfuerzos parásitos en las guías, restableciendo la alineación de los cordones previa liberación de los bulones. El balancín provisto de barras rotuladas en cabeza se comportaba a modo de péndulo para permitir los desplazamientos horizontales de la celosía durante la operación.



Figura 14. Bulones inferiores de 5" y 20"
Figure 14. 5"and 20" pins

A continuación, para asegurar la sustitución del bulón sin riesgo de desalineación de las vigas, se conectó el nuevo bulón al existente con un manguito roscado. El bulón antiguo se extrajo con un gato hidráulico de tracción, haciendo deslizar en su lugar el nuevo.

Tras la limpieza de pintura y oxido de la zona de trabajo se reconstruyeron las zonas de apoyo de las guías mediante la aportación de material (calza de relleno) y relleno por soldadura.

Con el objeto de mejorar la durabilidad y facilitar el mantenimiento de estas guías, se ampliaron las



Figura 15. Estado original de los bulones de 5"
Figure 15. 5" pins original condition

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

In the articulated nodes, the visual continuity of the truss is restored, but it is "artificial", with an upper and lower cord called "dummy member" that doesn't take axial loading. The interruption of the cords is guaranteed by releasing one end with a pin. The pin is placed in a guide in the form of a slotted hole in order to allow movements with transient loads and truss thermal effects. The available literature indicates that these "false cords" were designed for aesthetic and psychological reasons to give to the user the impression of continuity of the structure [4].

As seen in Figures 12 and 13, the articulated nodes of the upper and lower trusses, consist of a slide guide "wind tongue" [4] that takes the transversal wind load and allows the longitudinal movement of the joints.

So the suspended span doesn't behave like a rocker against longitudinal horizontal stress, the lower truss is equipped with a joint that doesn't allow longitudinal movement and takes the transverse load the same way that the slide guides in the upper truss (Figure 13).

The joint system with pins consists of moving parts that suffer from wear and therefore requires a continuous maintenance. In the main span we find two different types of pins (Figure 14):

- *20-inches diameter pins: joint at both ends that support the central bowstring arch. Bear the entire load of the arch.*
- *5-inches diameter pins: they are the free joints at one end of the "false cords" in the upper and lower truss arch.*

4.1. Pin's condition

The 5-inch pins were in poor condition. As seen in Figure 15, the expansion and contraction of the bridge had caused wear in the pin by friction with the "dummy member" web (box girder.) The wear reached several centimetres. This wearing could cause blockage of the horizontal movement and alter the structural design of the project.

4.2. Replacement process

The rehabilitation project included the replacement of four 5" pins, two in lower and two in upper trusses at each side. In the case of the lower, it was necessary a previous stage of screed and strengthening of the box girder placing a rocket to discharge the node and restore the initial geometry and align the axes of the trusses elements.

The r*ocker system was active with prestressing bars. With this device, shown in Figures 16 and 17, the guides parasites efforts were relieved, restoring the alignment of the cords after release the pins. The rocker behaved like a pendulum to allow horizontal displacements of the truss during the operation.*



Figura 16. Proceso de sustitución de bulones
Figure 16. Process to replace the pins



Figura 17. Balancín para la sustitución de bulones
Figure 17. Rocker for the pins replacement

Then, for the pin replacement without risk of beams misalignment, the new pin was connected to the existing by mean of a threaded sleeve. The old pin was extracted with a hydraulic traction jack, sliding into its place the new pin.

After cleaning the paint and rust in the work area the slotted holes were rebuilt with material (chock filler) by welding.

In order to improve the durability and the maintenance of these slotted holes, contact surfaces were expanded using a replaceable wear strip (see Figure 18), using self-lubricating compounds.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

superficies de contacto empleando una pista de desgaste sustituible (ver Figura 18), utilizando compuestos auto-lubricados.

5. APOYOS

Todos los aparatos de apoyo del Puente de las Américas están ejecutados con acero fundido, pudiéndose distinguir:

- Fijos, que no permiten desplazamientos ni longitudinales ni transversales de la estructura (ver Figura 19).
- Móviles o de expansión que permiten desplazamientos longitudinales por medio de un péndulo (ver Figura 20).

Para compensar los desplazamientos y cargas de construcción, y tal como se explica en el punto 1.2 y se ilustra mediante la Figura 21, los apoyos de las dos pilas principales 6 y 7 del vano central eran "temporalmente" móviles.

Los apoyos móviles de las pilas más próximas a los estribos presentaban una inclinación importante como consecuencia de un giro del último tramo en planta por movimiento del estribo. Esto provocó que los apoyos fijos del estribo sufrieran sobreesfuerzos horizontales y roturas de las mesetas, del borde del cargadero y de los tornillos de fijación por cortante.

Para la restitución de los apoyos basculantes o libres se construyeron unas ménsulas auxiliares soldadas a la celosía, y tras el levantamiento de la estructura se desplazó la parte inferior del apoyo, restaurándose su posibilidad de movimiento.

Para la reparación de los apoyos fijos de estribo (ver Figura 22), el levantamiento se realizó directamente desde el cargadero tras su refuerzo a flexión con cartabones. Se realizaron nuevas fijaciones, para lo cual fue necesaria la colocación de una placa de transferencia ya que no se podían extraer las barras embebidas en el cabezal del estribo y seccionadas por cortante.

Para finalizar se realizó una medición topográfica del vano con vistas a una futura monitorización.

En el resto de los apoyos la actuación se limitó a la limpieza y vaciado del agua acumulada en el interior de las piezas de acero fundido, sellado interior, cerrado con cartelas para evitar la entrada de agua y la aplicación de un tratamiento anticorrosivo.

Como se comenta en el apartado de estudio estructural, en numerosos apoyos se detectó una falta de resistencia transversal frente a cargas de viento. Para los apoyos del vano principal, los resultados de la modelización mostraban una descarga total de ciertos apoyos e inestabilidad al deslizamiento (por falta de carga vertical ante las grandes cargas horizontales). No obstante, en la inspección no se observaron

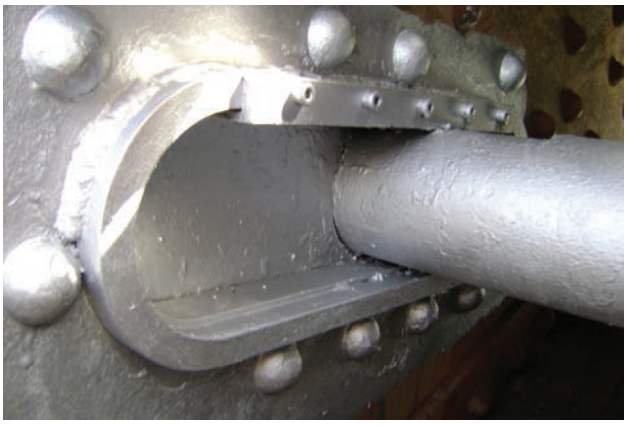

Figura 18. Nuevos bulones con guías y pista de desgaste
Figure 18. New pins in slotted holes



Figura 19. Apoyo piramidal reparado con rodillo inferior en P6
Figure 19. Pyramidal bearing repaired with bottom roller in P6



Figura 20. Estado final de los apoyos móviles
Figure 20. Expansion bearing after repair

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

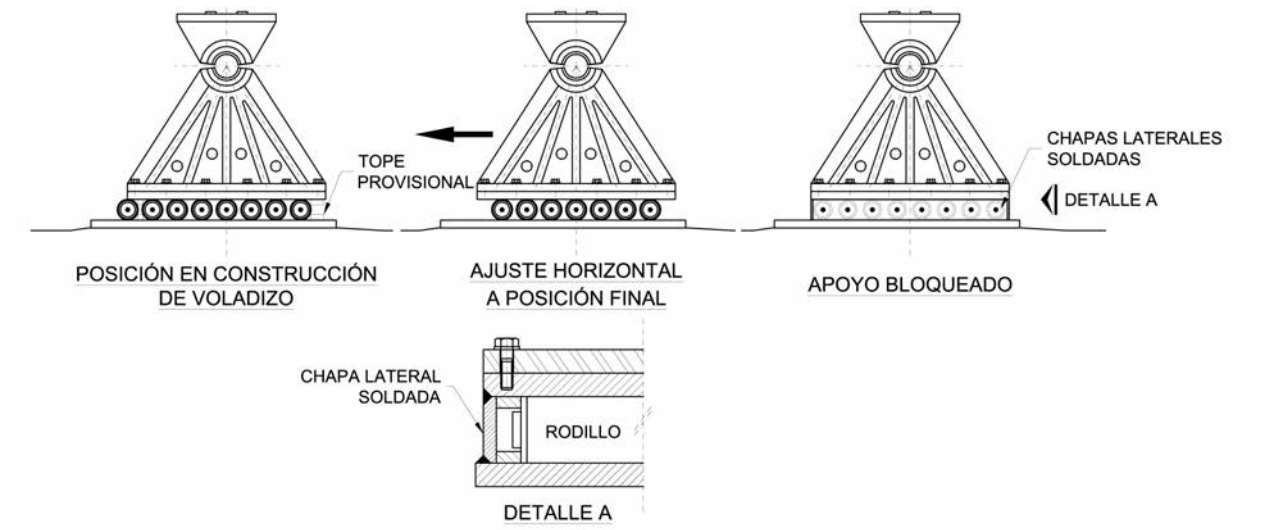

Figura 21. Fases y posición del apoyo movil durante la construcción
Figure 21. Phases and position of the expansion bearings during bridge construction

5. BEARINGS

The bearing devices were manufactured with cast steel, distinguishing two main types:

- *Stationary: does not allow either longitudinal or transversal displacements of the structure (see Figure 19).*
- *Mobile or expanding: allows longitudinal displacement by means of a pendulum (see Figure 20).*

To compensate for the movement and construction loads, and as explained in paragraph 1.2 and illustrated by Figure 21, the bearings of the two main piers, 6 and 7, of the main span were made "temporarily" mobile.

The expansion bearings of the piers closest to the abutments indicated a significant slope as a result of a rotation of the last section due to movement of the abutment. This caused the stationary abutment bearings to endure horizontal overexertion and cracks in the concrete blocks, on the edges of the support area and the shear-locking bolts.

For the restore the expansion bearings, it was necessary to build an auxiliary cantilever welded to the truss, and after the structure was raised, the bottom portion of the bearing was moved, restoring its ability for displacement.

For the repair of the stationary abutment bearings (see Figure 22), raising the structure was carried out directly from the support area after its flexural reinforcement with buttresses. New unions were made, which mean that a transfer plate had to be installed because it was not possible to remove the rods embedded in the abutment head and sectioned by shearing.

A final topographic survey was carried out with a future monitoring operation in mind.

In the remaining bearings, the intervention was limited to the cleaning and draining of accumulated water inside the



Figura 22. Levantamiento para reparación de apoyo en estribo
Figure 22. Lift to repair bearing in abutment

cast steel elements sealing the interior, closing it with gussets to avoid the entry of water and treating the bearing with an anti-corrosion protection treatment.

As discussed in the section on structural analysis, several bearings revealed a lack of lateral resistance against wind loads. For bearings of the main span, the model results showed a total discharge of certain bearings and gliding instability (due to the lack of a vertical load against large horizontal loads.) However, inspection showed no damage or signs to corroborate these theoretical results. In the absence of a wind tunnel study, the wind standards were applied which resulted in unfavourable results.

6. REPLACEMENT OF HANGERS

6.1. Original Cables

As seen in Figures 23 and 24, the original hangers consisted of 4 spiral hangers attached to the lower strand

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

daños o señales que corroborasen estos resultados teóricos. A falta de un estudio en túnel de viento, se empleó el viento normativo, lo que resultaba muy desfavorable.

6. SUSTITUCIÓN DE PÉNDOLAS

6.1. Cables originales

Tal como se observa en las Figuras 23 y 24, las péndolas originales estaban formadas por 4 cables de suspensión helicoidales unidas al cordón inferior mediante un anclaje formado por cuatro mazarotas de metal fundido. Cada cable estaba compuesto por 6 cordones de 7 alambres de 5 mm y 1 cordón central de 19 alambres de 3 mm [5].

