

**ADVERTIMENT.** L'accés als continguts d'aquesta tesi doctoral i la seva utilització ha de respectar els drets de la persona autora. Pot ser utilitzada per a consulta o estudi personal, així com en activitats o materials d'investigació i docència en els termes establerts a l'art. 32 del Text Refós de la Llei de Propietat Intel·lectual (RDL 1/1996). Per altres utilitzacions es requereix l'autorització prèvia i expressa de la persona autora. En qualsevol cas, en la utilització dels seus continguts caldrà indicar de forma clara el nom i cognoms de la persona autora i el títol de la tesi doctoral. No s'autoritza la seva reproducció o altres formes d'explotació efectuades amb finalitats de lucre ni la seva comunicació pública des d'un lloc aliè al servei TDX. Tampoc s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant als continguts de la tesi com als seus resums i índexs.

**ADVERTENCIA.** El acceso a los contenidos de esta tesis doctoral y su utilización debe respetar los derechos de la persona autora. Puede ser utilizada para consulta o estudio personal, así como en actividades o materiales de investigación y docencia en los términos establecidos en el art. 32 del Texto Refundido de la Ley de Propiedad Intelectual (RDL 1/1996). Para otros usos se requiere la autorización previa y expresa de la persona autora. En cualquier caso, en la utilización de sus contenidos se deberá indicar de forma clara el nombre y apellidos de la persona autora y el título de la tesis doctoral. No se autoriza su reproducción u otras formas de explotación efectuadas con fines lucrativos ni su comunicación pública desde un sitio ajeno al servicio TDR. Tampoco se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al contenido de la tesis como a sus resúmenes e índices.

**WARNING.** Access to the contents of this doctoral thesis and its use must respect the rights of the author. It can be used for reference or private study, as well as research and learning activities or materials in the terms established by the 32nd article of the Spanish Consolidated Copyright Act (RDL 1/1996). Express and previous authorization of the author is required for any other uses. In any case, when using its content, full name of the author and title of the thesis must be clearly indicated. Reproduction or other forms of for profit use or public communication from outside TDX service is not allowed. Presentation of its content in a window or frame external to TDX (framing) is not authorized either. These rights affect both the content of the thesis and its abstracts and indexes.

# Refuerzo de puentes de luces medias por conversión en arco atirantado tipo network

tesis doctoral realizada por:

Matías Andrés Valenzuela Saavedra

dirigida por:

Dr. Joan Ramon Casas Rius

Barcelona, Febrero 2012

Universitat Politècnica de Catalunya  
Departament d'Enginyeria de la Construcció

**TESIS DOCTORAL**



## **Agradecimientos**

Quisiera ver más allá de lo evidente,... más que un conjunto de ecuaciones y análisis para poder valorar la fuerza de una experiencia y el sentido de un esfuerzo de grandes dimensiones.

Cuenta un mito escatológico zoroástrico que tras el paso por esta vida el hombre, guiado por la Daena (la conciencia), se enfrenta al gran juicio, el paso por el puente Chivat. El paso es tanto más fácil en la medida que las acciones en la vida hayan sido de provecho y vivido en plenitud ampliándose la calzada del puente y haciendo el camino tranquilo y llano al paraíso. En caso contrario la calzada del puente se angosta y las posibilidades de caer a la Daxama (torre de sufrimientos) se incrementan paso a paso.

Durante el desarrollo de este trabajo me he visto rodeado de enriquecedoras experiencias e ideas en una ciudad fascinante y cosmopolita que me ha permitido concretar de buena manera una etapa importante en la vida, creciendo en la dirección del método e investigación, y a la vez ampliando los horizontes en un mundo cada vez más globalizado.

Inicialmente quisiera agradecer el apoyo recibido para dar este salto a mi familia, que sabiendo la distancia que nos separaría durante tanto tiempo comprendió y acompañó esta aventura. De la misma manera al Departamento de Puentes del Ministerio de Obras Públicas de Chile, por financiar la comisión de estudios, colaborar activamente en la información necesaria y confiar en proyectos de investigación e innovación en las áreas de la ingeniería. Quisiera recordar particularmente a Don Manuel Carracedo, Iris Durán y Gladys Ojeda por seguir paso a paso cada uno de los progresos de mi investigación, convirtiéndose en un pilar fundamental.

Mi especial gratitud al Dr. Joan Ramon Casas, tutor y director de esta tesis por volcar su conocimiento y energías en dirigir de manera inteligente y firme cada una de las fases de mis estudios, consiguiendo la difícil tarea de combinar conocimiento, rigor y eficiencia con la afabilidad, cercanía y buen humor, permitiendo que un trabajo, a primera vista, largo y difícil, se desarrolle con el mayor provecho y entusiasmo.

Quisiera agradecer la colaboración de la empresa VSL, en Barcelona, especialmente a Carles Cots y Alex Calvo, por el tiempo y dedicación entregada a este proyecto. Además de recordar el interés y consejo sobre el estudio del Dr. Luis Neves y Dr. Per Tveit.

El ambiente de trabajo es lo más valorable y es ello lo que he encontrado en el Departamento de Ingeniería de la Construcción, por ello quisiera agradecer la acogida en esta casa de estudios con un recuerdo al Dr. Lluís Agulló Fité por su consejo en las primeras fases de mi estudio. En esta misma línea mencionar a todo el grupo de compañeros que he tenido durante estos años, tanto de doctorado como de master, por darme la oportunidad de estrechar lazos y convertirse en grandes amigos. Por la cercanía y el día a día quisiera dejar un mensaje al Área de Puentes, por recibirme de la mejor manera posible, tanto por el Dr. Ángel Aparicio, como por cada uno de los amigos que he tenido la fortuna de conocer: Astrid, Marta, Mar, Anna, Carlos y Giorgio, de quienes he aprendido muchísimo a nivel profesional y personal, además de agradecerles por la paciencia al aguantar tantos soliloquios en cada comida.

Los agradecimientos quedan cortos si no se incorporan las personas que no directamente relacionadas con el estudio han sido un soporte cuando uno cambia su país y la adaptación puede ser lenta, aunque fascinante. Por eso recordar en estas líneas a nuestros queridos amigos Issis y

Hernán que nos acogieron en los primeros días, y a mi primo Ricardo y su familia por todas las preocupaciones y buenos momentos compartidos. A ellos he de sumar un sin fin de amigos (Anna, Bruno, Frank, Martha Alejandra, Luis, Luisa, Nelson, José Luis, Oiver...) que han aportado un granito de felicidad, compañía y buena energías con el sólo hecho de reunirnos a tomar un buen trago o salir de paseo.

Como siempre lo mejor se deja para el final,... mi más sincero agradecimiento, mi más afectuoso beso y abrazo y la infinita gratitud a la persona que llena mi vida, motiva mis pasos y me acompaña día a día en el serpenteante curso de la vida: mi compañera y mujer Catalina Contreras; gracias por estar junto a mí.

A cada uno de ustedes, mis mayores agradecimientos... mis agradecimiento más allá de lo evidente... gracias por ayudarme a ampliar mi calzada de Chivat.

## **Resumen**

Según estudios estadísticos a nivel mundial, una de las principales causas de fallos en puentes corresponde a problemas relacionados con la interacción entre estructura e hidráulica produciendo altos costos humanos y económicos. La mayoría de las patologías se relacionan con procesos de socavación y erosión en pilas y estribos, específicamente en las cimentaciones de las pilas, siendo necesario tomar medidas para su refuerzo.

Las dificultades en la inspección y mantenimiento de la infraestructura, junto con la ineficiencia y elevados costos en la implementación de los refuerzos convencionales (pilotajes, recrecidos, entre otros) ha motivado al Departamento de Puentes, Ministerio de Obras Públicas de Chile, el desarrollo de una nueva técnica de refuerzo con el objetivo de eliminar la causa de la patología: las pilas y sus cimentaciones, focalizándose el estudio en puentes con tipología de viga continua de varios vanos de hormigón armado.

La metodología propuesta considera el cambio estructural del puente incorporando arcos superiores atirantados con configuración de péndolas network y vertical encargados de levantar el tablero del puente original, el cuál, gracias a la aplicación de un pretensado exterior, actúa como tirante del sistema del arco, contrarrestando los empujes horizontales del mismo en los arranques. El levantamiento del tablero desde los soportes permite la demolición de éstos, reduciendo los riesgos relacionados con la interacción de la estructura con el flujo del cauce; además de reutilizar parte del puente original y entregar un nuevo concepto estético.

Para determinar la factibilidad del método, se pone énfasis en el estudio del método constructivo a partir del proceso de tesado de las péndolas así como en su comportamiento en servicio posterior, teniendo en cuenta las sollicitaciones sísmicas, de gran importancia en Chile. El proceso constructivo a plantear debe satisfacer dos requisitos fundamentales: evitar tensiones excesivas en el tablero para no superar las sollicitaciones existentes en el puente original; y permitir un levantamiento total de la superestructura desde las pilas dañadas.

El tener que mantener unos determinados niveles de tensión en el tablero original supone una complejidad adicional respecto a lo que sería el diseño y construcción de un puente arco tipo network totalmente nuevo. Nos encontramos pues ante un problema de optimización (orden y magnitud de las fuerzas de tesado para levantar el tablero) con fuertes condiciones de contorno (no superar los niveles máximos de esfuerzos en el tablero original). Frente a la complejidad del proceso de optimización multiobjetivo del proceso de tesado, se descarta el uso de una optimización manual (prueba y error), en favor de una metodología que combina el uso automatizado de programas de elementos finitos y métodos de optimización meta-heurísticos (algoritmos genéticos). Esta herramienta, desarrollada, calibrada y validada (capítulo 3), proporciona todo un conjunto de soluciones factibles del proceso constructivo. El algoritmo desarrollado se utiliza como herramienta para el estudio e implementación de esta metodología en dos puentes carreteros ubicados en la zona central de Chile, con tipología original de viga continua y con importantes problemas de socavación: San Luis (60 metros de longitud total distribuidos en cuatro vanos) y Puangue (72 metros de longitud total distribuidos en cuatro vanos).

Mediante la aplicación práctica a estos dos puentes carreteros, se desarrolla un estudio paramétrico en etapa constructiva (capítulo 4), considerando como variables: el tipo de perfil del arco, la configuración de las péndolas network, entre otros, entregándose la influencia que tiene cada una de ellas en relación a la capacidad de levantamiento, admisibilidad de tensiones en el

tablero y esfuerzos en el arco. A partir de ello, se verifica el comportamiento del refuerzo en etapas de construcción y posteriormente en estado de servicio mediante un análisis de las cargas de tráfico y accidentales (capítulo 5).

Los resultados dan lugar a la sistematización del método de refuerzo alternativo propuesto, incluyendo la propuesta estructural y tecnológica, la factibilidad del proceso constructivo y, finalmente, un conjunto de criterios básicos de diseño para este tipo de refuerzos (capítulo 6).

Finalmente, la validación estructural del método y un primer estudio económico de costes comparado respecto a otros métodos convencionales de refuerzo, entregan para futuros ingenieros un conjunto de criterios y recomendaciones básicas para la implementación de esta técnica.

## **Summary**

According to statistical studies worldwide, one of the main causes of damages in bridges correspond to problems related to the interaction between structure and hydraulic provoking high human and economic costs. Most pathology is related to processes of scour and erosion in piers and abutments, specifically in the foundations of the piers, being necessary to take strengthening measures.

The difficulties in inspection and maintenance of infrastructure, and the inefficiency related to the high costs in the implementation of conventional strengthening methods (pile driving, screeds, etc.) has prompted the Department of Bridges, Ministry of Public Works of Chile, the development of a new method of strengthening in order to eliminate the cause of the pathology: the piers and its foundations, focusing the study on continuous bridges with several spans and cross-section of built up reinforced concrete beams plus an upper slab.

The proposed methodology considers a structural change of bridge by the incorporation of upper arches with a network and vertical hangers arrangement, which, through the application of external prestressing, allows the system to behave as a bow tied, balancing the horizontal thrusts in its edges. The lifting of the deck from the supports via the vertical hangers allows their demolition, reducing the risks associated with the interaction of the structure with the river flow (scour), in addition to reuse the original bridge and deliver a new aesthetic.

To determine the feasibility of the method, the study emphasizes on the construction method, specially on the process of tensioning of the hangers and their behaviour in service, considering the seismic loads, relevant in Chile. The construction process proposed must satisfy two fundamental requirements: to avoid excessive stress on the deck not to exceed the stresses existing in the original bridge or the maximum material strength and allowing a total lift of the superstructure from the damaged piers.

Maintain certain level of stress on the original deck is an additional significant complexity, compared with the design and construction of a new network arch bridge. This derives on an optimization problem (order and magnitude of tensioning forces to lift the deck) with strong boundary conditions (not to exceed the maximum internal forces in the original deck). Given the complexity of multi-objective optimization of the tensioning process, the use of manual optimization (trial and error) is rejected, for a methodology that combines the use of automated finite element programs and methods of optimization meta-heuristics (genetic algorithms). This tool, developed, calibrated and validated (Chapter 3) provides a whole set of feasible solutions of the construction process. The algorithm developed is used as a tool for the study and implementation of this methodology on two highway bridges located in central Chile, with a original typology of continuous beam and important problems of scour: San Luis (60 meters total length in four spans) and Puangue (72 meters total length in four spans).

Through the practical application of these two road bridges, a parametric study of the constructive stages is developed (Chapter 4), considering as variables: the arch profile, the network hangers arrangement, among others, giving the influence of each in relation to the lifting capacity, admissibility of stresses in the deck and internal forces in the arch. From this, the performance in construction and service stages is studied through an analysis of traffic and accidental loads (chapter 5).



The results, lead to the systematization of the strengthening proposed method, including structural and technological proposals, the feasibility of the construction process and finally, a set of basic design criteria for this type of strengthening (Chapter 6).

Finally, the structural validation of the method and a first economic study of costs compared to other conventional strengthening methods give a set of criteria and recommendations for the implementation of this technique.

## **Resum**

Segons estudis estadístics a nivell mundial, una de les principals causes de fallades en ponts correspon a problemes relacionats amb la interacció entre estructura i hidràulica produint alts costos humans i econòmics. La majoria de les patologies es relacionen amb processos de socavació i erosió en piles i estreps, específicament en les fonamentacions de les piles, i caldrà prendre mesures per reforç.

Les dificultats en la inspecció i manteniment de la infraestructura, juntament amb la ineficiència i elevats costos en la implementació dels reforços convencionals (pilotatges, recrescuts, entre altres) ha motivat al Departament de Ponts, Ministeri d'Obres Públiques de Xile, el desenvolupament de una nova tècnica de reforç amb l'objectiu d'eliminar la causa de la patologia: les piles i els seus fonaments, focalitzant l'estudi en ponts amb tipologia de biga contínua de diversos trams de formigó armat.

La metodologia proposada considera el canvi estructural del pont incorporant arcs superiors atirantats amb configuració de pèndoles network i vertical encarregats d'aixecar el tauler del pont original, el qual, gràcies a l'aplicació d'un pretensat exterior, actua com tirant del sistema de l'arc, contrarestant les empentes horitzontals de la mateixa en les arrencades. L'aixecament del tauler des dels supports permet la demolició d'aquests, reduint els riscos relacionats amb la interacció de l'estructura amb el flux de la llera, a més de reutilitzar part del pont original i donar un nou concepte estètic.

Per determinar la factibilitat del mètode, es posa èmfasi en l'estudi del mètode constructiu a partir del procés de tesat de les pèndoles així com en el seu comportament en servei posterior, tenint en compte les sol·licitacions sísmiques, de gran importància a Xile. El procés constructiu a plantejar ha de satisfer dos requisits fonamentals: evitar tensions excessives en el tauler per no superar les sol·licitacions existents en el pont original, i permetre un aixecament total de la superestructura des de les piles danyades.

El haver de mantenir uns determinats nivells de tensió en el tauler original suposa una complexitat addicional respecte al que seria el disseny i construcció d'un pont arc tipus network totalment nou. Ens trobem doncs davant d'un problema d'optimització (ordre i magnitud de les forces de tesat per aixecar el tauler) amb fortes condicions de contorn (no superar els nivells màxims d'esforços en el tauler original). Davant la complexitat del procés d'optimització multiobjectiu del procés de tesat, es descarta l'ús d'una optimització manual (prova i error), a favor d'una metodologia que combina l'ús automatitzat de programes d'elements finits i mètodes d'optimització meta-heurístics (algorismes genètics). Aquesta eina, desenvolupada, calibrada i validada (capítol 3), proporciona tot un conjunt de solucions factibles del procés constructiu. El algorisme desenvolupat s'utilitza com a eina per a l'estudi i implementació d'aquesta metodologia en dos ponts carreters ubicats a la zona central de Xile, amb tipologia original de biga contínua i amb importants problemes de socavació: Sant Lluís (60 metres de longitud total distribuïts en quatre obertures) i Puangue (72 metres de longitud total distribuïts en quatre obertures).

Mitjançant l'aplicació pràctica a aquests dos ponts carreters, es desenvolupa un estudi paramètric en etapa constructiva (capítol 4), considerant com a variables: el tipus de perfil del arc, la configuració de les pèndoles network, entre altres, lliurant la influència que té cada una d'elles en relació a la capacitat d'aixecament, admissibilitat de tensions en el tauler i esforços en l'arc. A partir d'això, es verifica el comportament del reforç en etapes de construcció i

posteriorment en estat de servei mitjançant una anàlisi de les càrregues de trànsit i accidentals (capítol 5).

Els resultats donen lloc a la sistematització del mètode de reforç alternatiu proposat, inclosa la proposta estructural i tecnològica, la factibilitat del procés constructiu i, finalment, un conjunt de criteris bàsics de disseny per a aquest tipus de reforços (capítol 6).

Finalment, la validació estructural del mètode i un primer estudi econòmic de costos comparat respecte a altres mètodes convencionals de reforç, lliuren per a futurs enginyers un conjunt de criteris i recomanacions bàsiques per a la implementació d'aquesta tècnica.

**INDICE**

<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>I</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>III</b>
<b>SUMMARY .....</b>	<b>V</b>
<b>RESUM.....</b>	<b>VII</b>
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....</b>	<b>1</b>
1.1.    PRESENTACIÓN .....	2
1.2.    ANTECEDENTES DEL MÉTODO .....	3
1.3.    RAZÓN DE SER .....	5
1.4.    OBJETIVOS.....	6
<b>CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>9</b>
2.1.    INTRODUCCIÓN .....	10
2.2.    GESTIÓN DE REPARACIÓN Y REFUERZO.....	11
2.2.1. <i>Inspección por socavación</i> .....	12
2.3.    PATOLOGÍAS EN PUENTES .....	13
2.3.1. <i>La socavación</i> .....	16
2.4.    TÉCNICAS Y MATERIALES DE REPARACIÓN Y REFUERZO .....	22
2.5.    TIPOLOGÍA DE PUENTES .....	26
2.6.    ANTECEDENTES DEL REFUERZO MEDIANTE CAMBIO DEL ESQUEMA ESTÁTICO.....	32
<b>CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO.....</b>	<b>37</b>
3.1.    INTRODUCCIÓN .....	38
3.2.    ANTECEDENTES DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO .....	38
3.3.    CONSIDERACIONES DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO PARA REFUERZO DE PUENTES .....	43
3.3.1. <i>Análisis secuencial de construcción y tesado</i> .....	45
3.4.    TÉCNICAS DE OPTIMIZACIÓN MEDIANTE MÉTODO META-HEURÍSTICO .....	47
3.4.1. <i>Método de solución en etapa constructiva: Técnicas de optimización y algoritmos genéticos (AG)</i> ..	48
3.4.2. <i>Algoritmos Genéticos</i> .....	51
3.5.    ALGORITMO GENÉTICO MODIFICADO PARA MÉTODO DE TESADO .....	55
3.5.1. <i>Metodología de Solución</i> .....	67
3.6.    CALIBRACIÓN DEL MODELO.....	75
3.7.    VERIFICACIÓN DEL ALGORITMO EN CASO PARTICULAR.....	88
3.7.1. <i>Informe general puente reforzado Puangue</i> .....	89
<b>CAPÍTULO 4: ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO .....</b>	<b>109</b>
4.1.    INTRODUCCIÓN .....	110
4.1.1. <i>Hipótesis de estudio</i> .....	110
4.2.    CARACTERÍSTICAS DE REFERENCIA: PUENTE SAN LUIS .....	111
4.3.    ANÁLISIS PARAMÉTRICO: MÉTODO CONSTRUCTIVO .....	114
4.3.1. <i>Fase de Preparación</i> .....	114
4.3.2. <i>Fase de Levantamiento</i> .....	118
4.3.3. <i>Fase Network</i> .....	209

<b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS EN SERVICIO .....</b>	<b>229</b>
5.1. INTRODUCCIÓN .....	230
5.1.1. <i>Hipótesis de carga</i> .....	232
5.2. ANÁLISIS DE ANTECEDENTES DE ESTUDIO EN SERVICIO .....	238
5.2.1. <i>Caso Puente San Luis</i> .....	238
5.2.2. <i>Caso Puente Puangue</i> .....	242
5.3. ESTUDIO EN SERVICIO: PUENTE SAN LUIS .....	248
5.4. ESTUDIO EN SERVICIO: PUENTE PUANGUE .....	277
<b>CAPÍTULO 6: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>287</b>
6.1. INTRODUCCIÓN .....	288
6.2. DISCUSIÓN SOBRE PARÁMETROS EN PROCESO CONSTRUCTIVO Y SERVICIO .....	288
6.2.1. <i>Fase de preparación</i> .....	288
6.2.2. <i>Fase de levantamiento</i> .....	289
6.2.3. <i>Fase network</i> .....	302
6.2.4. <i>Efectos en servicio</i> .....	303
6.3. CRITERIOS DE DISEÑO .....	307
6.4. RECOMENDACIONES PARA OBTENER UNA MAYOR EFICIENCIA DEL ALGORITMO .....	309
6.5. COMPARACIÓN DE CRITERIOS RESPECTO A PUENTES NETWORK EN OBRA NUEVA .....	310
6.6. COMPARACIÓN DE RECOMENDACIONES DE DISEÑO.....	314
6.7. COMPARACIÓN ECONÓMICA/CONSTRUCTIVA.....	324
<b>CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>329</b>
7.1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN DE LA TÉCNICA DE REFUERZO .....	330
7.2. CONCLUSIONES RELATIVAS AL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	332
7.3. CONCLUSIONES RESPECTO AL MODELO DE ANÁLISIS TEMEGA .....	332
7.4. CONCLUSIONES RELATIVAS A LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.....	333
7.5. CONCLUSIONES RELATIVAS AL COMPORTAMIENTO EN SERVICIO .....	336
7.5.1. <i>Estudio del puente San Luis en servicio</i> .....	337
7.5.2. <i>Estudio del puente Puangue en servicio</i> .....	337
7.6. CONCLUSIONES GENERALES Y CRITERIOS DE DISEÑO.....	338
7.7. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....	342
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>343</b>
<b>ANEJO I: MÉTODO CONSTRUCTIVO, PRUEBA Y ERROR .....</b>	<b>353</b>
I.1. ANÁLISIS MEDIANTE TESADO DE PÉNDOLAS VERTICALES .....	356
I.2. ANÁLISIS MEDIANTE TESADO INCLINADO .....	362
<b>ANEJO II: MANUAL DE USUARIO TEMEGA .....</b>	<b>381</b>
II.1. DESARROLLO Y COMPORTAMIENTO DEL ALGORITMO .....	382
II.2. MODIFICACIONES ALGORITMO TEMEGA.....	427
II.2.1. <i>Modificaciones al módulo constructivo y levantamiento</i> .....	428
<b>ANEJO III: TEMEGA (MÓDULO NETWORK) .....</b>	<b>435</b>
III.1. INCORPORACIÓN DE UN CRITERIO DEL TESADO FINAL DE LAS PÉNDOLAS NETWORK .....	436
<b>ANEJO IV: EFECTOS EN EL BORDE DEL TABLERO .....</b>	<b>453</b>

# **CAPÍTULO 1:**

## **INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS**

## 1.1. Presentación

Uno de los problemas más importantes que presentan los puentes que atraviesan cauces de ríos es la socavación de sus pilas. Las consecuencias son de variada gravedad, pero sin duda la más importante es el colapso total de la estructura, generando elevados costos humanos y económicos. A raíz de ello se han implementado diversos sistemas de inspección, monitorización y mantenimiento de la infraestructura sumergida de puentes, no correctamente aplicados en muchos países. Adicionalmente, las cargas excepcionales y accidentales que se suman a estas patologías, hacen sumamente vulnerable este tipo de puentes. En efecto, existen varias estadísticas a nivel mundial que confirman este hecho. El trabajo desarrollado por Muñoz & Valbuena (2006) plantea que el 70% de los colapsos de puentes tienen causa en la acción hidráulica, donde la socavación alcanza un 35%. Según Seaurz (2006), se apoyan estas estadísticas al plantear que “En una estadística de 1976 sobre las causas de fallo ó rotura de 143 puentes en todo el mundo, resultó 1 fallo debido a corrosión, 4 a la fatiga, 4 al viento, 5 a un diseño inadecuado, 11 a los terremotos, 12 a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallos fueron por sobrecarga e impacto de embarcaciones, 22 por materiales o ejecución defectuosos y finalmente 70 fallos fueron causados por las avenidas (de los cuales 66 fueron debido a la socavación, un 46 % del total)”.