Debido a la imposibilidad de localizar ningún tipo de documentación original as-built de los cables, no fue posible determinar la dimensión y clasificación de los cables utilizados a fin de determinar la resistencia. Por ello, para el análisis estructural, se estimaron las características del cable en función de la geometría y sección medida del cable y por comparación con los catálogos de los principales fabricantes de la época y la normativa aplicable en el momento de su construcción.

Una vez realizada la primera sustitución se procedió a validar las hipótesis efectuadas, mediante:

- Comprobación geométrica de la composición (número, tamaño y disposición de hilos) de las péndolas y de su sección,
- Ensayos de tracción de los hilos que proporcionaron valores mínimos de 1.400 MPa,
- La realización de un ensayo a tracción del conjunto del cable y una medición de modulo de elasticidad para un numero representativo de muestras no eran compatibles con el plazo de ejecución de la sustitución. Por consiguiente, se optó por un método empírico de verificación de la rigidez del conjunto "tablero+péndola", mediante un control intenso de la evolución de carga y deformación ante tesado y detesado durante todas las operaciones de sustitución, que quedan desarrolladas en el punto 8.

6.2. Nuevo sistema de péndolas

A partir de los requerimientos de las especificaciones del Ministerio de Obras Públicas (MOP) de Panamá, el nuevo sistema de péndolas debía estar compuesto por cordones paralelos autoprotegidos que cumplieran con las recomendaciones en vigor del PTI. El sistema finalmente instalado es el Freyssinet H-1000, que tiene un diseño de vida útil de 100 años [6].

Cada péndola está compuesta por cordones de acero T15,7 mm (150 mm^2) con una resistencia nominal a



Figura 23. Péndola antigua y su conexión superior a la superestructura
Figure 23. Former hanger and its top union to the superstructure



Figura 24. Detalle del anclaje inferior y su unión a la estructura con la péndola antigua
Figure 24. Detail of the bottom anchor and its union to the structure

tracción de 1.860 N/mm^2 y triple protección contra la corrosión (hilos galvanizados, relleno de cera y envainados en PEAD virgen). El haz de cordones está contenido en una vaina global de PEAD coextrusionada con un color exterior blanco que mejora el comportamiento aerodinámico y la estética del puente.

Tanto el anclaje superior como el inferior se alojan en unas horquillas conectadas a los nodos de celosía existente (ver Figuras 25 y 26). Los cordones se fijan mediante un sistema individual de manguitos de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

by an anchor composed of four cast metal sockets. Each cable was composed of 6 strands of 7 - 5mm wires and one central strand of 19 - 3 mm wires [5].

Due to the inability to locate any original as-built documentation of the cable, it was not possible to determine the size and classification of the cables in order to determine their resistance. Therefore, for structural analysis, the cable characteristics were estimated in terms of geometry and average section of the cable and by comparison with the brochures of the leading manufacturers and the applicable standards at the time of its construction.

After the first hanger replacement, the assumptions conducted were validated by:

- *Geometric check of the hangers, and section (number, size and arrangement of wires).*
- *Tensile tests of the wires that gave minimum values of 1 400 MPa.*
- *Carry out a tensile test of the entire cable body. and a modulus measurement, to obtain a representative number of samples, was not compatible with the execution time for the replacement work. Therefore, an empirical rigidity verification of the "deck + hanger" was chosen. Intensive monitoring of the load and the deformation evolution before stressing and destressing operations during all replacement operations are developed in Section 8.*

6.2. New hangers system

Following the specifications requirements of the Ministry of Public Works (MOP) of Panama, the new system of hangers should be made up of self-protected parallel strands that meet the current recommendations of the PTI. The installed system is the Freyssinet H-1000 system, designed for a 100-year service life [6].

Each hanger is composed of T15.7 mm steel strands (150 mm^2) with a nominal tensile strength of 1 860 N/mm^2 and triple protection against corrosion (galvanized wires, wax filling and individual virgin HDPE sheathing). The bundle of strands is contained in a white HDPE sheath that improves the cables aerodynamic behaviour and the bridge aesthetic.

The top and bottom hanger terminals are located in lifting forks connected to the existing truss nodes (see Figures 25 and 26). The strands are attached by means of an individual fatigue resistant extrusion sleeves system in the top unions (see Figure 27) and fatigue conical wedges at the bottom union. This allows an individual strand by strand replacement at any given moment. The active union is placed at deck level allowing the strands to be stressed individually using the Isotension ® system.



Figura 25. Detalle del anclaje inferior y la conexión con el tablero de la nueva péndola
Figure 25. Detail of the bottom anchorage and new hanger union to the deck



Figura 26. Detalle del anclaje superior y la conexión con el arco de la nueva péndola
Figure 26. Detail of top anchorage and new hanger union to the arch

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 27. Nuevo anclaje superior con manguitos
Figure 27. New top unions equipped with extrusion sleeves



Figura 28. Nuevo anclaje inferior con cuñas
Figure 28. New bottom unions equipped with wedges

extrusión resistente a fatiga en el anclaje superior (ver Figura 27) y cuñas cónicas de fatiga en el anclaje inferior, lo que permite la sustitución individual cordón a cordón en un momento dado. El anclaje activo está en el tablero, y su puesta en tensión se realizó cordón a cordón mediante el procedimiento Isotension®. Este anclaje roscado equipado con tuerca permite a su vez el retesado / detesado con gato global anular (ver Figuras 28 y 41).

6.3. Estudios de soluciones alternativas

La primera solución técnica estudiada para la sustitución de las péndolas fue la utilización de tirantes provisionales (ver Figura 29). Esta solución se descartó, puesto que estructuralmente el tirante generaba unas cargas en la proximidad de los nodos de conexión: cartelas, vigas del tablero y arco, así como un momento de flexión en los cordones del arco para el cual la estructura no estaba diseñada y el refuerzo correspondiente resultaba complejo y oneroso. Además, el estudio pormenorizado de las características mecánicas de los materiales reveló que ciertas partes de la estructuras tenían resistencias menores a las estimadas en el estudio preliminar (A42 en lugar de un acero de grado 50).

Asimismo, está solución no permitía cumplir los requerimientos de plazo, demorando el proceso de sustitución con varias tareas en el camino critico de la obra.

6.4. Principios del proceso de sustitución

El método finalmente seleccionado consistió en colocar el nuevo tirante entre los cuatro cables originales sin modificar la resistencia original de la péndola (ver Figura 30). Esta solución, además de preservar la integridad estructural en todo momento, permitía reducir el plazo de ejecución y el impacto sobre el usuario.

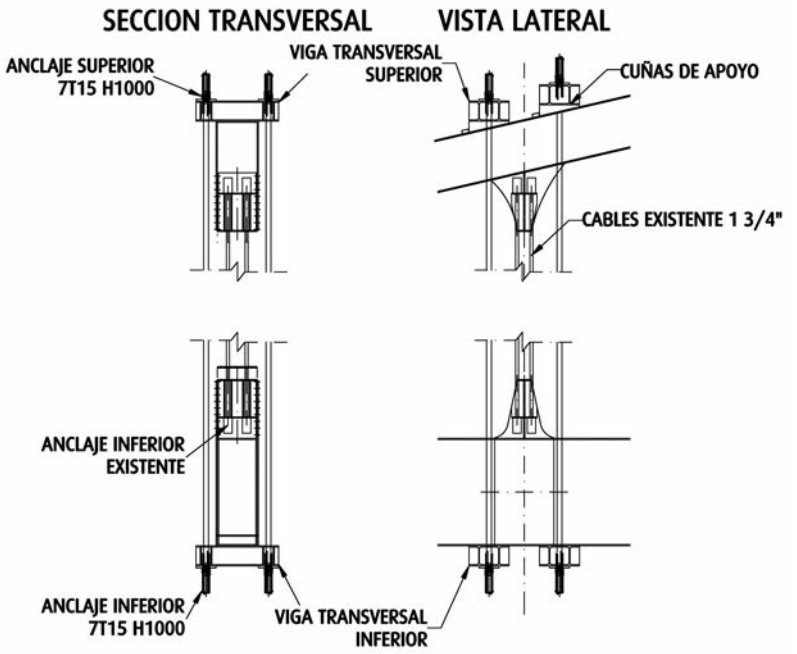

Figura 29. Esquema del sistema con péndolas provisionales
Figure 29. Diagram of the system with temporary hangers

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

This threaded anchoring, with nut, allows re-stressing / destressing with a global annular jack (see Figures 28 and 41).

6.3. Alternative solutions

The first technical proposal for the replacement of hangers was using a temporary stay-cable (see Figure 29). This solution was ruled out because structurally the stay cable generated loads near the connection nodes: gussets, longitudinal beams of the decks and arch, as well as flexion moment in the arch strand for which the structure was not designed, and the corresponding reinforcement were complex and expensive. In addition, a detailed study of the mechanical properties of the materials revealed that parts of the structure had lower resistances than what was estimated in the preliminary study (A42 instead of 50 grade steel).

This solution failed to meet the schedule requirements, delaying the replacement process with various operations in the critical path of the project.

6.4. Principles of the replacement process

The method that was finally selected consisted in placing the new stay cable between the four original cables without modifying the original strength of the hanger (see Figure 30). This solution, apart from maintaining the structural integrity, also reduced the execution time and the effects on the users.

6.5. Installation of the new lifting forks

A real scale model of the new lifting forks was created in the preliminary phase which was used to verify in-situ the manufacturing dimensions and to obtain the aesthetic approval from the owner.

The existing lifting forks were connected to the truss node by rivets (see Figures 23 and 24). As shown in Figure 32, the rivets were replaced one by one by temporary unions (M27 TAR screws) so that the new lifting forks can maintain the same union points (18 per gusset). This operation was carried out by expulsion using a hydraulic jack or by peripherical drilling.

The dimensions of these prestressed bolts were established so that they remain embedded (Figure 33) in shims placed laterally to the existing union (Figure 34). Both, the face of the existing structure and the plates were previously sandblasted so as to ensure the load transfer by friction from the new lifting fork to the existing structure. [6]

Subsequently, the new lifting fork-shaped clamp was installed to the union widened by means of shims. The temporary unions were replaced by TAR screws that traverse and secure the entire set of plates (structure + shim + new lifting fork).



Figura 30. Nueva horquilla y péndola entre los cables originales durante la sustitución
Figure 30. New lifting fork and hanger between the original cables during the replacement

By means of this, the service of the existing lifting fork was ensured during the load transfer operation, leaving an easily reversible system. In addition, following the recommendation of Eurocode 3 (EN-1193-1-8) it was injected with resin to remove the clearings of the drilled holes in the shim linings and guarantee that it works to shear.

6.6 Prefabrication and installation of new hangers

The new hanger was prefabricated on the bridge and placed without resistance between the four original cables (Figures 35 and 36), and stressed under limited traffic conditions to an initial load (Figure 37). This load was calculated so that the original cables are partially destressed (without distorting significantly the arch and the deck). The stressing operation was performed strand by strand using iso-resistance.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

6.5. Montaje de las nuevas horquillas

Como fase previa se realizó una maqueta a escala real de las nuevas horquillas que sirvió para comprobar in-situ las dimensiones de fabricación y obtener una aprobación estética por parte de la propiedad (Figura 31).

Las horquillas existentes estaban unidas al nodo de la celosía mediante roblones (ver Figuras 23 y 24). Como se muestra en la Figura 32, uno a uno se sustituyeron los roblones por unas uniones temporales (tornillos TAR de M27) de modo que las nuevas horquillas mantuvieran los mismos puntos de unión (18 por cartela). Esta operación se realizó por expulsión mediante gato hidráulico o por vaciado con barrena.

Las dimensiones de estos tornillos pretensados estaban establecidas de manera que quedasen embebidos en unos forros de calce (Figura 33) colocados lateralmente a la unión existente (Figura 34). Tanto la cara de la estructura existente como la de los calces fueron previamente granalladas para garantizar la transferencia de carga de la nueva horquilla a la estructura existente por fricción [6].

Posteriormente se instaló la nueva horquilla en forma de pinza exterior a la conexión ensanchada por los calces. Las uniones temporales fueron sustituidas por tornillos TAR que atraviesan y aprietan todo el conjunto de chapas (estructura + calce + nueva horquilla).

Con esto el funcionamiento de la horquilla existente se garantizaba durante la operación de transferencia, quedando un sistema perfectamente reversible. Además, siguiendo la recomendación del Eurocódigo 3 (EN-1193-1-8) se inyectó con resina para eliminar la holgura de los taladros de los forros de calce y garantizar el trabajo a cortante.

6.6. Prefabricación e instalación de las nuevas péndolas

La nueva péndola se prefabricaba en el puente y se colocaba sin fuerza entre los cuatro cables originales (Figuras 35 y 36), y se tesaba bajo condiciones de tráfico limitado a una fuerza inicial (Figura 37). Ésta se calculaba de manera que los cables originales se destesasen parcialmente (sin deformar el arco ni el tablero significativamente). La operación de tesado se realizaba cordón a cordón por isotensión.

6.7. Transferencia de carga y retirada de las péndolas originales

A tal efecto se dispuso de un sistema de mordazas ancladas a los cables existentes y unos balancines equipados con barras de pretensado que permitía "puentear" una zona central de los cables existentes

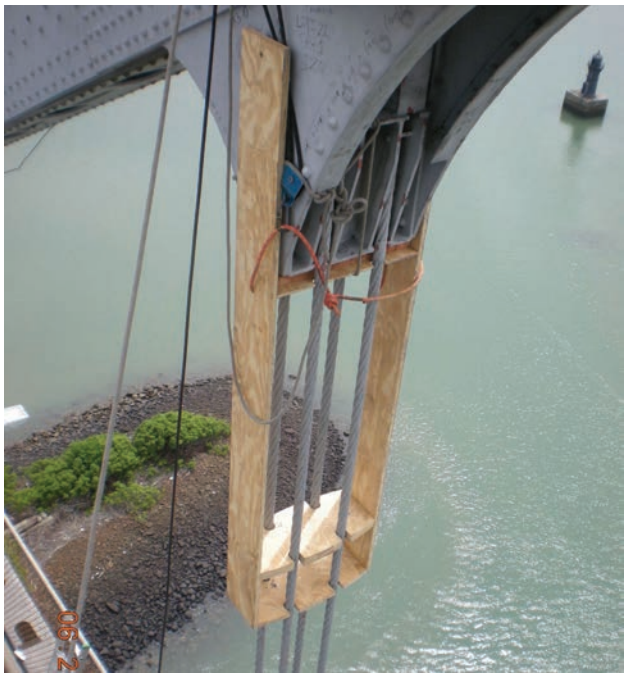

Figura 31. Maqueta de madera de la nueva horquilla
Figure 31. Wood model of the new lifting fork



Figura 32. Proceso de sustitución de roblones
Figure 32. Rivets replacement process



Figura 33. Forros de calces perforados para su unión con la estructura
Figure 33. Drilled shim linings for structure unions

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 34. Unión calce y estructura preparada para la colocación de las nuevas horquillas
Figure 34. Shim union and the prepared structure for the installation of the new lifting forks



Figura 35. Izado del nuevo tirante H-1000
Figure 35. Raising the new stay cable H-1000

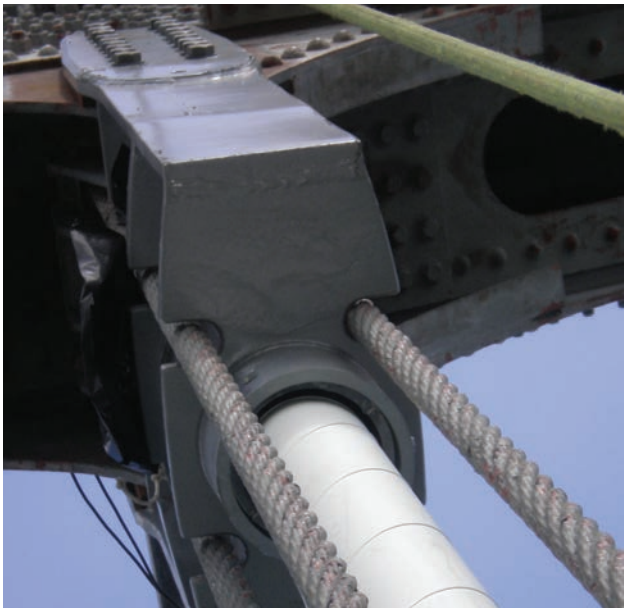

Figura 36. Nueva péndola colocada en la horquilla entre los cables originales
Figure 36. New hanger installed in the lifting fork between the original cables



Figura 37. Tesado de las nuevas péndolas cordón a cordón
Figure 37. Strand by strand stressing of the new hanger

6.7. *Load transfer and removal of original hangers*

For this purpose, a clamping system anchored to the existing cables and rocker arms equipped with prestressing rods were used which allow "bridging" a central area of the existing cables contained within the clamps (Figure 38). When the rods are stressed, the stretch of cable between the clamps lost length and became destressed, allowing the original cables to be cut (Figure 39) proceeding to its subsequent removal (Figure 40).

To completely destress the hanger, the rods were loosened releasing the residual strain of the existing hanger throughout its length. In this manner, the controlled load transfer was carried out in the direction of the new hangers, which were installed without the need of new stressing or restressing operations.

Once the load transfer of each hanger was complete, a monitoring operation and an adjustment of the deck's geometry were performed. Annular jacks were used to

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

contenida entre las mordazas (Figura 38). Al tesar las barras, el tramo de cable contenido entre las mordazas perdía elongación y se destesaba, lo que permitía cortar los cables originales (Figura 39) y proceder a su posterior evacuación (Figura 40).

Para destesar totalmente la péndola, se aflojaban las barras liberando la deformación remanente de la péndola existente en toda su longitud. Así, se realizaba la transferencia de carga controlada hacia la péndola nueva, que quedaba instalada sin necesidad de una nueva operación de tesado o retesado.

Una vez completada la transferencia de carga en cada péndola se llevaba a cabo una monitorización y un ajuste de la geometría del tablero. Para ello se utilizaban gatos de pesaje (Figura 41). Esta operación también permitía comprobar la fuerza de cada péndola. Además se realizaba un control de la geometría y la longitud por medio de nivel topográfico en el tablero y distanciómetro láser para la longitud de péndola.

6.8. Planificación de los trabajos

Durante la planificación de todos los trabajos de rehabilitación se mantuvo como directiva fundamental la seguridad y la mínima afectación al tráfico. Para ello se analizaron los requerimientos estructurales durante las fases de sustitución de péndolas y se concentraron las fases de mayor impacto en 4 meses (enero-abril 2009), limitando las fases críticas que requerían restricciones al horario nocturno. Las operaciones críticas de corte de cables y transferencia de carga se realizaron con el corte de 2 de los 4 carriles. El replanteo de la geometría fue la única operación que requirió un corte total del tráfico limitado a unos 10 minutos. El resto de las operaciones se realizaron a lo largo de todo el día con el corte de solo uno de los carriles y con independencia de la cargas en el tablero.

De igual manera se realizó un estudio de tráfico en el que se analizaban el número de vehículos que circulan en cada tramo horario por sentido. A partir de esta información se realizaron planes alternativos de

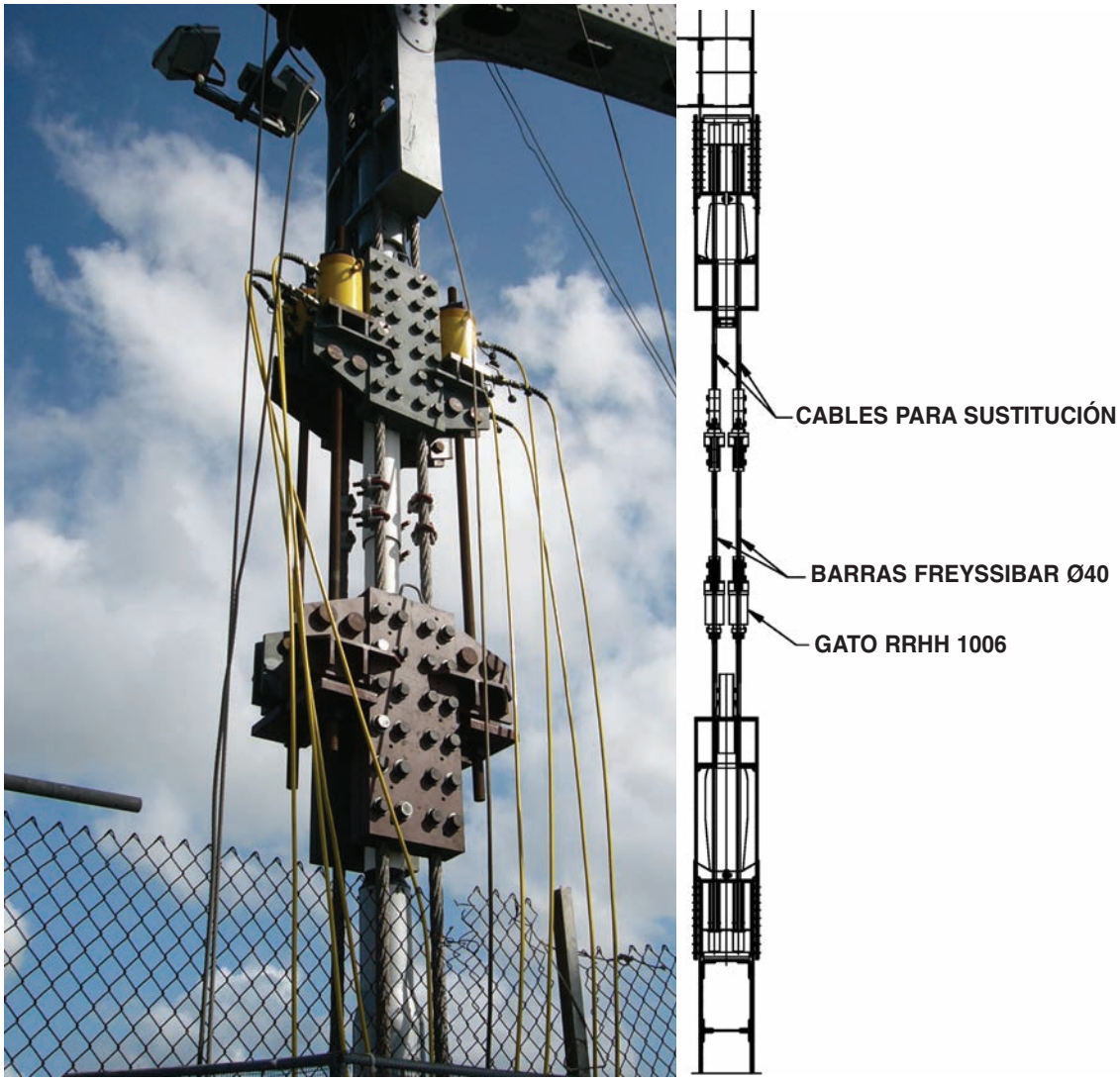

Figura 38. Mordaza durante el proceso de sustitución de péndolas
Figure 38. Clamp during replacement of hangers

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 39. Corte de los cables originales
Figure 39. Cutting the original cables



Figura 40. Retirada del sistema de cables originales
Figure 40. Removing the original cable system

perform the task (Figure 41). This operation also allowed the strength verification of each hanger. Moreover, length and geometry controls were carried out by means of a topographic survey of the deck and a hanger length laser measurement.

6.8. Works programming

During the programming of all refurbishment works, the main objectives were safety and minimizing the effect the works were going to have on bridge traffic. The structural requirements during the hangers replacement phases were analyzed, concentrating the major impact phases into four months (January-April 2009), and limiting the critical restrictive phases to night time hours. The critical operations that entailed the cutting of the cables and the load transfer were carried out with 2 of the 4 traffic lanes closed. The geometry measurement was the only task that required a total traffic closure that was limited to 10 minutes. The rest of the operations were conducted during daytime hours, with only one lane closed and regardless of the bridge loads.