Estas estadísticas se ven reflejadas en Chile y otros países andinos, donde uno de los problemas más comunes es la socavación en sus pilas. La reparación y refuerzo son frecuentes y generan altos costos económicos. El daño producido por la acción de las corrientes de los ríos andinos es importante, porque son ríos de tipo torrencial capaces de mover rocas de gran tamaño. Estos factores inducen un alto riesgo en las pilas, las cuales son erosionadas y destruidas con el paso de la corriente. Esta condición es extremadamente peligrosa en países con una alta actividad sísmica, obligando a una constantemente monitorización, reparación y refuerzo mediante recrecidos de hormigón y pilotes. Por esta razón, el Ministerio de Obras Públicas de Chile, mediante el Departamento de Puentes y el Sub-departamento de Mantenimiento han promovido el estudio y desarrollo de alternativas de refuerzo para este tipo de daño.

Dentro de los mecanismos de mitigación de estos problemas se han desarrollado diversas técnicas de refuerzo y reparación, que en muchos casos logran prolongar la vida en servicio de la estructura. Sin embargo, muchas de ellas presentan dificultades de ejecución y costo, sin intervenir en la real causa del problema, no por un error en el diagnóstico, sino más bien porque el problema está asociado al emplazamiento del puente o a la obstrucción del flujo por las pilas. Estas circunstancias son el motivo fundamental para buscar una solución más definitiva al problema de socavación, más sostenible: social, ambiental y económicamente.

En el presente trabajo, se plantea el refuerzo de puentes de luz pequeña y mediana, de varios vanos, con tipología de viga continua, planteando la modificación del esquema estático mediante la construcción de un arco tipo network, en el cual, el tablero existente pasa a ser el tirante. Esto permite suprimir los apoyos o pilas intermedias, generando un único vano, eliminando de esta manera los problemas de socavación.

Esta nueva alternativa de refuerzo es sostenible, debido a que reduce el riesgo de futuros problemas de costes de reparación en infraestructura, evitando repetitivos y costosos refuerzos. Además entrega un valor adicional al concepto de reparación y refuerzo, proveyendo una mayor presencia estética a la estructura.

Por lo tanto la propuesta se enmarca en una filosofía de reparación y refuerzo de puentes con énfasis en la reutilización de los elementos, permitiendo una mejora estructural y económica que, en ocasiones justificadas, entregue un valor estético adicional.

## 1.2. Antecedentes del Método

Actualmente este concepto de refuerzo sólo ha sido estudiado y desarrollado por el autor (Valenzuela 2010) y por (Rongish 2011) en relación al comportamiento sísmico. Por esta razón, no existe mucha documentación directamente relacionada con esta idea. Sin embargo, existen antecedentes que permiten justificar y apoyar el concepto del cambio estático a partir del problema de la socavación y daños mediante tres etapas de intervención: Diseño – Refuerzo – Reemplazo. Cada uno de ellos se ve reflejado en los tres casos expuestos a continuación.

El acueducto Tempul del año 1926 (Figura 1. 1) sobre el río Guadalete en España, corresponde a un puente atirantado construido para el reemplazo de un antiguo puente destruido por una avenida del río, el cual se apoyaba en pilas cada 20 metros cimentadas en suelos no adecuados por lo que requería de una solución de pilotaje profundo. De tal manera, la alternativa fue la eliminación de pilas intermedias, colocando como sistemas de apoyos del vano los tirantes de acero. El sistema constructivo consideró el uso de gatos hidráulicos para producir la tensión necesaria en los cables para realizar el despeje del tablero respecto a la cimbra (Arenas de Pablo 1999).

Este primer ejemplo permite recoger la posibilidad del uso de péndolas o tirantes que restituyan la labor de las pilas, es decir, utilizar la idea de apoyos elásticos entregada por los tirantes en la posición de las pilas, e incluyendo una disposición inclinadas. Adicionalmente, el método constructivo permite el despeje del tablero del puente de la estructura soportante, en este caso de la cimbra. Finalmente, la enseñanza de este cambio de tipología, se orienta a que en sectores con problemas de socavación o deficiencias en los terrenos de cimentación es importante buscar alternativas de esquemas estáticos diferentes a los convencionales de tramo recto que permitan reducir los problemas de infraestructura.



Figura 1. 1. Puente atirantado de Tempul.

El segundo caso en estudio es el puente Karolinen, ubicado sobre el río Salzach, Salzburgo, Austria (Figura 1. 2). El puente original corresponde a un puente de vigas de acero con 3 vanos continuos construido en 1939. Al detectarse un aumento de tránsito y la incapacidad resistente del puente para soportarlo se realizó un refuerzo alternativo mediante la construcción de un arco tubular con péndolas y tablero inferior, descargando la estructura existente y aportando un valor estético a la solución (Unterweger 2008). A pesar de que el refuerzo se realiza para un problema de capacidad de las antiguas vigas y por lo tanto no hay eliminación de las pilas, es posible rescatar algunas consideraciones para la propuesta de este estudio. La primera corresponde a un aspecto de motivación, pues permite observar que el refuerzo de



antiguas estructuras puede realizarse mediante soluciones alternativas dentro de una categoría de modernización. Adicionalmente, llama la atención el uso de arcos atirantados, en detrimento del uso de vigas o celosías, lo cual permite ver la componente estética que aporta el refuerzo. Respecto al método constructivo, la técnica empleada en el puente Karolinen fue realizada sin el uso de cimbrado y manteniendo el servicio de tránsito durante casi toda la obra, lo cual es interesante respecto al tema de costos indirectos y a los problemas de los trabajos en el cauce. Finalmente, la disposición de los elementos permite recoger consideraciones tecnológicas como el sistema de conexiones de las péndolas y el uso de configuraciones de péndolas que combinen aspectos estéticos y estructurales (tipo de péndola triangulada).

Claramente la aplicación de este tipo de refuerzo es una etapa intermedia en la generación de la idea propuesta en este trabajo, pues la aplicación de arcos como refuerzo necesita el paso siguiente que es la eliminación de las pilas.



Figura 1. 2. Puente Karolinen en Salzburgo.

Para dar ese paso, el refuerzo debe cumplir un conjunto de requisitos que condicionen y justifiquen la aplicación de la nueva técnica, siguiendo la línea de pensamiento desarrollada por Van Bogaert (2004). Para el caso propuesto en el capítulo 2 se detallan algunas de estas condiciones, de las cuales se destacan las patologías por socavación, problemas de monitorización y control de la durabilidad de pilas.

El tercer caso de estudio corresponde al puente Bolognesi (Figura 1. 3), ubicado en Piura, Perú, sobre el río del mismo nombre, el cual tras las intensas lluvias de 1998 colapsó debido al pobre diseño de las cimentaciones. La solución tras la caída fue la reconstrucción del puente modificando su tipología eligiéndose un arco atirantado con tablero suspendido y péndolas verticales, con un único vano de 130 metros sin apoyos en el río.



Figura 1. 3. Puente Bolognesi: Colapso y reemplazo.

En este ejemplo, se muestran claramente los dos fundamentos del proyecto de refuerzo propuesto. El primero corresponde al grave problema de la socavación, especialmente cuando no se tiene un diseño hidráulico claro y existe una vulnerabilidad por el condicionante de la naturaleza. El segundo es la aplicación de una solución con una tipología cercana a la propuesta, con buenos resultados al reducir futuros problemas por daños producidos por el cauce del río y evitar los costes humanos y económicos que en el caso del puente Bolognesi desafortunadamente existieron.

El balance de los tres casos permite sentar las bases de conocimiento para la aplicación del refuerzo, a partir de un uso adecuado del sistema de péndolas como restitución de los apoyos eliminados, la aplicación estética y estructural de los arcos como elementos que amplían los vanos libres, siendo conocida y aplicable la tecnología para su implementación y finalmente, comprender que los problemas de socavación pueden minimizarse (incluso eliminarse) si se evita obstaculizar el cauce natural del río.

A partir de ello, la aplicación del refuerzo alternativo va más allá que la solución entregada por el puente Bolognesi, debido a que al realizar el refuerzo antes del colapso permite transformar un puente con vulnerabilidad de socavación en otro sin problemas a futuro, eliminando la componente de costes humanos producto del colapso de la estructura y evitando el coste económico directo de la reconstrucción del puente y los indirectos asociados al corte del tránsito por la vías. También se puede reutilizar parte de la estructura antigua (tablero) y planificarse el momento de la aplicación del refuerzo incluyendo en el proyecto la reutilización como residuos de las pilas eliminadas. En cambio, si el refuerzo no considerase el cambio de tipología es muy probable un aumento de los costes de mantenimiento asociados a las sucesivas reparaciones e inspecciones realizadas a la infraestructura.

### **1.3. Razón de ser**

El presente estudio pretende concluir sobre la factibilidad de realizar un refuerzo mediante el cambio del esquema estático de puentes de pequeña y mediana longitud, utilizando para ello un arco atirantado con péndolas network en colaboración con péndolas verticales. Esto a partir de los estudios realizados en la Tesina de Master elaborada por el autor (Valenzuela 2010). A partir de las conclusiones del citado trabajo, se han determinado una metodología y procedimiento de cálculo que muestran la interdependencia de muchas de las variables y la influencia que tienen en cada uno de los elementos, mostrando la complejidad de este tipo de estudio.

Sin embargo, el trabajo realizado en Valenzuela (2010) no permitió realizar un estudio definitivo del tema. En consecuencia, se determinaron dos líneas de investigación en las que era necesario profundizar:

- a) Se debe realizar un estudio analítico y estadístico de las variables que influyen en el cambio del esquema estático y que permiten validar el método. Con ello toman relevancia los factores que actúan en el método constructivo, tanto en lo referente a modificaciones estructurales como en la secuencia de tesado. El estudio detallado de ello y la posibilidad de generalizar mediante métodos de optimización se hicieron evidentes.
- b) Adicionalmente se hacían necesarios unos criterios básicos de diseño preliminar para este tipo de refuerzo. Entre ellos destacan a nivel estructural, el comportamiento del arco y del tablero, la determinación de conexiones y el estudio dinámico de la estructura. A nivel

económico debe realizarse una comparación de costes con otros métodos de reparación que avale su aplicación.

## 1.4. Objetivos

El objetivo general de esta tesis es el de dar respuesta a los dos puntos señalados con anterioridad, es decir, la sistematización de esta nueva técnica de refuerzo, incluyendo con ello el estudio estructural y tecnológico, observando y concluyendo con una serie de criterios preliminares de diseño y la factibilidad del proceso constructivo. Esto permitirá reducir los costos de mantenimiento y reparación de puentes carreteros con estas patologías, en países que presenten este tipo problemas.

En particular los estudios que se proponen para conseguir este objetivo corresponden a:

- a) Realizar un estudio estadístico y optimización por métodos no clásicos de las variables identificadas en este estudio, tanto en la fase constructiva como en servicio.
- b) Estudiar el comportamiento estático y dinámico en las fases de refuerzo (considerando diseño y comprobación a cargas sísmicas).
- c) Definir un conjunto de parámetros necesarios para determinar los criterios básicos para un diseño del refuerzo.
- d) Describir los elementos tecnológicos de uniones y conexiones.
- e) Cuantificación de costes del método propuesto y comparación con otros métodos convencionales.

Para lograr dichos objetivos, se plantea el desarrollo del documento en dos grandes apartados: Estado del conocimiento y Aplicación. Estos a su vez se dividen en subcapítulos que detallan los temas principales de reparación y refuerzo de puentes, y las descripciones de proyecto, su aplicación y diseño.

Para el desarrollo del estado del conocimiento se presenta el capítulo 2, donde se realiza un estudio mediante análisis y discusión bibliográfica, permitiendo obtener un marco teórico sobre las justificaciones, necesidades y requerimientos para realizar el refuerzo utilizando arcos network. Adicionalmente, el estudio pone énfasis en la identificación de las características fundamentales para la estructuración de puentes network y las formas constructivas de este tipo de puentes

El segundo gran tema corresponde a la aplicación, la cual, a partir de la base teórica, indaga sobre tres aspectos fundamentalmente: método constructivo, estudio paramétrico y análisis en servicio. Cada uno de ellos desarrollados en capítulos consecutivos.

En el capítulo 3, se plantea el método constructivo, empezando con un análisis de las variables que pueden afectar el refuerzo como son el tipo de péndolas y el orden y tesado de ellas. Adicionalmente, se identifican las dificultades en el proceso de cambio estático del puente, a partir del estudio detallado de cada una de las fases constructivas y de levantamiento del tablero, observándose las dificultades en la obtención de la correcta secuencia de tesado, aplicada mediante el mismo programa de análisis estructural. Todo ello permite obtener un conjunto de límites, dificultades y criterios, específicos para la conversión del puente mediante arcos network.

En el capítulo 4, se desarrolla un estudio paramétrico del problema mediante modificaciones a las variables obtenidas del caso particular del puente San Luis y Puangue

utilizando una herramienta de optimización mediante algoritmos genéticos en interacción con un programa de análisis estructural. Evidentemente, los parámetros escogidos están acotados y dirigidos siempre a un conjunto de casos representativos de puentes que pueden ser reforzados y que siguen las recomendaciones de puentes en arco atirantado de obra nueva.

Identificados los parámetros y su influencia se trabaja en el capítulo 5 sobre el comportamiento en servicio de los puentes, realizando una recopilación de los estudios desarrolladas en lo referente a cargas vehiculares y sísmicas, añadiendo un estudio de los comportamientos a cargas estáticas de viento, temperatura, gradiente de temperatura, entre otras bajo la normativas de la AASHTO, el Manual de Carreteras de Chile e incorporando algunas del Eurocódigo, con el fin de tener un amplio espectro de posibles situaciones.

A partir de los casos estudiados, se procede a discutir sobre los resultados obtenidos e identificar los criterios que participan activamente en la decisión de un método factible de refuerzo. Por esta razón, en el capítulo 6 se analizan los rangos de trabajo mediante la herramienta de optimización. Adicionalmente, se definen los criterios para la etapa constructiva, donde se presentan las consideraciones para la fase de preparación, se analiza mediante un estudio multivariable los resultados del estudio paramétrico en la fase de levantamiento y se entrega una discusión de la fase de tesado de péndolas network. El estudio en servicio se analiza para cada elemento determinando las hipótesis de carga predominantes, obteniendo de ello criterios para el diseño. Finalmente, se presenta un estudio de costos y actividades necesarias para la implementación.

Por último, en el capítulo 7 se entrega un compendio de las conclusiones más interesantes del trabajo por cada capítulo.



## **CAPÍTULO 2:**

## **ESTADO DEL ARTE**

## 2.1. Introducción

El presente capítulo entrega un conjunto de conceptos para entender la necesidad de un cambio en la forma de reforzar los puentes. Por este motivo, el objetivo se focaliza en proponer una alternativa de refuerzo que contenga intrínsecamente los requisitos que justifiquen su implementación y permitan llevarlo a buen final. La principal guía de este capítulo corresponde al trabajo de Tesina de Master, realizada por el autor en la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) (Valenzuela 2010), a la cual puede remitirse para obtener mayor detalle de estos temas.

El capítulo presenta dos líneas de trabajo:

a) Criterios de selección de puentes: para poder realizar un adecuado refuerzo mediante arco atirantado; dividiéndose en 6 grupos temáticos que se resumen en la (Figura 2. 1).

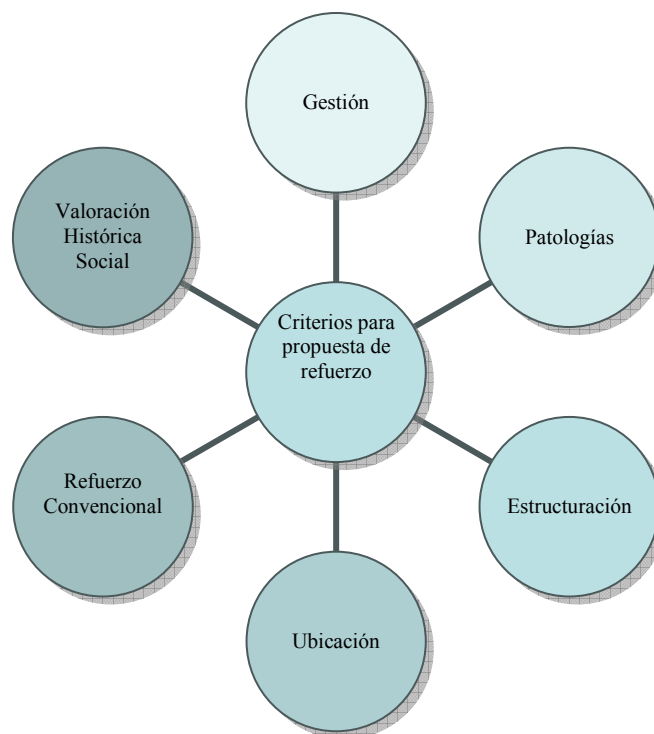


Figura 2. 1. Diagrama de los grupos de decisión sobre el refuerzo alternativo.

La importancia de la gestión de las reparaciones y refuerzos se focaliza en la definición de esta nueva técnica, el momento en que debe aplicarse y la ubicación dentro de un proceso de evaluación de alternativas.

Las patologías se centran en el estudio de problemas en puentes de hormigón armado, debido a las posibles reparaciones en el tablero, pero también a las condiciones de los sistemas de soporte. Por esta razón, el énfasis se focaliza en las formas y causas que provocan la socavación en los puentes. El estudio pretende mostrar los efectos que puede generar el mal diagnóstico de una socavación y las ventajas que presenta la eliminación de pilas en el cauce del río.

Conocidos los problemas a los que se enfrenta la nueva técnica y las posibles patologías, se entrega un conjunto de materiales y técnicas que permiten la reparación y mantenimiento de

los puentes, resaltando su uso habitual y, bajo el prisma de la nueva alternativa de refuerzo, su utilidad como materiales y técnicas complementarias.

Junto con la reparación se presentan las técnicas de refuerzo usuales en puentes, a modo de identificar aquellas que pueden ser utilizadas de forma complementaria en la propuesta. También se estudia con mayor énfasis los refuerzos relacionados con temas de pilas y cimentaciones, debido al interés comparativo entre ellas y la alternativa de arcos atirantados.

A estos factores se le agregan los de emplazamiento del puente y las consecuencias que ello tiene, tanto en la valoración histórico-social como en la integración con el entorno (valor estético).

b) Análisis estructural de las dos tipologías de puentes involucradas en el refuerzo. Lo cual toma sentido en una visión general de los esquemas estáticos en estudio, relacionando los del puente original y del puente reforzado, a saber: puentes de mediana luz de tramo recto continuo y puentes en arco atirantado con tablero inferior, haciendo una reseña a sus capacidades resistentes, comportamiento estructural y diferencias constructivas.

## **2.2. Gestión de reparación y refuerzo**

El aumento de obras existentes en la red vial hace necesaria una adecuada gestión de las estructuras, con el objetivo de realizar intervenciones que optimicen los recursos invertidos a través de la ampliación de la vida útil y la solución de las nuevas condiciones de explotación de ellas (aumento intensidad de tráfico, exigencias de seguridad, fallos estructurales, entre otros) (Parson Brinckerhoff 1993).

La dificultad presente en los grupos de reparación y mantenimiento, no sólo se asocia al gran número de estructuras en las cuales actuar, sino también a las posibles dificultades técnicas en la conservación y mantenimiento. Entre ellos destaca el seguimiento y conservación de nuevas tipologías y materiales con el debido desarrollo de equipos cualificados que conozcan estas nuevas realidades, que incluso deben hacer frente a reparaciones bajo situaciones y tipologías singulares de las estructuras.

La combinación de estas condiciones induce la realización de técnicas que cumplan no sólo con la reparación puntual, sino que eviten una actuación reiterativa, en favor del tiempo necesario y de la optimización de los recursos; por lo que en términos de proyecto de reparación es igualmente aplicable la “Regla de Sitter” (Manterola 1991).

La correcta gestión de las estructuras puede seguir el programa desarrollado por el Ministerio de Fomento de España, la que incluye actividades de refuerzo y mejora de elementos, considerando como tarea el proceso de inventario de estructuras dentro de un proceso de inspecciones sistemáticas referidas a un nivel al menos principal (Ortega 1991). Dentro de este programa puede enmarcarse el proyecto de reparación mediante el cambio del esquema estático, para lo cuál no puede dejarse de realizar, al momento de la toma de decisión del método de refuerzo, un análisis adicional que incluya: evaluación de daños, determinación de costos, control y seguimiento, entre otros, así también la evaluación de la estructura y el establecimiento de prioridades de reparación.



### 2.2.1. Inspección por socavación

Dentro del área de la gestión de obras, la inspección de problemas de socavación en puentes es uno de los temas de mayor dificultad, producto de la ubicación de los elementos y las propias condiciones de trabajo. Por ello, la inspección requiere de un estudio especializado y particular que repercute directamente en los costos.

El correcto diagnóstico de la patología no sólo se limita a informes existentes (anteriores daños detectados) o a la simple visualización del problema, sino que requiere la aplicación de técnicas y estudios adicionales producto de que el daño queda oculto tanto por tierra y/o por el agua (Pearsons Brinckerhoff 1993).

Estas dificultades hacen que muchos puentes sean vulnerables a daños más importantes o incluso al colapso frente a acciones normales o cargas accidentales, por la falta de detección del problema y la poca regularidad en la inspección, tanto en tiempo como en forma (Thoft-Christensen 1996, Wenzel 2009). La regularidad de la inspección también se ve afectada cuando la estructura ha sido rehabilitada con anterioridad, aumentando los factores de riesgo. A ello se suma la necesidad específica de inspección bajo el agua (particularmente en aguas profundas) (White et al. 1992) y que el sector de estudio no se limite a la estructura sino que incluya las condiciones de contorno: el cauce del río.

Adicionalmente, la inspección no sólo se limita a lo visual o táctil, sino que debe incluir estudios detallados frente a la posibilidad de daños ocultos, buscando definir, con el menor grado de subjetividad, la susceptibilidad de socavación, de donde se desprende el criterio de selección para proyectos de refuerzo (Mallett 1994).

A partir de la inspección y de la constatación del daño, los programas de actuación frente a problemas severos indican la necesidad de refuerzos convencionales, o bien bajo el prisma de esta propuesta el estudio de la alternativa de refuerzo, evitando en casos extremos el reemplazo del puente. Por lo tanto, según la clasificación de etapas de intervención entregadas por Radomski (2002), el refuerzo mediante arcos atirantados incluye cada una de ellas (reparación, refuerzo, mejoramiento resistente, entre otros), englobadas en el concepto de modernización o re-tipología (Valenzuela 2010), con especial interés en reutilizar y rehabilitar la mayor parte de los elementos del puente.

A partir de la clasificación entregada y las características del método de refuerzo propuesto, se presenta en la (Figura 2. 2) un resumen esquemático de los principales factores que permiten la elección de este método.

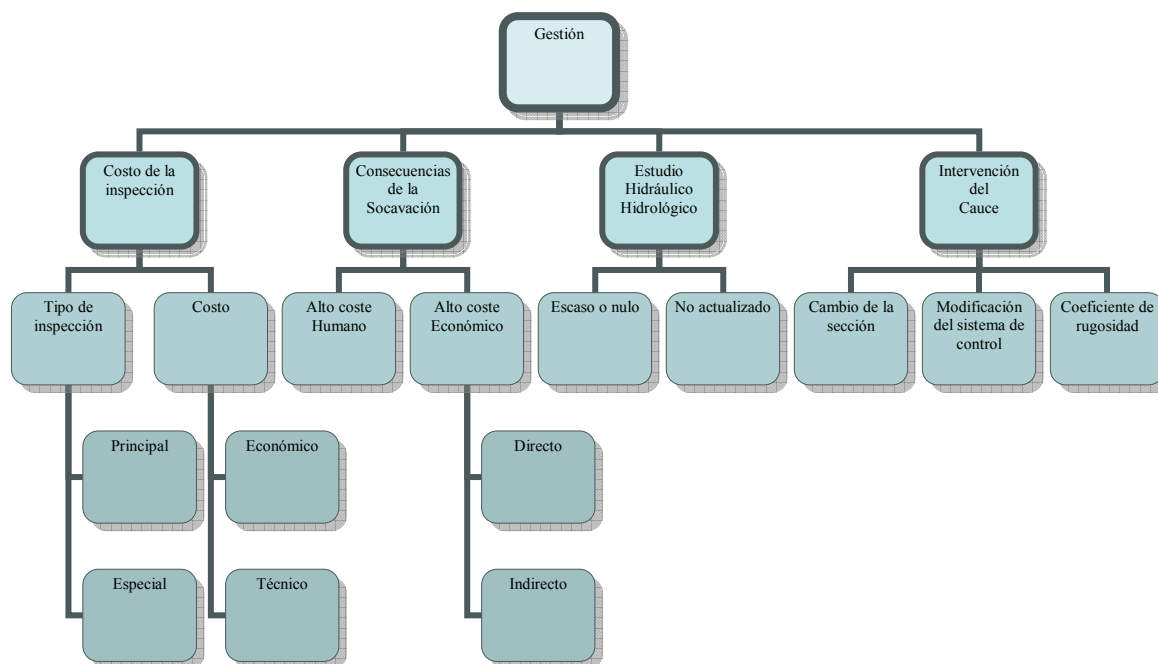


Figura 2. 2. Diagrama resumen sobre la gestión de refuerzo de puentes.