A traffic study was conducted to analyze the number of vehicles crossing at the various time periods in both directions. Based on this information, alternative traffic routes,

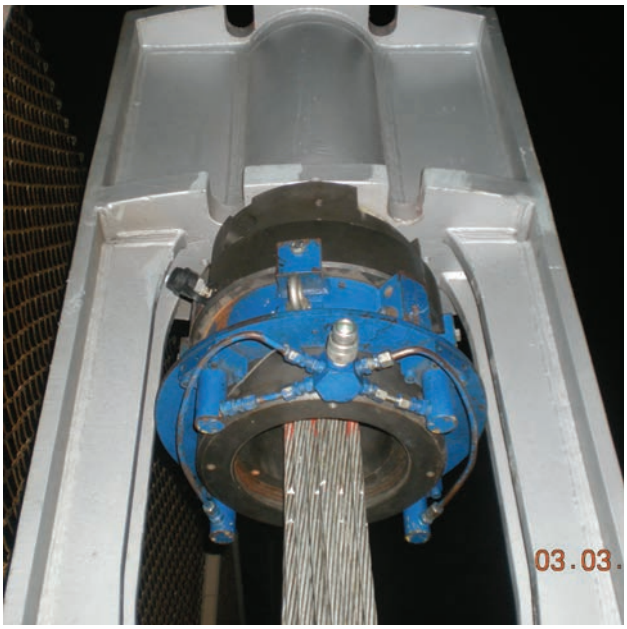

Figura 41. Control mediante gato anular
Figura 41. Control using a ring jack

detours lane closings were planned, reducing the impact of the repair works on the commuters.

The replacement ratio was 2 hangers per night. The progress of the bridge operations was symmetrical, start-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

circulación, cortes de carriles y desvíos, y se minimizó el impacto de las actividades de reparación sobre los usuarios.

El ratio de sustitución fue de 2 péndolas por noche. El avance de las operaciones en el puente se realizaba de manera simétrica empezando desde los extremos del arco, puesto que eran los cables que se encontraban en peores condiciones.

Los trabajos de rehabilitación del Puente de las Américas se ejecutaron durante 14 meses, cumpliendo con el calendario establecido en el contrato.

7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

7.1. Proyecto original

El diseño del proyecto original se realizó según la instrucción AASHTO de 1957. La determinación de los esfuerzos se realizó por el método combinado de "equilibrio de nodo" y de "equilibrio de secciones", con nodos articulados. La verificación de las secciones se realizó por el método de las tensiones admisibles.

Existe constancia de los cálculos de contraflechas y esfuerzos de montaje, verificados durante la construcción.

7.2. Revisión estructural

La revisión estructural se realizó conforme a la ASSHTO "Bridge Design Specifications" versión 2005, por el método de diseño a resistencia LRFD.

La revisión general del puente se realizó mediante un modelo tridimensional de barras y elementos finitos con las proporciones y secciones del puente. El modelo cuenta con 8.451 nudos, 13.040 barras y 3.471 elementos "shell" (Figura 42). Se eligió el método de modelización con nodos resistentes a momentos de flexión.

Existen, por tanto, notables diferencias entre el proyecto original y la revisión estructural, que no hacían viable la interpretación o comparación de los datos de la época para el puente en servicio:

- Diferentes cargas de diseño (si bien las cargas de camión o de carga por carril no variaron en las sucesivas revisiones de la norma, todos los factores de combinación, impacto, nº de carriles cargado si han cambiado),
- Diferente "idealización" de la estructura (de nodos articulados a nodos rígidos),
- Diferente método de verificación (de tensión admisible a análisis de ratio demanda/capacidad de sección),

No obstante, a continuación se describe como se realizó la validación del modelo, bajo cargas de peso propio, empleando los datos existentes.

Como se detalla a continuación, el análisis incluía distintos modelos y estudios: puente original, puente con nuevas péndolas, comportamiento frente a sismo, fase de sustitución de cada una de las péndolas.

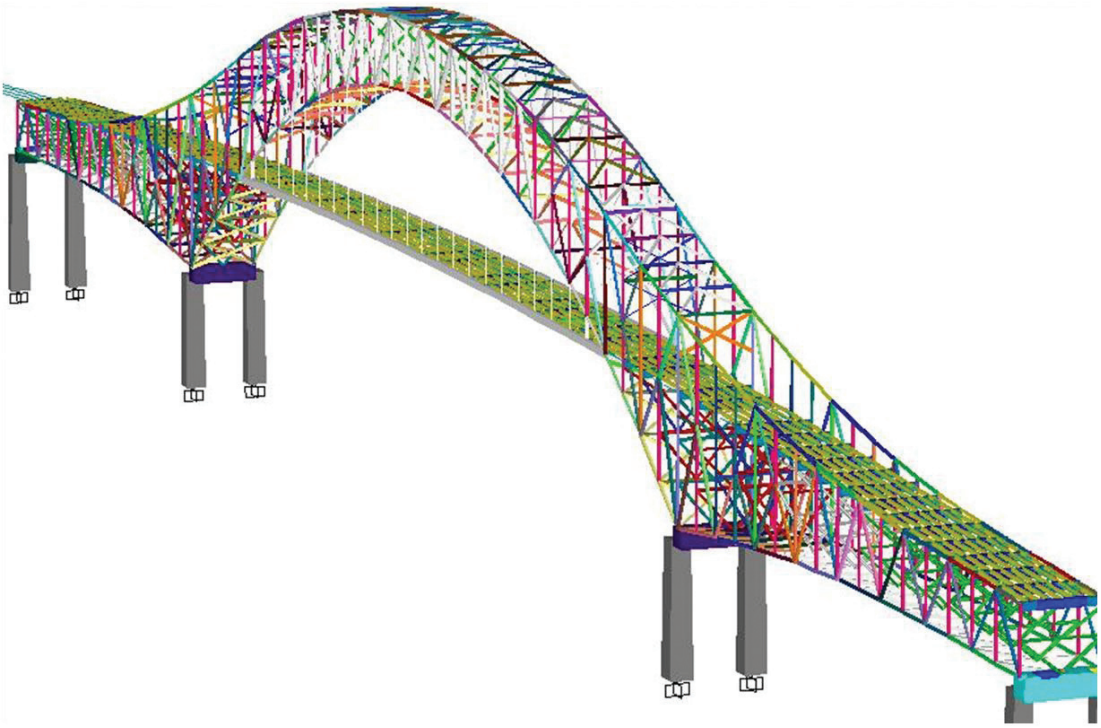

Figura 42. Modelización general del puente
Figure 42. General model of the bridge

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ing at the ends of the arches where the cables were in dire conditions.

The refurbishment works on the Bridge of the Americas were completed in 14 months, meeting the schedule requirements stipulated in the contract.

7. STRUCTURAL ANALYSIS

7.1. Original Project

The design of the original project was carried out according to the AASHTO 1957 instruction. A combined method of "balanced node" and "balanced sections" with articulated nodes was carried out in determination of the efforts. The verification of the sections was carried out by the method of the admissible tensions.

There is evidence of the inverse deflection calculations and assembly work, verified during construction.

7.2. Structural revision

The structural revision was carried out according to the ASSHTO "Bridge Design Specifications" 2005 version, by the LRFD strength design method.

The comprehensive revision of the bridge was performed using a three dimensional model of rods and finite elements with the geometry and sections of the bridge. The model has 8 451 nodes, 3 471 "shell" elements and 13 040 rods (Figure 42). The modelling method was selected with resistant nodes to flexion moments.

There are therefore significant differences between the original project and the structural revision which made the interpretation or comparison of the data from the time of bridge construction not viable for the current bridge in service, its:

- *Different design loads (although truck loads or rail loads have not changed in successive revisions of the standard, all other combination and impact factors and number of loaded lanes have changed indeed).*
- *Different "idealization" of the structure (from free nodes to rigid nodes).*
- *Different method of verification (from admissible tension to ratio analysis of demand/section capacity).*

Nevertheless, below describes how the model validation was made, under its own weight load and using existing data.

As detailed below, the analysis included different models and studies: original bridge, a bridge with new hangers, earthquake performance and replacement phase of every hanger.

7.2.1. Original bridge

According to the consulted bibliography [4], in the case of a three-dimensional analysis with models with embedded nodes, it is recommended to make a model of the pre-deformed geometry in order to obtain a load diagram under the weight of the structure itself that is equivalent to those obtained by the truss method with articulated nodes.

In this case, it was very important to take into account the execution process (see Figures 43 nd 44). Thus a comparison was made between the projected load state, the load state resulting from a phased construction model (according to the phases described in paragraph 1.2) and a direct weight application model in the final structure configuration.

The direct weight application model was generated according to the final geometry. To compensate for the deformations under its own weight load, and to mimic the true construction and measurement geometry, the application of a temperature increase according to the axial load of each rod was taken into account, through requirements of its own weight, so that these rods deform according to axial compression or tensile load (see Figure 45).

The conclusion was that the direct weight application model provided very similar results to the construction phase model.

Finally the direct application model was validated with a self load correction factor to match the weight of the original project and the weight of the model itself.

Despite the complexity of the study of the bridge in service, it was possible, as shown in Figure 46, to verify certain behaviours of the structure based on more intuitive findings.

7.2.2. Bridge with new hangers

The main goal of the model was to justify that replacing the hangers for high-performance hangers did not hamper the service of the structure.

The overall performance of the bridge should be the same before, during and after the replacement of the elements, without altering the behaviour of the arch and the deck.

To ensure the equivalence of the structural response of the two cables technologies, one of the main factors was the equivalence of the rigidity of the hangers. Figure 47 compares the loads on the hangers by varying the elastic modulus of the hangers (uniform or individually) for truck loads and lane distribution.

In conclusion to this study, rigidity equivalence prevents:

- *the redistribution of efforts to the most rigid areas of the arch (P21).*
- *the flexion increase in the deck beam.*
- *he fatigue stress increase for the shortest hangers (P22 - P23).*

The new hangers are shorter than the originals due to the larger size of the connecting lifting forks. Therefore, the rigidity equivalence, as shown in Table 2, was not met in the case of the first and last hangers which are the shortest (see hanger numbers in Figure 48). At the beginning of the arch and deck the new hangers are more rigid, which

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

7.2.1. Puente original

Según la bibliografía consultada [4], en el caso de un análisis tridimensional con modelos con nodos empotrados, se recomienda modelizar la geometría predeformada con el objeto de tener unos diagramas de fuerzas bajo peso propio equivalentes a los obtenidos por el método de las celosías con nodos articulados.

En el presente caso, se estimaba determinante considerar el proceso de ejecución (ver Figuras 43 y 44). Por ello se realizó una comparación entre el estado de carga de proyecto, el estado de carga resultante de un modelo de construcción por fases (según las fases explicadas en el párrafo 1.2) y de un modelo de aplicación directa de peso en la configuración final de la estructura.

El modelo de aplicación directa de peso fue generado sobre la geometría definitiva. Para compensar las deformaciones bajo peso propio y asemejar la geometría a la real construida y medida, se consideró la aplicación de un incremento de temperatura en función de la carga axial que cada barra tenía, por solicitaciones de peso propio, de modo que estas barras se deformasen según su carga axial de compresión o de tracción (ver Figura 45).

Se llegó a la conclusión que el modelo de aplicación directa de peso proporcionaba resultados muy similares al modelo de fases de construcción.

Finalmente se validó el modelo de aplicación directa con un coeficiente de corrección de peso propio para igualar el peso propio de proyecto original y el peso propio de modelo.

A pesar de la complejidad del estudio del puente en servicio, fue posible, como se indica en la Figura 46, verificar ciertos comportamientos de la estructura en base a comprobaciones más intuitivas.

7.2.2. Puente con nuevas péndolas

El objeto primero de la modelización era justificar que el cambio de péndolas por unos cables de mejor prestación no desvirtuaba el funcionamiento de la estructura.

La respuesta global del funcionamiento del puente debía ser la misma antes, durante y después de la sustitución, sin modificar en ningún momento del proceso el comportamiento del arco y el tablero.

Para asegurar la equivalencia de respuesta estructural con las dos tecnologías de cables uno de los principales factores fue la equivalencia de rigidez de las péndolas. En la Figura 47 se comparan las fuerzas en las péndolas al variar el modulo de elasticidad de las péndolas (uniforme o individualmente) para una carga de camiones y repartida de carril.

Como conclusión a este estudio, la equivalencia de rigidez evita:

- la redistribución de esfuerzos hacía las zonas las más rígidas del arco (P21),
- el incremento de flexión de la viga de tablero,
- el incremento de carrera de tensión de fatiga para las péndolas las más cortas (P22 – P23).

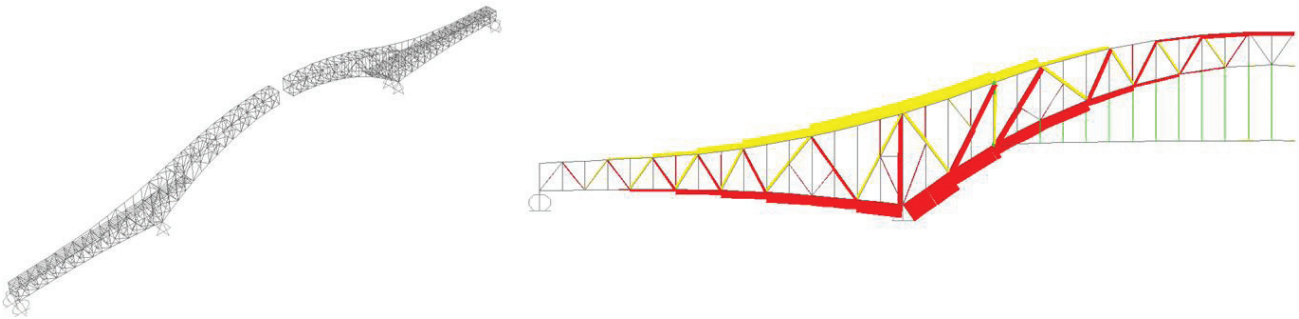

Figura 43. Ley de deformaciones normales de las barras, en el estado de montaje del tablero
Figure 43. Bars normal deformations, during the deck construction

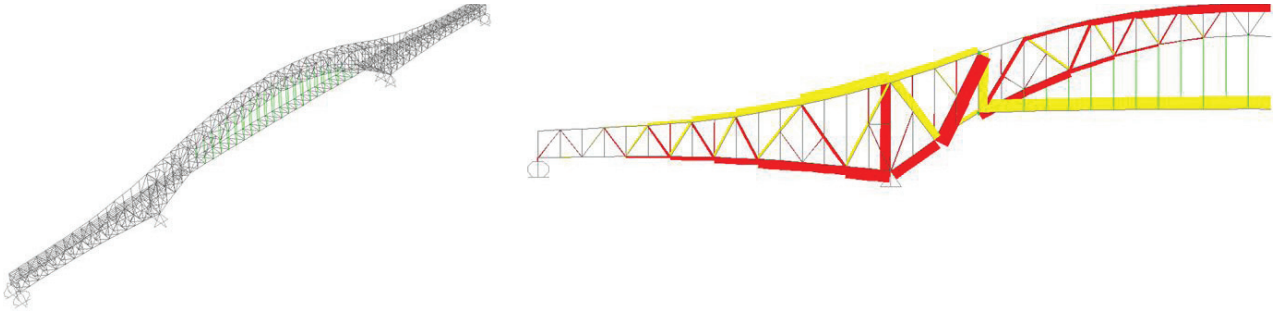

Figura 44. Ley de deformaciones normales de las barras, en el estado de liberación del cordón superior de las articulaciones de los arcos (levantamiento en P5)
Figure 44. Bars normal deformations, with free upper cord of arch joints (P5 lift)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

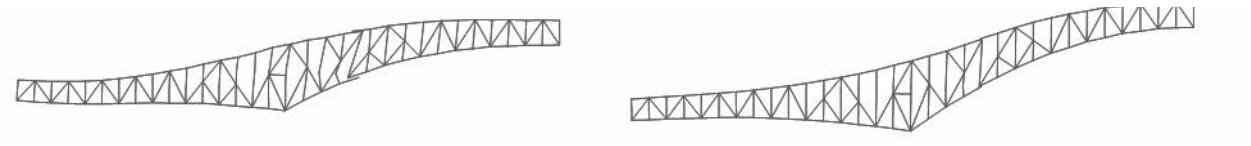

Figura 45. Deformada del estado por cargas permanentes, sin corrección de geometría y con corrección geométrica por temperatura
Figure 45. Deformed state to permanent loads, without correction of geometry and with geometric correction for temperature

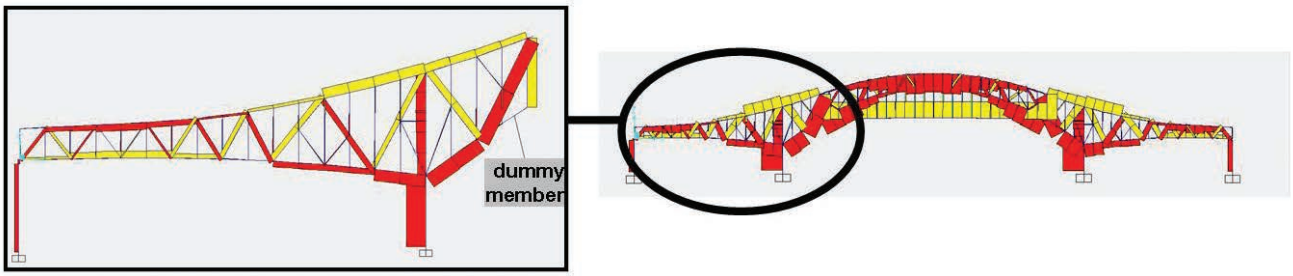

Figura 46. Distribución de esfuerzo ante una carga uniformemente distribuida – Axil (compresión: rojo, tracción: amarillo)
Figure 46. Stress distribution to uniformly distributed loads - Axil (compression: red, tensile: yellow)

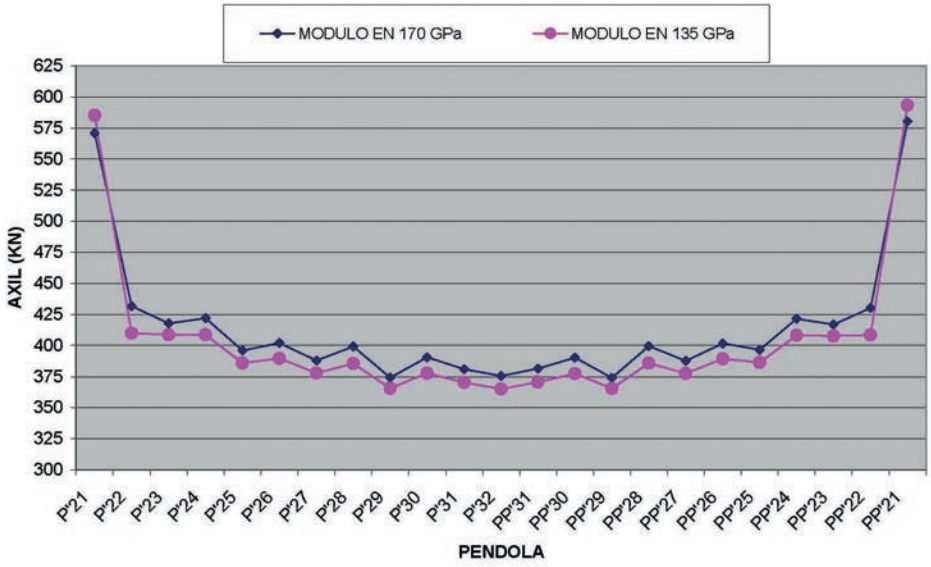

Figura 47. Comparación de fuerza en péndolas con distintos módulos de elasticidad
Figure 47. Load comparison on hangers with different elasticity modules

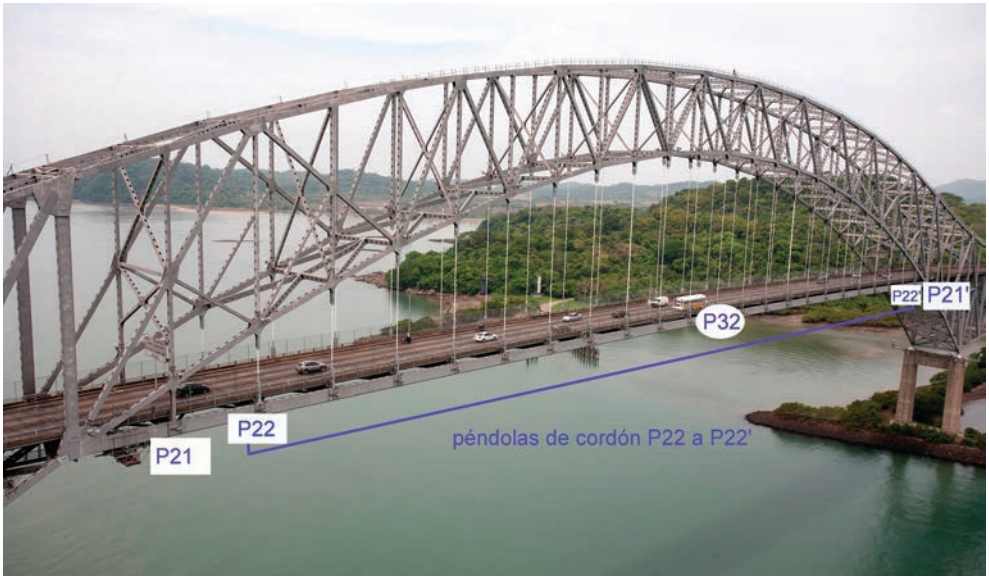

Figura 48. Vista del puente con la numeración de las péndolas extremas y medias
Figure 48. View of the bridge with the number of the central and end hangers

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Las nuevas péndolas son más cortas que las originales debido a la mayor longitud de las horquillas de conexión. Por ello la equivalencia de rigidez, como se muestra en la tabla 2, no se pudo cumplir en el caso de las péndolas de extremidad que son las más cortas (ver numeración en la Figura 48). En la zona de arranque del arco y tablero las nuevas péndolas son más rígidas lo que mejora la distribución de esfuerzos cerca de la péndola P 21 (perfil metálico que no fue objeto de la sustitución).

Tras finalizar la revisión del puente en el estado reparado se concluyó una diferencia media del orden de 2 % en las magnitudes principales, a saber: deformaciones en servicio, ratio demanda/capacidad de las barras, cargas en apoyo, fuerzas y carrera de tensión de los cables. Por lo que el puente en el estado reparado tiene un comportamiento prácticamente igual al original.

Como segundo propósito del análisis estructural, se indicaron las secciones críticas identificando aquellos elementos que, tenían una deficiente capacidad tanto en el arco como en el tablero, ya en la configuración con péndolas antiguas. A su vez se realizó una propuesta de actuaciones para adecuar la estructura frente a las solicitaciones de la norma AASHTO vigente. Este análisis se realizó a modo de recomendación, clasificando las operaciones según su orden de importancia. Los puntos más relevantes de este estudio fueron:

- La necesidad de realizar un modelo del puente en túnel de viento para afinar los coeficientes de forma y valores característicos de las acciones de viento ya que el análisis según el método simplificado de la AASHTO para celosía conducía a resultados demasiado conservadores,
- La necesidad de un estudio dinámico de la estructura (tablero y zonas de arranque de arco no arriostrada sobre todo) frente a cargas variables.
- El refuerzo de la losa, ya que la inspección y los estudios previos realizados mostraban daños y una incompatibilidad de la losa actual no colaborante frente a cargas cíclicas.
- Análisis elasto-plástico de la estructura frente a cargas como la rotura de una péndola, evento no contemplado por la normativa de la época de la construcción de la estructura.

7.3. Análisis de las nuevas péndolas y su proceso de instalación

7.3.1. Comparación de criterios de verificación

Los nuevos elementos de conexión de péndola a la estructura original, así como los cables que forman la péndola, están diseñados y verificados de acuerdo con las recomendaciones del PTI [7].

Los cables del proyecto original se verificaron con criterio de tensión admisible en servicio muy bajo: σr/5, donde σr es la resistencia a rotura.

No se encontraron datos de proyecto sobre la comprobación en fatiga de los cables, conexiones o uniones. La normativa de fabricación y los catálogos de fabricante de los cables de la época no incluían ensayos y calificación en fatiga. Si bien mencionaban las mejores prestaciones en fatiga de ciertos trenzados de cable frente a otros.

Los procesos de elaboración y niveles de control de calidad (comportamiento en fatiga, resistencia frente a corrosión) son completamente distintos entre los cables empleados en los años 50 y la tecnología actual, por lo tanto además de garantizar una durabilidad mayor, las recomendaciones actuales permiten aumentar el nivel de solicitación sobre los tirantes, lo que justifica la diferencia de resistencia (-12%) entre cables antiguos y nuevos [8] resumidas en la tabla 3.