### 2.3. Patologías en puentes

En vista de las características de los puentes analizados en este trabajo y de la intensidad de la construcción de este tipo de estructuras (Bermúdez 2007), el estudio de las patologías se centra en el hormigón armado. El análisis debe incluir dos grupos de consideraciones, por un lado las condiciones del tablero como elemento principal a reutilizar y en segundo lugar los daños presentados en la infraestructura, específicamente relacionados con los problemas de socavación y erosión. Por lo tanto, pueden resumirse las patologías en: pérdidas de resistencia y vida útil por la corrosión de armaduras y fisuración por exceso de cargas aplicadas, y en los problemas relacionados con cargas accidentales y socavación (Mallett 1994).

Para la decisión del uso de elementos y la condición del material es necesario seguir el modelo de Tutti, en relación a determinar el nivel inaceptable de problemas de corrosión (por cloruros o carbonatación) (Casas & Hostalet 2008, Cobo 2001), lo que permite decidir sobre la reutilización del tablero. Su determinación es fundamental de cara a detectar las causas primeras de los daños y patologías del material, permitiendo una correcta intervención (proyecto de reparación y refuerzo).

Las principales patologías presentan síntomas como fisuraciones, eflorescencias, manchas, oquedades o desprendimientos de material, los cuales correctamente detectados, facilitan definir la técnica y material más adecuados de reparación (Pearsons Brinckerhoff 1993). Conocidos los síntomas, las patologías pueden clasificarse en dos grupos: químicas y físicas.

Las químicas se asocian fundamentalmente al deterioro de la armadura mediante el proceso de corrosión, la cuál genera altos costos de reparación y la necesidad de reemplazo de elementos en un gran número de estructuras (Helene & Pereira 2003, Fernández Canovas 2004). Otra forma de corrosión se asocia al ataque por cloruros, tanto externos (por ambientes marinos o uso de sales en la estructura) como internos, incorporados en la fase de preparación del material (Cordero 2005). La principal zona donde se presenta esta patología corresponde al sector de humedad variable (encepados o pilas). Otro factor químico que facilita las patologías es la pérdida de alcalinidad en el hormigón, encargado de mantener la capa protectora pasiva de la armadura (Andrade et al. 1996), y que está relacionado con la acción del dióxido de carbono en el proceso de envejecimiento del hormigón. A estos factores se suman un gran número de agentes que inducen la corrosión en el hormigón armado, los cuales tienen como principal medio el agua (en forma de gas, líquido o sólido), destacándose los gases sulfhídricos, sulfatos o yesos, y el óxido de nitrógeno. Estos ataques químicos pueden diferenciarse en tres grupos según el intercambio entre el medio y el hormigón: hidrólisis-lixiviación (típico en pilares en ríos), reacción de intercambio iónico y reacción expansiva. Adicionalmente, se puede ver la formación de taumasita (poco frecuente), pero posible en pilas de puentes con presencia de agua con alto contenido de dióxido de carbono. Finalmente, pueden incluirse las reacciones con los agregados (álcali-árido), con síntomas como la presencia de expansiones, fisuras o explosiones del material, exudaciones, entre otros (Mallett 1994), siendo fundamental detectar la reactividad de los áridos de cara a generar un adecuado método de reparación.

El segundo grupo corresponde a las acciones físicas sobre la estructura, considerándose entre ellas los procesos de cargas exteriores mecánicas, asociadas a acciones humanas (colisiones, modificación del medio, entre otros) o bien a la propia acción del medio (flujos de cauces, avenidas, entre otros). Otro factor importante es el cambio de temperatura y humedad, que se asocia con los problemas de fisuración de los elementos, convirtiéndose en vía de acceso para agentes químicos agresivos, entre los que se destaca el efecto del ciclo hielo-deshielo. A ello se puede sumar la abrasión y desgaste de los elementos debido al flujo constante de agua o vehículos.

Estas acciones generan patologías en todo tipo de estructuras, y en particular en puentes de hormigón armado, presentándose en la (Tabla 2. 1) un resumen de las causas y efectos que más los afectan (Contreras & Valenzuela 2009).

Tabla 2. 1. Causas y patologías de puentes.

Síntomas	Grietas y fisuras	Deterioro del hormigón	Cimentación socavadas	Pilas erosionadas	Muros con deslizamiento	Fallos en apoyos	Fallos en juntas
Cargas Superiores	X				X	X	
Material baja calidad	X	X					X
Errores de cálculo	X		X			X	X
Errores de ejecución	X		X		X		
Deslizamientos del terreno	X				X		
Temperaturas extremas	X	X					
Daños por raíces	X				X		
Mal vibrado	X	X					
Mal curado	X						
Errores en cimentación	X		X				
Pérdidas de recubrimiento		X					
Falta impermeabilización		X					
Contaminación áridos		X					
Ciclo hielo-deshielo		X					
Depósito de sales		X					
Carencia soleras			X				
Acción continua agua			X	X			
Riadas			X		X		
Carencia tajamares				X			
Mala compactación terreno					X		
Daño por tráfico							X

Finalmente, se entrega un resumen esquemático de las acciones patológicas básicas para la intervención de puentes mediante el refuerzo propuesto (Figura 2. 3).

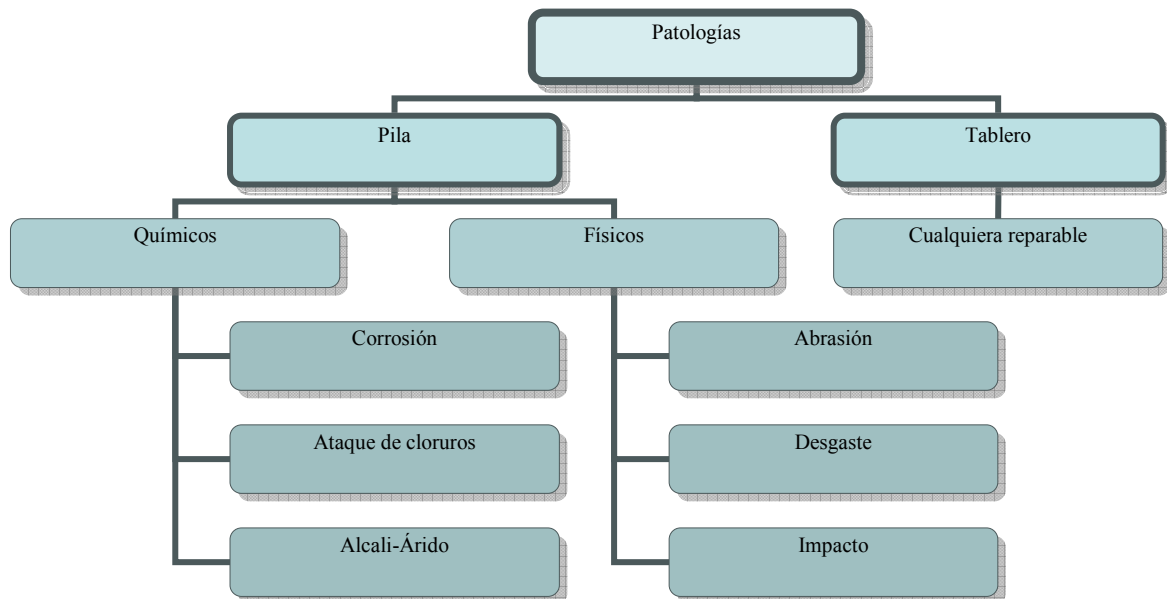


Figura 2. 3. Esquema de las patologías básicas para el método propuesto.

### 2.3.1. La socavación

Dentro del estudio de las patologías que afectan a los puentes, la más relevante para el método propuesto es la socavación y daño en las pilas. En el capítulo 1 ya se ha mencionado la relevancia que tiene esta patología en relación a los costos y daños colaterales que induce en los puentes a nivel mundial, entre los que puede añadirse los estudios de Young, et al (1993) y Stein, et al. (1999) en relación a los costes de reconstrucción tras el colapso de estructuras (Muñoz & Valbuena 2006).

Para sensibilizar sobre el peligro de esta patología y resaltar la importancia de la detección y la solución de ésta en puentes carreteros y de ferrocarril, se presenta un conjunto de casos de puentes colapsados, parcial o totalmente, en diferentes partes del mundo, describiendo e identificando las causas y consecuencias de la caída.

En primer lugar se presenta la (Tabla 2. 2) con los casos de colapso de puentes de ferrocarril. Los puentes Tagiwai y Kulai se aprecian en las (Figura 2. 4, Figura 2. 5) respectivamente.

Tabla 2. 2. Ejemplos de puentes de ferrocarril colapsados.

Nombre Puente	País	Ubicación	Colapso	Fecha	Causa	Consecuencia
Tangiwai	Nueva Zelanda	Karioi	Total	dic-53	Flujo masivo de hielo y ceniza volcánica (Ihares) Socavación de la mitad de las pilas previamente Pila 4 demolida y 5 dañada Defensas de bloques inadecuadas	151 personas muertas
Glanrhyd	Gales	Llandeilo	Total	oct-87	Crecida del río Socavación pila soporte Arrastre del puente	4 personas muertas Construcción puente: Celosía sin pilas
Kulai	Malasia	Kuala Lumpur-Singapur	Total	2005	Arrastre por avenida Fuertes corrientes	Costo económico
Katerini	Grecia	Katerini	Parcial	1972	Socavación Inundaciones y sobrecarga de tren	1 persona muerta



Figura 2. 4. Colapso del puente sobre Tangiwai [[www.search.tvnz.co.nz](http://www.search.tvnz.co.nz)]



Figura 2. 5. Colapso puente cerca de Kulai. [[www.thestar.com.my](http://www.thestar.com.my)]

De la misma forma se presenta en la (Tabla 2. 3) casos de puentes carreteros que han sufrido el colapso producto de la pérdida de soporte en sus pilas. Los puentes Magarola, Schoharie Creek, Hintze Ribeiro (Bailey et al. 2002) y Broadmeadow se aprecian en las (Figura 2. 6, Figura 2. 7, Figura 2. 8, Figura 2. 9) respectivamente.

Tabla 2. 3. Ejemplos de puentes carreteros colapsados.

<b>Nombre Puente</b>	<b>País</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Colapso</b>	<b>Fecha</b>	<b>Causa</b>	<b>Consecuencia</b>
Jorge Gaitán Duran	Colombia	Río Pamplonita	Total	nov-96	Socavación pila N°2	Costo económico Eliminación pila. Construcción puente 1 vano
Schoharie Creek	Estados Unidos	Nueva York	Total	abr-87	Avenida de deshielo con flujo retorno 50 años Socavación pila N°2 Escolleras de protección inadecuada Falta de inspección y mantenimiento	Costo económico
Hintze Ribeiro	Portugal	Río Douro	Total	mar-01	Estabilidad pilas Extracciones ilegales	70 personas muertas
Loncomilla	Chile	Río Maule	Parcial	nov-04	Mala cimentación de pila Falta de estudio hidráulico y geotécnico	8 personas heridas
Puerto Beirut	Líbano	Bourj-Hammoud	Total	2005	Incremento nivel aguas Corrimiento de las cimentaciones	Costo económico
Lee Roy Selmon	Estados Unidos	Tampa Bay	Parcial	2004	Fase construcción Agujero bajo la pila	Costo económico
Giers	Francia	Río Rhone en Givors	Parcial	2003	Aumento de las aguas Destrucción de las fundaciones	Costo económico
Cicero	Italia	Río Mazarra	Parcial	1993	Destrucción de 3 pilas por inundación	4 personas muertas 1 persona herida
Wassen	Suiza	Río Reuss	Parcial	1987	Inundación Socavación de de las pilas	Costo económico
Hillerod	Dinamarca		Parcial	1972	Asentamiento pila de cimentación	Costo económico
Kaoping	Taiwan	Río Kaoping	Parcial	2000	Erosión del cauce Socavación de pilas Contrafuertes mal protegidos Excavaciones ilegales Presa con reorientación del flujo del río.	22 personas heridas
Broadmeadow	Irlanda	Estuario Broadmeadow	Parcial	2009	Socavación y erosión Fondo marino	Costo económico
Magarola	España	Riera Magarola	Total	2000	Socavación 2 pilas	2 personas muertas



Figura 2. 6. Colapso puente Magarola.