Los tirantes nuevos responden de las calificaciones en fatiga y a resistencia ultima fijadas por el capitulo 3 del PTI, por lo que se emplearon los criterios usuales de verificación:

- Fmax en servicio < 0,45 Fguts donde Fguts = fuerza garantizada a rotura,
- Fdmax < 0,7 Fguts donde Fguts = fuerza garantiza a rotura,

7.3.2. Comprobación frente a fatiga

La verificación en fatiga se realizó según el procedimiento simplificado de comparación entre la amplitud de variación de tensión de tirante Δf frente al límite de resistencia correspondiente.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)\, n$$

Para generar la máxima variación de tensiones en el tirante se introdujo sucesivamente el camión HS 20 (tren de carga de fatiga según PTI) por vía de circulación.

En el cálculo, se consideró una vida útil residual de 75 años y 2.000 camiones diarios, por lo que el número de ciclos era de $N = 54{,}75 \times 10^6$,

Para cables de cordones paralelos el tipo de detalle a 2×10^6 ciclos es $(\Delta f)_{TH} = 110$ MPa, de acuerdo a la tabla 5.1 del PTI. Por lo tanto el valor de comparación de diseño a $N = 54{,}75 \times 10^6$ ciclos se limitó a: $(\Delta f)\, n = (\Delta f)_{TH}/2 = 55$ MPa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 2. Comparación de rigidez de los sistemas
Table 2. Rigidity comparison of the systems

Péndola *Hanger*	Original EA/L (MN/m) *Original EA/L (MN/m)*	Nueva EA/L (MN/m) New EA/L (MN/m)	Diferencial Differential
P22LD	55,775	85,153	+47%
P32LD	15,172	15,591	+3%

Tabla 3. Comparación de la carga mínima a rotura de los sistemas
Table 3. Minimum load to failure comparison of systems

Péndola *Hanger*	Original – KN *Original – KN)*	Nueva – KN *New – KN*	Diferencial Differential
P22LD	5.088	4.464	-12%
P32LD	5.088	4.464	-12%

improves the load distribution near hanger P 21 (rigid vertical metal profile that was not replaced).

After completing the revision of the repaired bridge, an average difference of about 2% in the main magnitudes was concluded, as follows: distortions in service, demand / capacity ratio of the rods, loads in bearings, loads and tension in cables. Thus, we can conclude that the performance of the repaired bridge remains virtually unchanged.

As a second objective of the structural analysis, critical sections were indicated identifying those elements that had a poor capacity in both the arch and the deck in the former hanger configuration. At the same time there was a proposal of actions to adapt the structure according to the requirements of the current AASHTO standard. This analysis was made as a recommendation, sorting operations in order of importance. The highlights of this study were as follows:

- *The need for a bridge model in a wind tunnel in order to refine the coefficients and values ??of the wind actions, because the simplified analysis method according to AASHTO for trusses led to results that were too conservative*
- *The need for a dynamic study of the structure (deck and unbraced arch bases) under variable loads.*
- *The reinforcement of the slab, as the inspection and previous studies showed damage and an incompatibility of the current slab not working under cyclic loads.*
- *An elastic-plastic analysis of the structure under loads, such as the failure of a hanger, an event not covered by the applicable regulations of the period the structure was constructed.*

7.3. Analysis of new hangers and installation process

7.3.1. Comparison of verification criteria

The new cables and the new connection between hanger and original structure are designed and tested according to the recommendations of the PTI [7].

The original cables were verified with a very low admissible service tension: σr / 5, where σr is failure resistance.

There was no available project information about the fatigue verification on wires, connections or joints. The fabrication standards and cable manufacturer's brochure of the time cables do not included fatigue testing and qualification. While it mention the better performance in fatigue of certain spiral cables over others.

Manufacturing processes and quality control levels (fatigue behavior, corrosion resistance) are completely different from the cables used in the 50's and today's technology, so in addition to ensuring greater durability, current recommendations allow to increase the level of solicitation on the stay cables, which justifies the difference in resistance (-12%) between old and new cables [8] summarized in Table 3.

The new hangers meet the qualifications in fatigue and resistance set in Chapter 3 of the PTI, so the usual criteria for verification were used:

- *Fmax in service <0.45 Fguts which ensures Fguts = force at failure,*
- *fdmax <0.7 Fguts which ensures Fguts = force at failure.*

7.3.2. Checking to fatigue

The fatigue verification was conducted under the simplified procedure of comparison between the amplitude of tension variation Δf against the corresponding resistance limit.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)\, n$$

To generate the maximum variation of tension in the cable, the HS 20 truck was introduced HS 20 (fatigue load train according to PTI) per lane.

In the calculation, it is considered service life of 75 years and 2 000 trucks a day, so the number of cycles was $N = 54.75 \times 10^6$,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

7.3.3. *Comprobación de la conexión del nuevo tirante*

Además de las comprobaciones en servicio, resistencia y fatiga, la horquilla y su conexión al puente se diseñaron para resistir a las combinaciones accidentales de impacto de vehículo, de sustitución de péndola y de rotura de péndola. Este principio asegura que estos nuevos dispositivos no precisan refuerzo posterior en el caso de un eventual proyecto de adecuación general de toda la estructura a la normativa vigente (Figuras 49 y 50).

Con el fin de verificar que ningún elemento nuevo (tirantes de nueva rigidez, masas de horquillas colgadas del arco y atadas al tablero) pudiera modificar el comportamiento dinámico de la estructura frente a cargas de tránsito, se midió la respuesta de la estructura a un tren de carga ligero y pesado a distintas velocidades, haciéndolo desplazar a lo largo del tablero. Se utilizaron modelos con una carga de intensidad variable en el tiempo.

Por ello se modelizo el paso del camión HS 20 reglamentario de la AASHTO y un trafico ligero con una frecuencia de excitación de 2,5 Hz para vehículo ligero y 0,8 Hz para pesado.

Este análisis dinámico produce cargas menores que las obtenidas por el cálculo en fatiga según AASHTO (LRFD).

Las horquillas previstas en el proyecto de sustitución de los tirantes no son dinámicamente sensibles a la excitación causada por tráfico. Se observa que en un tiempo total de 10s de excitación, tanto las variaciones de tensión de Von Mises como los desplazamientos en punta de horquilla no son significativos.

7.4. Análisis del proceso de instalación de las nuevas pendolas

Como punto particular, cabe destacar la verificación estructural durante la operación de sustitución de péndolas con tráfico abierto pero restringido. Como se ha detallado en los párrafos anteriores, consiste en instalar y tesar parcialmente el tirante nuevo, destesar totalmente el tirante antiguo, ajustar la tensión del nuevo y finalmente reajustar todos los tirantes. Al modificar ligeramente la rigidez de las péndolas, se verificaban durante todas las fases las solicitaciones en el arco y tablero, y la deformación impuesta en el tablero.

Y al final de la sustitución se verificaban la geometría del tablero y arco tras la sustitución (siendo éste el criterio determinante) y la igualdad de fuerza en el tirante antes y después de la sustitución (5% de diferencia máxima admitida).

Con el fin de simplificar las operaciones de transferencia, se logró ajustar las fases de tesado de tal forma que no fuera necesario retesar todos los tirantes. Durante la ruta crítica las operaciones de sustitución se limitaban a:

- Tesado del nuevo tirante provocando un acortamiento y elevación del tablero,
- Corte y detesado del tirante antiguo provocando el retorno del tablero a su posición inicial.

8. CONTROLES DE OPERACIONES Y CONTROL DE CALIDAD

Todo el proceso de rehabilitación del puente Las Américas fue realizado con un estricto control y siguiendo las siguientes directrices:

- Control geométrico y de fuerza para verificar y ajustar los datos teóricos de los modelos estructurales durante la sustitución, garantizando así la seguridad del proyecto en cada fase (Tabla 4).

Control de materiales y de ejecución con el fin de garantizar la trazabilidad y facilitar las futuras operaciones de inspección y mantenimiento de la estructura.

Además del control de seguimiento de fabricación y montaje de los tirantes se realizaron unos procedimientos especiales para controlar cada una de las operaciones de instalación de las horquillas. En particular podemos destacar el control de tesado de los tornillos TAR, que pasó por:

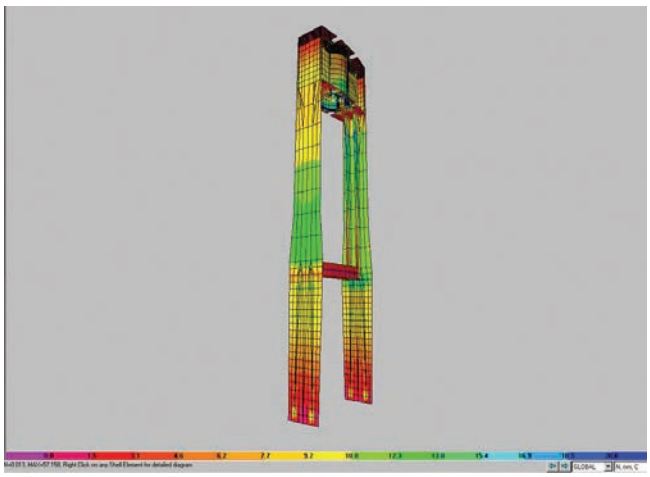

Figura 49. Modelización tridimensional de la horquilla nueva de unión a la viga de tablero
Figure 49. Three-dimensional model of the connection fork to the deck beam

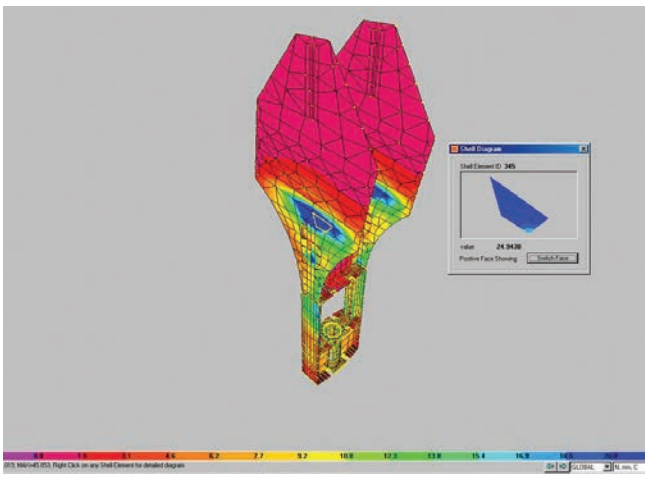

Figura 50. Modelización de la horquilla superior y su conexión a la estructura
Figure 50. Model of the upper fork and its connection to the superstructure

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 4. ***Resumen de las fuerzas (kN) iniciales y finales de las péndolas originales y nueva (resultados de modelo)***
Table 4. Summary of the original and final forces (kN) of the original and new hangers (model results)

Péndola *Hanger*	Fuerza *Force*	P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
Originales *Original*	Inicial *Initial*	749	718	656	679	707	671	705	675	697	701	662
	Final	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Nuevas *New*	Inicial *Inititial*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Final	749	716	661	677	705	671	705	674	697	698	668

For parallel wires strands the type of detail at 2 × 10⁶ cycles is $(\Delta f)_{TH}$ = 110 MPa, according to table 5.1 of the PTI Recommendations. So the value for the design comparison to N = 54.75 × 10⁶ cycles was limited to: $(\Delta f)\ n = (\Delta f)_{TH}/\ 2$ = 55 Mpa.

7.3.3. Verification of the new hanger connection

Besides de service, fatigue and resistance verification, the fork and its connection to the bridge were designed to withstand an accidental combinations of vehicle impact, replacement of hanger and broken hanger. This principle ensures that these new devices doesn't require further strengthening in the case of a future adequacy project of the entire structure to the current standards (Figures 49 and 50).

In order to verify that no new element (cables with new stiffness, forks hanging from the archand connected to the deck) would change the dynamic behavior of the structure against traffic loads, it was measured the response of the structure against a load light train light and a heavy load train at different speeds, making it move along the deck. Models were used with varying intensity load over the time.

Therefore the passage of truck regulatory HS 20 AASHTO and a light traffic was modeled with a 2.5 Hz excitation frequency for the light vehicle and 0.8 Hz for the heavy vehicle.

This analysis showed lower dynamic loads than those obtained by fatigue calculation according to AASHTO (LRFD).