Figura 2. 7. Colapso del puente sobre Schoharie Creek. [Ref. [www.bb.ustc.edu.cn](http://www.bb.ustc.edu.cn)]



Figura 2. 8. Colapso del puente Hintze Ribeiro. [Ref. [www.lumq.com](http://www.lumq.com)]





Figura 2. 9. Colapso del Puente sobre Broadmeadow.

Tal como queda reflejado, el costo que implica el colapso de un puente es altísimo, tanto por las pérdidas humanas como económicas. Por ello, el control de la socavación debe ser un tema prioritario, más aún si se considera que la mayoría de las normativas y regulaciones referentes al control y prevención de las acciones hidráulicas tienen su origen en la década de los 70, Neill, C. (1973) con las guías hidráulicas de puentes y posteriormente con la aparición de los manuales de evaluación de socavación (HEC-18, entre otros).

El enfoque de estas guías se relaciona con el problema de socavación y erosión de pilas, en relación a la durabilidad de la estructura, las condiciones hidráulicas y de suelo. En lo hidráulico se hace referencia al estudio del emplazamiento del puente y la disposición de los puntos de apoyo en el lecho del río (Martin-Vide 2002). Estas consideraciones deben estar basadas en el conocimiento de los diferentes tipos de ríos, a saber, confinados por tres lados, confinados por dos lados, confinados por un lado, o no confinados. Cada uno de ellos presenta condiciones para generar procesos de socavación o erosión en las pilas. Sólo por citar un par de ellos, en el caso de ríos confinados, generalmente ubicados en zona cordillerana, se presenta una alta probabilidad de arrastres de material rocoso con el consecuente impacto en las pilas. Otro ejemplo es en el caso de ríos confinados en un sólo lado, extremadamente peligrosos por la aparición de “pozones” (Valenzuela 2010) que inducen una importante socavación si se funda ahí una pila.

A partir del estudio de estos tipos de ríos es posible definir las características principales de la hidráulica fluvial, para definir criterios de refuerzos en puentes (Richardson & Davis 2001, MOPU 1988). Entre los puntos a analizar se cuenta con el emplazamiento del puente, la alineación, ancho y altura libre proyectada, incluyendo en todos los casos un estudio hidrológico e hidráulico de la zona. Este tipo de estudios contempla la importancia del puente según la estimación de caudales, la altura de escurrimiento (según coeficiente de Manning) y cálculo del eje hidráulico, de los cuales la identificación del tipo de régimen (río o torrente) es fundamental para realizar los controles y métodos de refuerzo necesarios. Estos factores influyen directamente en la magnitud de la inundación y por lo tanto en el tipo del sistema de refuerzo en las cimentaciones. Un ejemplo de este tipo de efecto es la intromisión de los terraplenes de acceso al caudal o la superficie no hidráulica de las pilas en el cauce.

El cambio del patrón de flujo del río induce los diferentes tipos de erosión y socavación, debido a los cambios de transporte de sedimentos y depósito. Por ello se cataloga en tres tipos: socavación general, local y por contracción, los cuales se aplican tanto en estribos como en pilas.

La socavación general corresponde a la profundización del lecho del río, generalmente ocurrida tras una avenida, removiendo material del lecho, pudiendo modificar el tipo de suelo de apoyo de manera homogénea o heterogénea. El mayor riesgo ocurre cuando el proceso no es

estabilizado (transporte y sedimentación de las gravas), afectando principalmente cuando se realizan procesos de extracción de arenas.

La socavación local es la inducida por la obstrucción de elementos al flujo, provocando alteraciones de la velocidad y la aparición de vórtices que generan los procesos de retiro de material, específicamente en los alrededores de los elementos (pilas o estribos), produciendo el hundimiento o desplazamiento de los apoyos del puente. La incidencia es mayor cuanto menos hidrodinámicos son los elementos, o si éstos se ubican muy cercanos entre sí (IHRB 2006). Una manera de clasificación de este tipo de socavación es mediante el tipo de agua del río, destacándose: aguas claras o aguas con transporte de sedimento, siendo el mayor punto de erosión el provocado en aguas en transición entre estos dos casos.

Finalmente, la socavación por contracción se define como la provocada por el estrechamiento del cauce, por ejemplo con la inclusión de estructuras hidráulicas, ya sea por la intromisión de los estribos o por un número importante de pilas. De la misma manera, este tipo de socavación es diferenciada según el tipo de agua del río.

Estos problemas de socavación se buscan controlar a partir de diferentes mecanismos de defensa fluvial o mediante diseños hidrodinámicos, reduciendo los efectos, aunque sin la posibilidad de eliminarlos.

Los mecanismos de control se pueden dividir en los asociados a las pilas y en estribos. Para el primero de ellos se considera la colocación de enrocados, escollera o acorazado de ripio en el fondo del lecho. La alternativa es el uso de pilotaje profundo, desde el uso de grandes encepados hidrodinámicos hasta los sistemas pila-pilote, recordando que la reducción del área de obstrucción del cauce disminuye proporcionalmente la magnitud de socavación.

En el caso de los estribos, la defensa fluvial más común es la colocación de enrocados aguas arriba del puente para proteger el terraplén. Frente a la socavación por estrechamiento se disponen muros ataguías o enrocados aguas abajo del río, siendo una alternativa las losas de hormigón con espigones para inducir rugosidad al sistema. Por problemas de durabilidad debe evitarse el uso de gaviones. Estos sistemas de defensa, de cara al refuerzo propuesto en este estudio, deben ser considerados como un complemento (Valenzuela 2010).

De la misma manera, la socavación depende del tipo de materiales que componen el lecho del río, siendo la roca el material ideal para la cimentación, aunque lo habitual es encontrar materiales intermedios clasificados entre granos grandes (gravas y arenas) y finos (arcillas y limos) (NCHRP 2004), afectados por diferentes mecanismos de transporte y de socavación (suspensión en la masa del agua, arrastre a saltos o acarreo) (IHRB 2006). En consecuencia, el transporte de material se traduce en dos posibles peligros para el puente: la socavación en relación al material fino y el impacto por el arrastre de material grueso.

A partir del tipo de material, la hidráulica fluvial y la estructuración del puente, la elección del tipo de cimentación permite determinar si es adecuada su construcción y la necesidad de un refuerzo. Las cimentaciones se clasifican en superficiales y profundas, teniendo como axioma básico el apoyo sobre roca o material resistente (Jiménez 1980, MOP-CEDEX 1996).

Entre las cimentaciones superficiales se encuentran las sobre escolleras (generando grandes obstáculos al flujo y por ende importantes socavaciones) y ataguías, las cuales se diferencian a partir de la presencia o ausencia de agua y del tipo de material del suelo, utilizando

desde tierra con núcleo central arcilloso con escollera hasta cajones de hormigón con fondo, con uso de tablestacado hincado.

Las técnicas de cimentaciones profundas se focalizan en el sistema de pilotes, con métodos constructivos que dependen de la trabajabilidad de la zona de aplicación, de tal forma para zonas con calado pequeño puede utilizarse un terraplén artificial, en caso contrario se requiere el uso de medios flotantes. Adicionalmente, los pilotes pueden clasificarse según el método de colocación entre hincados e in-situ, utilizando variados tipos de material, entre ellos madera, acero u hormigón (Jiménez 1980).

Las características del tipo de río, suelo y cimentaciones que inducen la socavación y por lo tanto son condiciones para la aplicación del refuerzo propuesto, se describen de manera esquemática en la (Figura 2. 10), la cual recoge todas las consideraciones previamente expuestas y desarrolladas en Valenzuela (2010).

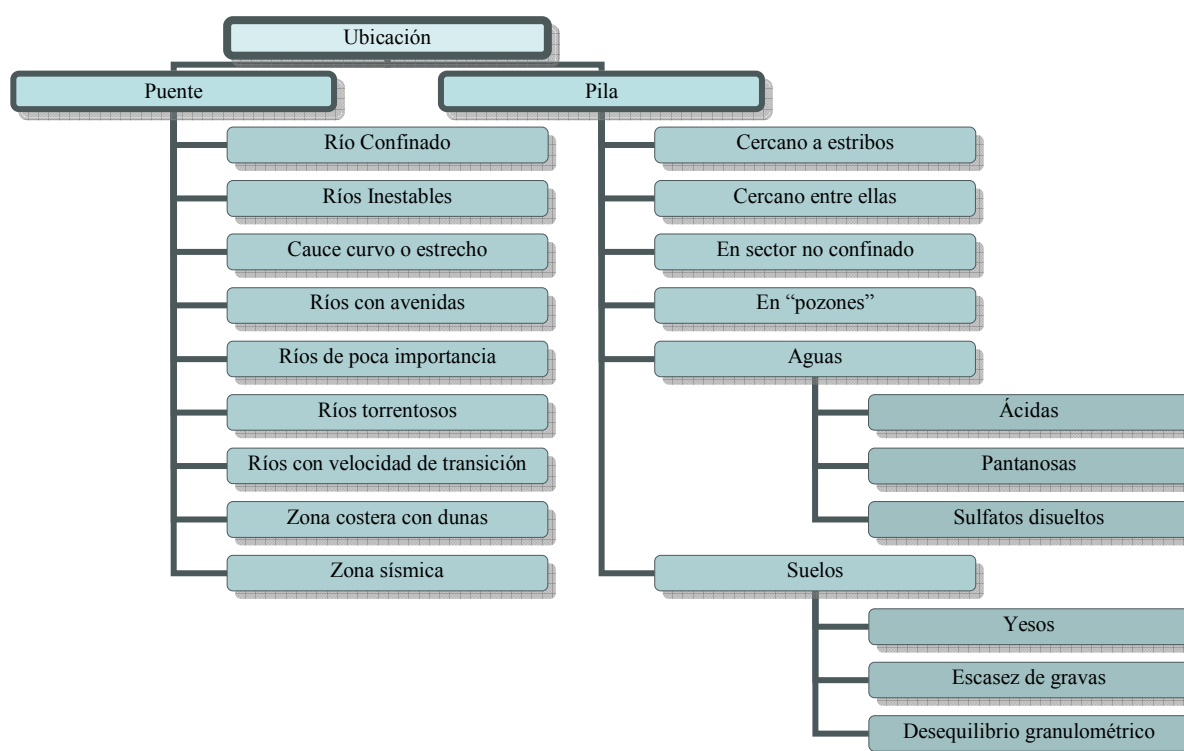


Figura 2. 10. Características del emplazamiento del puente y pilas que propician el refuerzo propuesto

## 2.4. Técnicas y materiales de reparación y refuerzo

Los materiales de reparación se presentan en busca de identificar todos los procedimientos necesarios como complemento para el refuerzo propuesto, su implementación se focaliza en las patologías antes descritas para hormigón estructural.

La (Tabla 2. 4) presenta los materiales de reparación aplicados usualmente en puentes según el elemento y la patología que sufre (Contreras & Valenzuela 2009).

Tabla 2. 4. Materiales de reparación aplicados en puentes.

<b>Material de reparación</b>	<b>Aplicación</b>
Hormigón proyectado	- Sectores inferiores de viga de puente - Lugares de difícil acceso - Grandes superficies
Hormigón prepack (uso de microhormigón)	- Lugares poco accesibles - Recalce de cimentaciones - Relleno de cavidades de cimentaciones - Intervención bajo el agua
Cemento de fosfato de magnesio	- En vías de agua
Cemento aluminosos	- Elementos estancos para sellado inmediato
Hormigones ligeros	- Recrecido de elementos de tablero - Desdoblado de carriles - Peraltado
Mortero seco	- Relleno de pequeñas y profundas superficies
Hormigón autocompactante	- Zonas densamente armadas - Difícil acceso
Hormigones con fibras	- Ménsulas de apoyo - Tableros
Hormigones de alta resistencia	- Parte superior de pilares - Para camas de apoyo de los neoprenos - Reparaciones de vigas pre y postensada
Hormigones mixtos	- Capa superior de puentes - Coronas de estribos - Uniones de tableros de puentes - En pilas (sobre y bajo el agua)
Hormigones poliméricos	- Pequeños espesores - Pequeños tamaños - Zonas de gran desgaste químico y mecánico
Mortero de poliuretano	- Impermeabilización de muros de contención - Inyección de fisuras - Sellante
Mortero de poliéster	- Fijaciones y anclajes - Sectores de baja temperatura
Resinas epoxi	- Relleno de delgadas fisuras - Reparación de oquedades - Relleno de protección en taladros de pernos y anclajes - Protección de armadura de refuerzo - Sellantes de elementos y superficies - Muy usado en vigas, contrafuertes de estribo y zonas de salpicado de agua - Adherente entre hormigones - Parcheado de subestructura sumergida
Masillas epoxídicas	- Inyección de fisuras que no requieren monolitismo - Sellante externo de fisuras
Fibra de vidrio impregnada en resina	- Sellante externo de fisuras
Grouts hidráulicos	- Reparaciones de anclajes - Reparación de grietas - Grietas y fisuras en mapa

La aplicación de cada uno de ellos debe seguir los procesos para obtener una mayor durabilidad, a saber, preparación y limpieza de la superficie (mecánica, térmica o química), impermeabilización y pasivado de armaduras (resina epoxi o de cemento) y protección superficial (polímeros sintéticos o morteros). De la misma forma, la regeneración de la estructura puede utilizar materiales convencionales y/o especiales, según las necesidades por volumen a reparar (hormigones para grandes volúmenes y morteros para pequeños), o por elementos y condiciones de contorno, por ejemplo el uso de hormigones poliméricos y mixtos como adhesivos, mortero de reparación o de revestimiento especialmente en zonas de transición seco-húmedo (pilas y estribos). Dentro de las reparaciones aplicables se puede contar las fisuras (superficiales, profundas o de construcción) mediante inyecciones de masillas o sellado generalmente epoxídico (Torrejón 2001), aunque alternativamente no se descarta el uso de cicratización, ocratizado o grapado.

Por lo tanto, para el refuerzo propuesto se requiere un estudio comparativo entre la reparación mediante técnicas convencionales y las necesarias para la adecuada aplicación del refuerzo propuesto, indicando que la reparación es un imperativo en todos los elementos reutilizados, entre los que se cuenta la superestructura y los elementos de apoyo extremo, mostrándose que muchos de los procedimientos que se evitan con el refuerzo propuesto se orientan a la zonas sumergidas o de transición (Valenzuela 2010).

Las diferentes técnicas de refuerzo intentan cubrir necesidades asociadas a aumentos de la capacidad resistentes (exigencias normativas o por aumento de las cargas solicitadas), la corrección de fallos que inducen estas disminuciones a partir del deterioro en el tiempo o por las solicitaciones accidentales (terremotos, inundaciones, entre otros) (Pritchard 1995).

Los refuerzos pueden clasificarse en activos y pasivos. Los activos introducen acciones o deformaciones que modifican el estado tensional mejorando el comportamiento resistente de la estructura, actuando desde el instante en que es aplicado el tratamiento. Entre los métodos convencionales utilizados se cuenta con el pretensado exterior (armadura activa) induciendo fuerzas a la estructura aplicando, según sea el trazado, esfuerzos axiales o momentos flectores. El uso de este tipo de refuerzo en puentes se remonta a mediados del siglo XX (Müller 1969), evolucionando tanto en materiales empleados (barras, envainados, protecciones, entre otros) como en la disposición de anclajes, desviadores y trazado (recto, poligonal o parabólico) del cable según sea la tipología del puente y las necesidades de esfuerzos a inducir (axil, cortante y/o momentos) (Petrangeli 1996, Radomski 1996).

Por otro lado, los refuerzos pasivos parten de la condición neutral y sólo entran en carga cuando la estructura lo solicita, por lo tanto el principal control se basa en la compatibilidad de deformaciones de los materiales. Entre las técnicas convencionales se cuenta con el recrecido de hormigón (principalmente utilizado en cimentaciones socavadas), encamisado de pilares (principalmente para elementos comprimidos, usando hormigón y armadura de piel, asegurando el traspaso de esfuerzo rasante, o continuidad mecánica), zunchado de pilares erosionados y cimentaciones socavadas (efecto de gripado, sin la necesidad de puentes de unión). A estas técnicas se suman los encolados de chapas con tratamiento de superficie y adherencia, siendo los más frecuentes las placas metálicas ancladas y encoladas mediante resina epoxi; adicionalmente, se consideran los encolados de láminas de materiales compuestos aplicados in-situ o laminados, pudiéndose utilizar fibras de carbono, vidrio o aramida, con los posibles problemas de ataques químicos, calor y fuego (Mallett 1994, Cobo 2001).

Respecto a refuerzos a flexión, se consideran frecuentemente las fibras y chapas metálicas, dejándose más relegado el uso de refuerzos de hormigón mediante el aumento del canto y ancho de vigas. En esta técnica, la restitución de armadura pasiva corroída se realiza mediante armadura adicional.

Finalmente, en relación al sistema de refuerzo de los pilares del puente, las técnicas más utilizadas consideran pilotaje, permitiendo mejorar la cimentación en situaciones en que la profundidad del apoyo adecuado es muy importante. La clasificación de estos se divide en tres formas: transmisión de cargas al terreno (mediante pilotes de punta, de fricción flotantes y de fricción compactante); material y fabricación (como prefabricados in-situ, hormigón in-situ, acero, madera y mixtos) y método constructivo (con gran desplazamiento, entre los cuales se consideran los hincados a percusión, a presión o con vibración, y los con poco desplazamiento, entre ellos los hincados con perforación previa y con chiflón).

El conjunto de técnicas de refuerzo se resumen adecuadamente en la (Tabla 2. 5), especificado para cada elemento (Contreras & Valenzuela 2009).

Tabla 2. 5. Materiales de refuerzo aplicados en puentes de hormigón.

<b>Técnica</b>	<b>Material de refuerzo</b>	<b>Aplicación</b>
Recrecidos de hormigón	- Microhormigón fluido	- Cimentación de puentes por socavación
	- Lechada de hormigón	- Relleno de oquedades
	- Hormigón ligero con fibras	- Recrecidos resistentes
Encamisado de pilares	- Hormigón autonivelante	- Relleno de tercio superior de pilar
	- Hormigón con gran retracción	- Confinamiento de pilar - Pilares erosionados - Cimentaciones socavadas
Encolado de chapas metálicas	- Chapas de acero	- Refuerzo a flexión en vigas
Encolado de materiales compuestos	- Fibras de carbono	- Refuerzo a compresión en pilas - Protección frente al ingreso del agua
	- Fibra de vidrio	- Refuerzo a flexión en vigas
	- Aramida	- Refuerzo a flexión en vigas
Aumento de armadura	- Acero normal	- Refuerzo a flexión en vigas
	- Acero inoxidable	- Refuerzo a compresión en pilas
Pretensado exterior	- Armadura de alta resistencia	- Refuerzo a flexión en tableros

Según el trabajo Valenzuela (2010), el conjunto de condiciones de los refuerzos convencionales que permiten su reemplazo o utilización de manera complementaria respecto a la técnica propuesta, se representan en el esquema de la (Figura 2. 11).

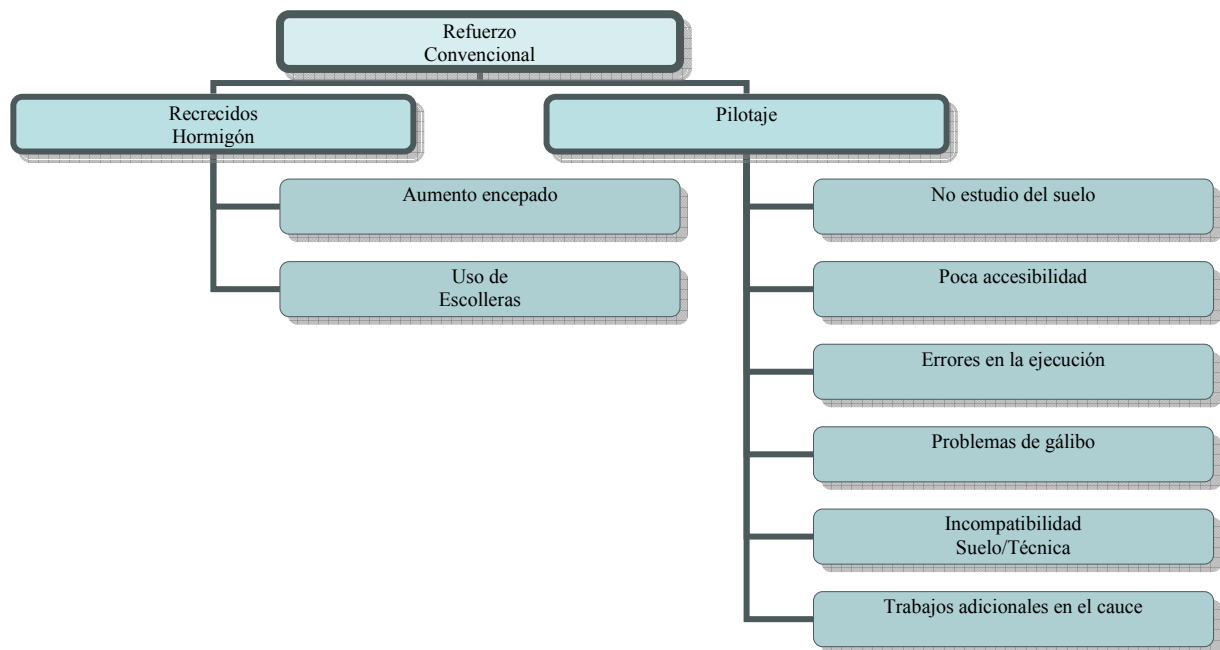


Figura 2. 11. Esquema de condiciones básicas para el reemplazo de técnicas de refuerzo convencional.

A estas consideraciones se le añade la necesidad de restituir o mejorar las capacidades resistentes mediante el cambio estático, con la correcta utilización de técnicas de refuerzo complementarias, proponiéndose el uso del pretensado exterior, permitiendo reutilizar el tablero como tirante del sistema de arco superior. De la misma forma Valenzuela (2010) considera como técnicas complementarias el refuerzo de armadura a flexión cuando ésta sea necesaria, considerando el uso de encolados.

## 2.5. Tipología de puentes

El estudio de las tipologías de puentes consideradas en el nuevo método contempla por un lado el puente original a reforzar y la nueva estructuración que presenta el puente posterior al refuerzo. Tanto uno como otro requieren de un análisis detallado para conocer los diferentes estados tensionales de los elementos componentes y poder actuar de manera adecuada, sin inducir fallos durante el proceso de refuerzo, tanto en etapa constructiva como de servicio.

El presente trabajo sigue la línea de estudio desarrollada en Valenzuela (2010) donde se identifican las condiciones estructurales para la aplicación de la nueva técnica, resumidas en la (Figura 2. 12).

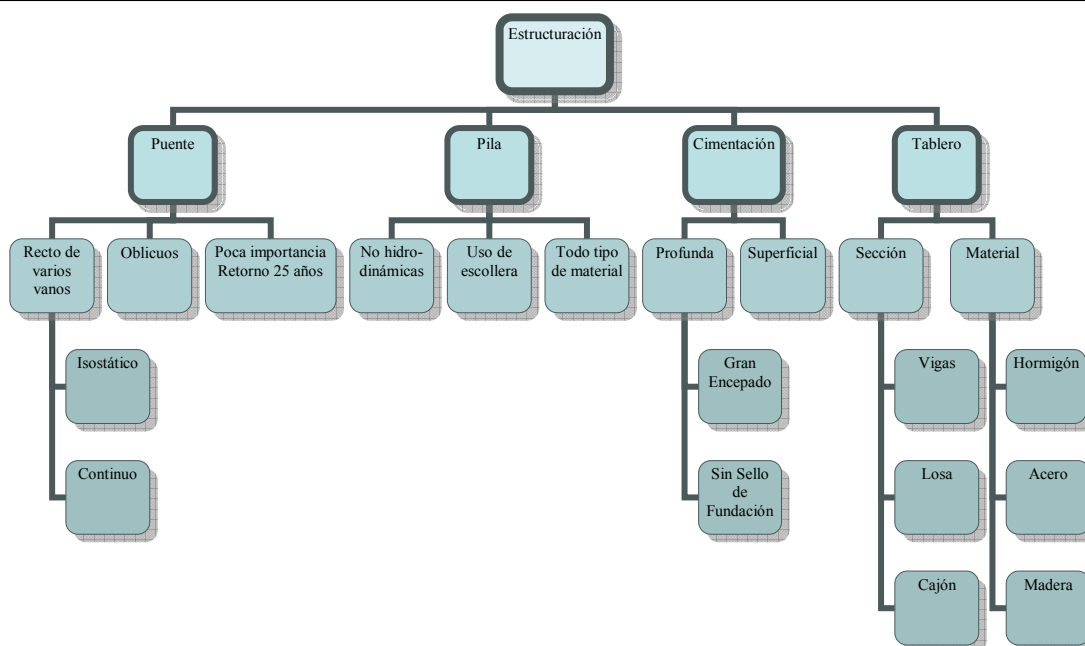


Figura 2. 12. Esquema de las condiciones de la estructuración para aplicar el refuerzo propuesto.