The forks under the proposed replacement of the hangers are not dynamically sensitive to the excitement caused by traffic. It is noted that in a total time of 10s of excitement, both tension variations such as Von Mises and fork movement are not significant.

7.4. Analysis of the installation process of new hangers

Particular point included the structural verification during the replacement operation hangers with open but restricted traffic. As detailed above, it consists in install and partially stress the new hanger , totally destress the old hanger, adjust the tension in the new one and finally adjust all the hangers. By modifying slightly the stiffness of the hangers, is checked during all phases of the stresses in the arch and board, and the strain imposed on the board,

And also, the geometry of the deck and arch after replacement (this being the main criterion) and equal force in the hanger before and after the replacement (5% maximum permissible deviation) were checked.

In order to simplify the transfer operations, it was possible to adjust the tensioning stages so as not necessary restress all the hangers. During the critical path, the replacement operations were limited to:

- *Tensioning of the new hanger causing shortening and raising of the deck,*
- *Cut and destress the original hanger causing the return of the deck to its original position.*

8. OPERATIONS AND QUALITY CONTROLS

The whole process of rehabilitation of the Bridge of the Americas was held under strict control and following these guidelines:

- *geometric and force control to check and adjust the theoretical data from the structural models, ensuring the safety of the project at each stage (Table 4).*
- *materials and execution control to ensure the traceability and to facilitate future inspection and maintenance works in the structure.*

In addition to the control of the hangers manufacture and assembly processes, special procedures were made to control each of the installation operations of the forks. Particularly, the stressing control of TAR screws, which involves:

- *Friction coefficient control between new blasted sheet and old stripped sheet prepared with abrasive disc.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

- Control de coeficiente de rozamiento entre chapas nuevas granalladas y chapa antigua decapada y preparada con disco abrasivo,
- Control de coeficiente de rozamiento de los tornillos en obra en condiciones reales de lubricación con llave de apriete,
- Control táctil de rugosidad y ausencia de suciedad y lubricante en las caras a trabajar a fricción, y del ajuste geométrico del conjunto de piezas nuevas con respecto a las antiguas,

Además del tradicional control visual de apriete mediante marca de los tornillos, se emplearon unas arandelas testigo de apriete (IDT) en todos los tornillos. El control del aplastamiento de las huellas de la arandela con galga de control indica la fuerza remanente en el tornillo.

Durante el proceso de transferencia de carga, el control de fuerza se realizó mediante:

- Control de nivel del tablero antes de iniciar las operaciones y al finalizar la sustitución de una péndola, con corte total de trafico.
- Medición con láser de la longitud de anclaje a anclaje dotados con diana para asegurar la repetitividad de la medición. Esta medición se realizaba antes y después de cada operación.

Además en cada operación se medían las fuerzas en la péndola a sustituir, en la anterior y en la siguiente. Los resultados de la verificación de la evolución de fuerza y de nivel tras cada fase coincidieron casi exactamente con la previsión de los modelos estructurales.

Las tablas 5 y 6 ilustran la evolución de fuerza durante la transferencia. Así, por ejemplo, en el caso de la péndola 22, la péndola original tenía una fuerza inicial de 749 kN. Se aplicaba una fuerza de tesado de 448 kN en la péndola nueva, lo que provocaba un destesado de -265 kN en la original. La fuerza remanente de 484 kN se eliminaba a continuación por corte de la péndola, lo que provocaba un incremento de fuerza en la nueva de 318 kN. A continuación, para restablecer la geometría inicial con exactitud, se destesó la nueva péndola P22 en 10 kN (fuerza total en la nueva péndola de 756 kN). Se observa que la sustitución en las péndolas vecinas a P22 tiene un efecto ligero y cada vez menor hasta la P27. A partir de P28, la péndola P22 no resultaba afectada por la sustitución. Si sumamos la variación de fuerza en la P22 en las siguientes operaciones de sustitución de P23 a P32, la fuerza pasa de 756 kN a 756 -125 + 118 + 1 -10 + 8 - 11 +11 + 7 - 7 + 1 + 1 - 1 = 749 kN, es decir la misma fuerza que tenía la péndola original.

La medición con láser de longitud de las péndolas permitía alcanzar precisiones de +/- 1mm. La fuerza de

Tabla 5. Fuerzas de trabajo en las operaciones y su evolución (kN) en las péndolas originales durante cada fase de sustitución: tesado nuevas, destesado de péndolas originales y ajuste péndolas nuevas

Péndola	Fase	Péndolas antiguas										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	Fuerzas antes	**749**	**718**	**656**	**679**	**707**	**671**	**705**	**675**	**697**	**701**	**662**
	Tesado (*)	-265	-75	-6	4	2	0	0	0	0	0	0
	Destesado (**)	**-484**	68	5	-4	-2	0	0	0	0	0	0
	Ajuste(***)	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P_23	Fuerzas antes	0	**715**	**656**	**679**	**707**	**671**	**705**	**675**	**697**	**701**	**662**
	Tesado (*)	0	-259	-84	-9	5	3	1	0	0	0	0
	Destesado (**)	0	**-455**	79	8	-5	-3	-1	0	0	0	0
	Ajuste(***)	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0

hasta

Péndola	Fase	Péndolas antiguas										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	Fuerzas antes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**695**	**662**
	Tesado (*)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-209	-107
	Destesado (**)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**-486**	117
	Ajuste(***)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-15
P_23	Fuerzas antes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**656**
	Tesado (*)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-212
	Destesado (**)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**-443**
	Ajuste(***)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Final	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tesado (*): efecto debido al tesado de la péndola nueva
Destesado (**): efecto debido al destesado de la péndola antigua
Ajuste (***): efecto debido al ajuste de la péndola nueva

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

- *Friction coefficient control of the screws under real lubrication conditions by mean of a wrench,*
- *Touch control of roughness and absence of dirt and oil on the surfaces to work by friction, and geometric adjustment of all new parts with regard to the old ones,*
- *In addition to the traditional visual tightening control using mark in the screws, special torque control washers (IDT) were used in all the screws. The control of the washer with control gauge indicated the remaining force in the screw.*

Also, a significant attention was paid to the force control during the load transfer:

- *Deck level control before the start of the operations and at the end of the substitution of each hanger, with traffic totally closed.*
- *Laser measurement of the hangers length from anchorage to anchorage both equipped with target to ensure the repeatability of the measurement. This measurement was performed before and after each operation.*

In addition in every operation, besides the force of the hanger to replace, the previous and next hanger forces were also measured. The results of the verification of the force evolution and level after each stage coincided almost exactly with the predictions from the structural models.

Tables 5 and 6 illustrate the evolution of force during the transfer: in the case of the hanger 22, the original hanger had an initial force of 749 kN. Applying a tensioning force of 448 kN in the new hanger, caused a destressing of -265 kN in the original. The remaining force of 484 kN was removed by means of cutting the hanger, leading to increase 318 kN the force in the new hanger. Then, to restore the initial geometry accurately, the new hanger P22 should be destressed 10 kN (total force in the new hanger 756 kN). It is noted that substitution in the nearby hangers has a small effect and declining to P27. From P28, hanger P22 is not affected by the replacements. If we add the force variation in P22 in the following replacement operations in hangers P23 to P32, the force pass from 756kN to 756-125 + 118 + 1-10 + 8-11 + 11 + 7-7 + 1 + 1- 1 = 749 kN, that is the same force that had the original hanger.

***Table 5.** Working forces in the operations and its evolution (kN) in the original hangers for each stage of replacement: stressing of new hangers, destressing of original and adjustment of new hangers*

Hanger	Stage	Original hangers										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	*Original force*	**749**	**718**	**656**	**679**	**707**	**671**	**705**	**675**	**697**	**701**	**662**
	Stressing (*)	-265	-75	-6	4	2	0	0	0	0	0	0
	Destressing (**)	**-484**	68	5	-4	-2	0	0	0	0	0	0
	Adjustment (***)	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P_23	*Original force*	0	**715**	**656**	**679**	**707**	**671**	**705**	**675**	**697**	**701**	**662**
	Stressing (*)	0	-259	-84	-9	5	3	1	0	0	0	0
	Destressing (**)	0	**-455**	79	8	-5	-3	-1	0	0	0	0
	Adjustment (***)	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0

to

Hanger	Stage	Original hangers										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	*Original force*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**695**	**662**
	Stressing (*)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-209	-107
	Destressing (**)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**-486**	117
	Adjustment (***)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-15
P_23	*Original force*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**656**
	Stressing (*)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-212
	Destressing (**)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**-443**
	Adjustment (***)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Final	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Stressing (*): effect due to the stressing of the new hanger
Destressing (**): effect due to the destressing of the old hanger
Adjustment (***): effect due to the adjustment of the new hanger

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

tesado se medía con células de carga y como resultado del proceso de Isotensión® con una precisión de 2,5%.

Al final de la transferencia se realizó un pesaje mediante gato anular con una precisión de 2%. Los objetivos del ajuste eran:

- Diferencia de nivel de 5 mm.
- Diferencia de la suma total de las fuerzas de un haz con respeto a peso total del tablero de menos de 5%,
- Diferencia puntual máxima entre fuerza de pesaje (bajo PP) y fuerza teórica de 15% (teniendo en cuenta que las fuerzas son muy bajas para la sección de tirante).

Tabla 6. Fuerzas de trabajo en las operaciones y su evolución (kN) en las péndolas nuevas durante cada fase de sustitución: tesado nuevas, destesado de péndolas originales y ajuste péndolas nuevas
Table 6. Working forces in the operations and its evolution (kN) in the new hangers at each stage of replacement: stressing new hangers, destressing of original and adjustment of new hangers

Péndola *Hanger*	Fase *Stage*	Péndolas nuevas *New hangers*										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	Fuerzas antes *Original force*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**662**
	Tesado (*) *Stressing (*)*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Destesado (**) *Destressing (**)*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ajuste(***) *Adjustment (***)*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P_23	Fuerzas antes *Original force*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	**662**
	Tesado (*) *Stressing (*)*	**448**	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Destesado (**) *Destressing (**)*	278	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Ajuste(***) *Destressing (**)*	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

hasta / *to*

Péndola *Hanger*	Fase *Stage*	Péndolas nuevas *New hangers*										
		P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32
P_22	Fuerzas antes *Original force*	**749**	**716**	**660**	**677**	**705**	**671**	**705**	**675**	**703**	0	0
	Tesado (*) *Stressing (*)*	0	0	0	0	2	6	3	-25	-106	**449**	0
	Destesado (**) *Destressing (**)*	0	0	0	0	-3	-6	-4	27	117	223	0
	Ajuste(***) *Adjustment (***)*	0	0	0	0	0	1	1	-4	-15	35	0
P_23	Fuerzas antes *Original force*	**749**	**716**	**660**	**677**	**705**	**671**	**705**	**674**	**698**	**707**	0
	Tesado (*) *Stressing (*)*	0	0	0	0	0	2	6	4	-26	-107	**449**
	Destesado (**) *Destressing (**)*	0	0	0	0	0	-2	-6	-4	27	106	202
	Ajuste(***) *Destressing (**)*	0	0	0	0	0	0	0	0	-2	-8	17
	Final / *Final*	**749**	**716**	**661**	**677**	**705**	**671**	**705**	**674**	**697**	**698**	**668**

Tesado/*Stressing*(*): efecto debido al tesado de la péndola nueva/*effect due to the stressing of the new hanger*
Destesado/*Destressing* (**): efecto debido al destesado de la péndola antigua/*effect due to the destressing of the old hanger*
Ajuste/*Adjustment* (***): efecto debido al ajuste de la péndola nueva/*effect due to the adjustment of the new hanger*

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

The laser measurement of the hangers length achieved accuracies of +/- 1mm. The stressing force was measured with load cells and as a result of the Isotensión ® process with an accuracy of 2.5%.

At the end of the load transfer, a stay cable weighing was made with annular jack with an accuracy of 2%. The objectives of this adjustment were:

- *level difference of 5 mm.*
- *less than 5% difference between the total hanger forces sum and the total deck weight of*
- *highest point difference between force weighing (on PP) and theoretical strength of 15% (taking into account that the forces are too low to the cable section).*

Forces were adjusted making a difference in levels between the two geometries of 7 mm, reaching the goal of strength. Therefore, the goals were achieved to ensure the equivalence of the structural behavior of the hangers before, during and after the substitution (Table 7).

Tabla 7. Tabla de ajuste de fuerza y longitud para los tirantes del haz sur
Table 7. Table of force and length adjustment for the hangers in South beam

Péndola Hanger	L inicial *L initial* (mm)	L final *L final* (mm)	Diferencia nivel *Level differential* (mm)	F inicial F *initial* (kN)	F final *F final* (kN)	Diferencia *Difference* (kN)	Diferencia *Difference* %
P22	8.989	8.989	0	626	713	87	12
P23	13.634	13.641	-7	760	734	-26	-4
P24	18.089	18.094	-5	713	680	-22	-5
P25	21.641	21.639	2	632	671	39	6
P26	24.995	24.988	7	645	700	55	8
P27	27.524	27.523	1	667	680	13	2
P28	29.925	29.926	-1	722	672	-50	-7
P29	31.462	31.463	-1	671	707	36	5
P30	32.900	32.904	-4	647	700	53	8
P31	33.448	33.446	2	728	678	-49	-7
P32	33.903	33.902	1	640	660	20	3
PP31	33.440	33.441	-1	690	684	-6	-1
PP30	32.882	32.882	0	726	723	-4	0
PP29	31.460	31.462	-2	697	683	-14	-2
PP28	29.948	29.949	-1	649	708	59	8
PP27	27.528	27.530	-2	743	690	-53	-8
PP26	24.996	24.996	0	634	709	75	11
PP25	21.649	21.649	0	669	665	-4	-1
PP24	18.089	18.087	2	682	660	-22	-3
PP23	13.772	13.769	3	638	705	67	10
PP22	9.286	9.292	-6	610	707	97	14
TOTAL				14.188	14.529	341	2

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

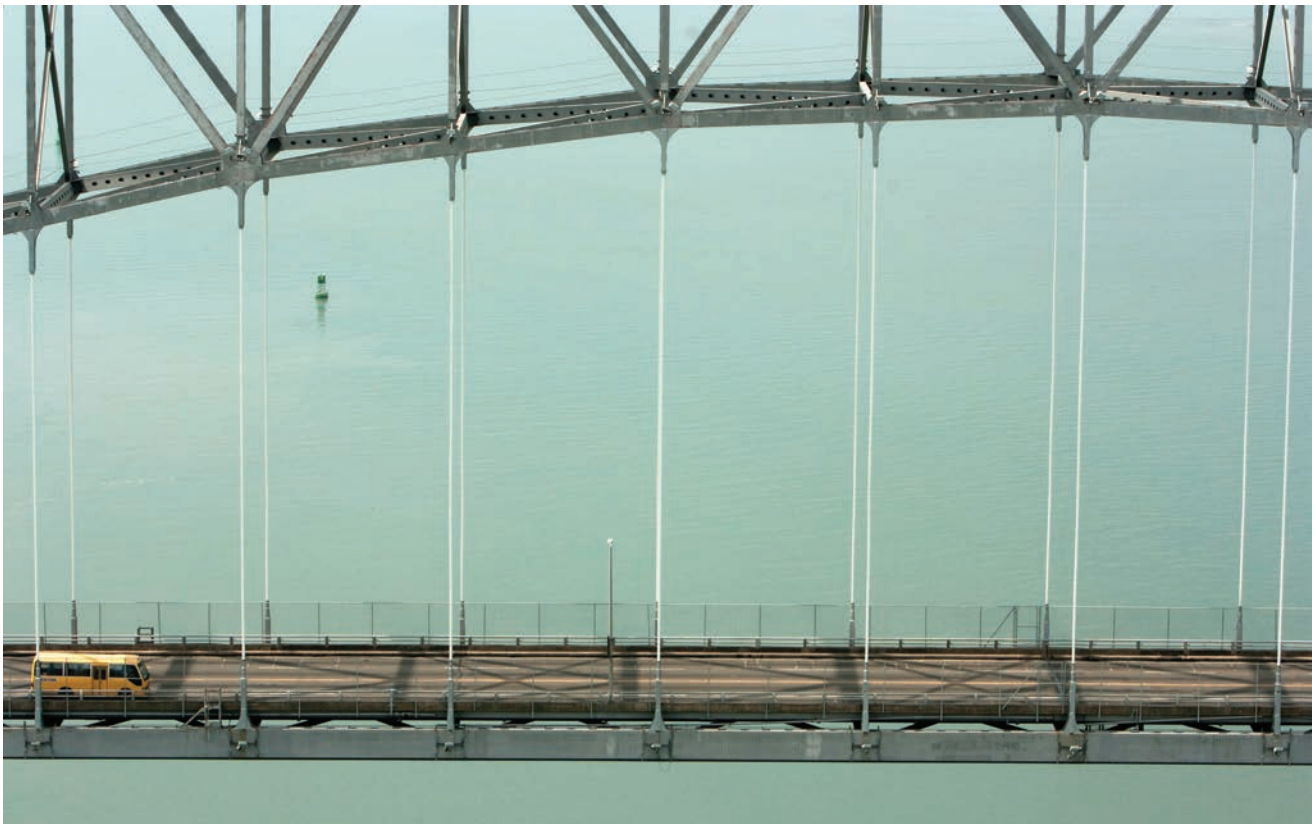

Figura 51. Vista del puente provisto con las nuevas péndolas
Figure 51. View of the bridge equipped with new hangers

Se reajustaron las fuerzas logrando una diferencia en niveles entre las dos geometrías de 7 mm, alcanzándose los objetivos de fuerza. Por consiguiente, de modo global se lograron los objetivos fijados para garantizar la equivalencia de comportamiento estructural de las péndolas antes, durante y después de la sustitución (tabla 7).

9. CONCLUSIONES

El proyecto de rehabilitación de la superestructura del puente Las Américas plantea la gran variedad de condicionantes inherentes a una estructura que es vital para la ciudad de Panamá, y supone un patrimonio cultural y un emblema para el pueblo panameño.

La rehabilitación estructural de puentes singulares, como puentes atirantados o suspendidos, se resuelve habitualmente con métodos y sistemas constructivos que tienen un fuerte impacto sobre el tráfico y los usuarios. Requieren además unos medios auxiliares específicos (v.gr. sistemas de atirantamiento provisionales), con rendimientos muy bajos y multiplicación del número de fases críticas de transferencia de carga, que origina unos costes y plazos de ejecución elevados.

En el presente caso, la metodología elegida persiguió la simplicidad en la ejecución, aprovechando la gran rigidez del arco y flexibilidad del tablero, y sobre todo la posibilidad de colocar la conexión nueva del tirante entre los cables existentes sin reducir en ningún momento el nivel de seguridad. Eso permitió instalar las nuevas conexiones y cables con una reducción mínima del tráfico, desapareciendo la mayoría de las operaciones de la ruta crítica.

La elección de un proceso sistemático, con una reflexión en cada fase para optimizar los medios auxiliares disponibles y reducir los riesgos de cada operación, permitió garantizar e incluso mejorar los plazos de ejecución: las fases de corte y transferencia de carga se realizaron en dos péndolas cada noche durante seis días a la semana.

El trabajo conjunto entre todos los involucrados en el proyecto, la sensibilidad por parte de la propiedad a las dificultades técnicas, y la criticidad en términos de seguridad de las operaciones, fueron clave para lograr este reto en menos de 14 meses.

Por otra parte, es usual sustituir los componentes y materiales que forman el tirante por otros exactamente iguales, con el fin de no alterar las conexiones y no mermar el comportamiento global de la estructura. Sin embargo, el sistema de cable empleado en la época no responde a las exigencias mecánicas y de durabilidad actuales: los cables helicoidales no son retesables ni detesables, su mantenimiento no es fácil, y no se puede garantizar la proteccion contra la corrosión. En esta obra se demuestra la viabilidad de mejorar el sistema de tirantes utilizando cordones autoprotegidos individualmente y anclados con cuñas de fatiga (Figura 51). Este sistema proporciona una vida útil de diseño de 100 años, y es fácil de inspeccionar y mantener.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

9. CONCLUSIONS

The Bridge of the Americas refurbishment project raises the variety of constraints inherent in a structure that is vital for the city of Panama which is a cultural heritage and an emblem for the Panamanian people.

The structural rehabilitation of singular bridges, as cable-stayed or suspension bridges, is usually solved using methods and building systems that have a strong impact on traffic and users. Also, require specific auxiliary means (for example, temporary stay cable systems) with poor performance and an increase in the number of critical stages of load transfer, which results in higher cost and execution time.

In this case, the chosen methodology pursued the simplicity in the execution, taking advantage of the high rigidity of the arch and flexibility of the deck, and especially the possibility of placing the new connection between the existing cables without reducing at any time the security. That allowed the installation of new connections and cables with a minimum reduction of traffic, disappearing most of the operations from the critical path.

The choice of a systematic process with a deep reflection at each stage in order to optimize the available aids and reduce the risks of each operation, helped to ensure and even improve the execution times: the cutting and load transfer stages were made during six days a week, two hangers per night.

The partnership between all parts involved in the project, the property's sensitivity to the technical difficulties in terms of criticality safety of operations, were key to this carry out this challenge in less than 14 months.

On the other hand, it is usual to replace the components and materials that compose the stay cables by others that are exactly the same, in order not to change the connections and not to diminish the overall behavior of the structure. However, the cable system used at the time does not meet the current mechanical and durability requirements: coil wires are not destressable, their maintenance is not easy, and the protection against corrosion can not be guarantee. This work demonstrates the feasibility of improving the cable system using self-protected individual strands anchored with fatigue wedges (Figure 51). This system offers a lifespan of 100 years, and is easy to inspect and maintain.

References / Referencias

[1] LOUIS BERGER GROUP, AMMANN & WHITNEY: *Inspección del Puente de las Américas. Informe Final"*. Panamá: The Louis Berger Group Inc in association with Ammann & Whitney, 2005.

[2] AMERICAN WELDING SOCIETY. *AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2008, Bridge welding code.* Miami: American Welding Society, 2008.

[3] FERNÁNDEZ TROYANO L. *Tierra sobre el agua, visión histórica universal de los puentes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1999. (Colección de ciencias, humanidades e ingeniería nº55). 798 p. Capítulo VI.

[4] CHE, W.F., DUAN L. *Bridge Engineering Handbook*. New York: CRC Press, 1999. p. 161–634. ISBN-10: 0849374340.

[5] ROEBLING'S J. A. *Roebling Wire Rope and Fittings.* New Jersey: John A. Roebling's Sons Corp., 1954.

[6] KULAK G. *AISC Design Guide Series nº 17: High strength bolts – A primer for structural engineers.* Chicago, IL.: American Institute of Steel Construction, Inc., 2002.

[17] POST-TENSIONING INSTITUTE (PTI). *PTI DC45.1-07, Recommendations for stay cable design, testing and installation 5th edition.* Farmington Hills, MI.: Post-tensioning Institute, 2007.

[8] ACHE. *Manual de tirantes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2007. ISBN: 978-84-3800-353-4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / *LIST OF PARTICIPANTS*

• **Propiedad** / ***Owner***:	Ministerio de Obras Públicas de Panamá. Oficina de Proyectos Especiales
• **Ingeniero director** / ***Project director***:	Carlos Ho
• **Ingeniero responsable** / ***Engineer in-chief***:	Héctor Castillo
• **Ejecución** / ***Contractor***:	Asociación Accidental Puente Las Américas (Freyssinet SA, Freyssinet de México, CUSA - Constructora Urbana SA)
• **Gerente de construcción** / ***Project manager***:	Guillermo Medina
• **Jefes de Producción** / ***Works manager***:	Eira Sánchez, Leonardo Netto, César Lasso, Iván Alende
• **Responsable de seguridad** ***Head of Health and Safety***:	Juan Valdez
• **Documentación** / ***Documentalist***:	Gustavo Fernández
• **Proyecto de rehabilitación** ***Refurbishment design***:	EuroEstudios de México
• **Supervisión y revisión** ***Supervision and review***:	Ernesto Ng Jórdan
• **Revisión externa** / ***External review***:	Amman & Whitney
• **Inspección especial** / ***Special inspection***:	EuroEstudios de México, Advitam
• **Laboratorios** / ***Laboratories***:	Azterlan (Vizcaya), Universidad Tecnológica de Panamá

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026