Esta línea de estudio se focaliza en los puentes de planta recta o esviada, con varios elementos en la superestructura, considerando un sistema de apoyo simple y directo en las cimentaciones, permitiendo el giro en los apoyos. Este tipo de puentes presenta una estructuración estática, que explica su funcionamiento mediante el esfuerzo predominante: la flexión.

Por lo tanto, el control de diseño está basado en la capacidad resistente de los elementos longitudinales a partir de la geometría de ellos (canto y momento de inercia de la sección) y la magnitud tensional del material, siendo su diseño proporcionado a las cargas directas actuantes (gravitatorias, sismo, viento y frenado) y la luz por vano libre (Fernández Troyano 1999).

Para el caso de tipologías isostáticas se utilizan actualmente apoyos pseudo-elásticos (aparatos de apoyo), generalmente de neopreno zunchado, reduciendo los esfuerzos respecto a otros sistemas de apoyo. Tal como se comenta, el esfuerzo de flexión es el que controla con un máximo definido por el cuadrado de la luz para cargas uniformes, lo cual, por aspectos estéticos y de funcionalidad, se asocia a cantos constantes y no a cantos variables o invertidos.

Para alcanzar mayores luces la propuesta es la modificación de la sección transversal buscando máximas inercias con mínimo peso (reduciendo las áreas). De tal forma, la evolución ha seguido el paso de secciones de tablero de vigas, con losa colaborante de hormigón y vigas longitudinales de acero, madera u hormigón, secciones losa de hormigón armado o pretensado, la cual puede considerar aligeramientos, y secciones cajón mejorando la resistencia a flexión y torsión con reducidos pesos. A este sistema se agregan en algunos casos vigas transversales o diafragmas para el reparto de esfuerzos entre vigas. Sin ellas, el sistema presenta una baja transmisión de flexión entre las vigas longitudinales

El paso de los sistemas isostáticos a continuos se encuentra cuando se desea construir vanos por sobre los 30-40 metros (Arenas de Pablo 1999), donde se requiere apoyar las vigas isostáticas en diferentes puntos intermedios. Esta independencia de los vanos obliga a la generación de juntas de calzada, discontinuidades que inducen un problema en la funcionalidad al ser puntos débiles por durabilidad.



El uso de puentes de tramo recto continuos, considera un sistema hiperestático, donde se genera una viga continua de extremo a extremo del puente, apoyada en diferentes apoyos a lo largo de su trazado (Figura 2. 13).

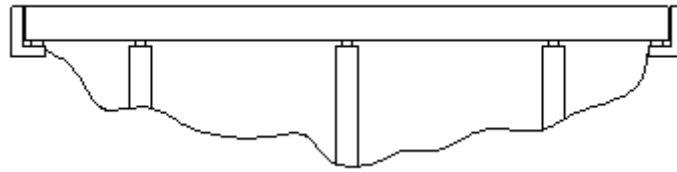


Figura 2. 13. Puente de tramo recto continuo.

El sistema de apoyo generalmente considera la utilización de apoyos mediante muelles para evitar la acumulación de esfuerzos. Con este esquema la ventaja estática es la reducción de los esfuerzos positivos en el sector de vanos induciendo momentos negativos en los apoyos, con una amplitud entre máximos positivos y negativos similar a los presentados en los puentes isostáticos (Figura 2. 14).

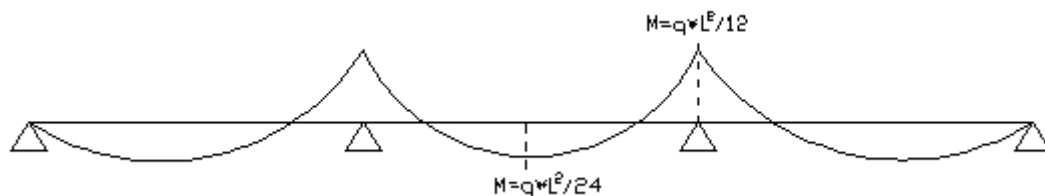


Figura 2. 14. Ley de momentos en puente tramo recto continuo.

Al reducir los esfuerzos, el diseño de este tipo de puentes considera secciones menores, reduciendo el peso de la estructura y ampliando el rango de luces alcanzadas. Por lo tanto, las secciones transversales preferentes son las tipo losa y cajón, aunque en estructuras antiguas es una realidad la utilización de secciones de vigas (especialmente de hormigón) con losa colaborante.

La modificación de la ley de momento flector permite cambiar el canto de las vigas, optimizándose según los requerimientos de esfuerzos (máximas tracciones en la cara superior del sector de apoyos y máximas en la cara inferior en vanos). El canto variable de las vigas consiste en menores dimensiones en el sector de vanos y mayores en los apoyos intermedios, con transición mediante curvas o acartelamiento (Figura 2. 15).

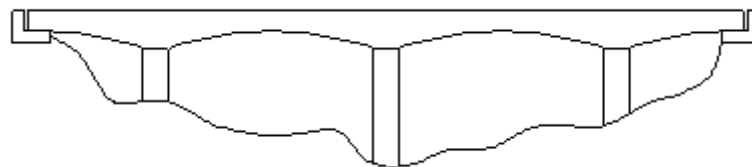


Figura 2. 15. Puente continuo con canto variable.

La magnitud del canto en apoyos y vanos depende del método constructivo y la sección transversal utilizada, considerando como método de diseño identificar el punto de anulación de los momentos flectores y disminuyendo el canto desde los apoyos hacia el centro de vano. Esto permite tener una mayor sección en los apoyos, resistiendo adecuadamente los momentos negativos y entregando un valor estético al puente.

La disposición de los apoyos intermedios generalmente sigue la recomendación que el vano exterior debe ser entre un 70-80% de la luz del vano central, con el objetivo de evitar los problemas de compensación de momentos al llegar a los apoyos de acceso (Figura 2. 16). Esta situación se suma a otros problemas presentes en esta tipología, como son las dificultades constructivas del canto variable y los problemas frente a acciones indirectas, como es el asentamiento de pilas, induciendo importantes esfuerzos en el tablero (caso de un proceso de socavación), o los efectos de momentos positivos en los apoyos producto de la variación de temperatura. Por lo tanto, la continuidad entregada en el tablero genera que sea éste el que resista gran parte de las solicitaciones inducidas, incluso soportando de manera adecuada el fallo de un vano del puente, evitando el colapso.

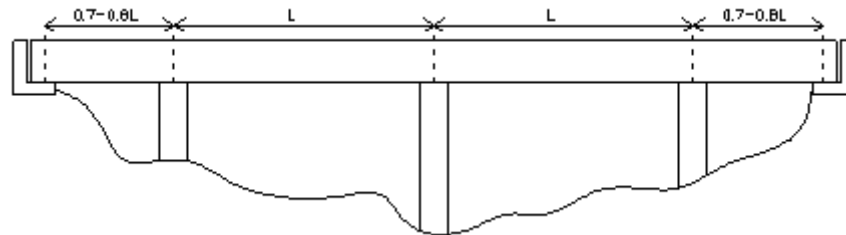


Figura 2. 16. Luces de vanos recomendados.

Además de los puentes de tramo recto con secciones convencionales, se han utilizado otro grupo de puentes, intentando solventar dificultades como aumentos de luz total o problemas de gálibo inferior.

Entre ellos se consideran los puentes vigas Gerber o Cantilever, el cual corresponde a un sistema hiperestático, pero incluyendo rótulas o articulaciones en la junta de media madera, manteniendo la ley de momentos de las vigas continuas gracias a la ubicación de éstas. Su utilización se basa en simplificar los métodos de cálculo de los puentes hiperestáticos, además de evitar los problemas inducidos al tablero por deformación del terreno, consiguiendo mantener secciones transversales reducidas. Su uso también es aplicado en casos en que las pilas no son factibles de materializarse aumentando el vano libre.

El segundo grupo de puentes de tramo recto continuo son las vigas trianguladas, que sustituyen a los puentes metálicos de vigas de alma llena. La estructuración de muchas de ellas se acercan a los puentes en arco con tablero inferior, como es el caso de los puentes vigas Bowstring (Manterola 2006), con barras verticales y diagonales (Figura 2. 17). La mayoría de ellas mantiene un concepto de celosía superior al tablero, permitiendo un aumento del gálibo vertical, como son el caso de las vigas rectas, Pratt, Howe, Warren o Bollman, todas ellas asumiendo barras atirantadas y montantes con diferentes configuraciones, buscando el mejor soporte de las cargas móviles y reduciendo el uso de material. Una alternativa diferente son las vigas Fink (Figura 2. 18), donde el criterio de atirantamiento se modifica, aplicándose los montantes por debajo del tablero (Manterola 2006)

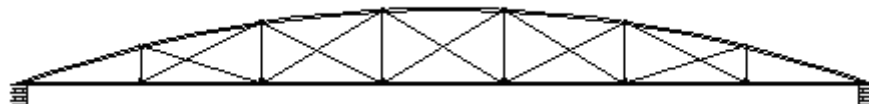


Figura 2. 17. Esquema de viga Bowstring.



Figura 2. 18. Esquema viga Fink.

El refuerzo propuesto considera el cambio del esquema estático a puentes en arco. Los puentes en arco tienen como elemento resistente principal el arco frente a esfuerzos axiales, utilizando materiales con una alta capacidad de soporte como la mampostería, el hormigón, entre otros.

El uso del arco como elemento del puente requiere de una plataforma o tablero por funcionalidad para el tránsito vehicular, con lo cual puede clasificarse este tipo de puentes en: arco con tablero superior (donde el tablero se apoya en pilas sobre el arco), tablero intermedio y tablero inferior, utilizando un arco atirantado (Figura 2. 19).

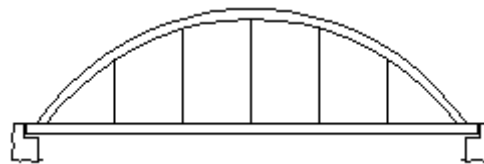


Figura 2. 19. Esquema puente arco con tablero inferior.

Los puentes de arco con tablero inferior trabajan por forma, sea esta curva o poligonal. El arco está sometido principalmente a compresiones, aunque la aparición de momentos flectores es de manera reducida tras la aplicación de la antifunicular del sistema de fuerzas actuantes, la cual no es única, pues depende de las cargas solicitantes y la longitud del arco. La antifunicular induce fuerzas inclinadas al apoyo, las cuales deben ser correctamente resistidas, ya sea mediante apoyos inclinados o bien por la descomposición de las reacciones generadas por elementos que inducen la coacción. En el caso de los puentes con tablero inferior la función del tablero es fundamental, pues se encarga de resistir las cargas solicitantes y de coger las tracciones generadas por el arco a modo de tirante.

De estas consideraciones, la directriz del arco se define a partir del sistema de cargas actuantes variando según las cargas móviles, lo cual implica que siempre existen momentos flectores en el arco, siendo interesante su reducción mediante el estudio de una directriz proyectada según la relación entre las cargas móviles y las permanentes. Esta ley de flectores varía según el tipo de coacción de los apoyos, a saber, empotrados, biarticulados (típico en arco metálicos) o triarticulado. Adicionalmente, si existen problemas por flectores, la alternativa es la reducción del arco respecto al tablero con cota inferior definida por el posible pandeo del arco (Manterola 2006).

En el caso de puentes arco con tablero inferior, la reducción de los momentos flectores en arco y tablero puede controlarse según la disposición de las péndolas aplicadas. Inicialmente, la disposición de las péndolas es de tipo vertical en tracción utilizando elementos tipo cable o barra (Figura 2. 19). Estas péndolas actúan colgando el tablero y generando un comportamiento de viga. Esta disposición produce reducciones, pero que son mejoradas mediante la tipología Nielsen, la cual corresponde a la conexión entre arco y tablero mediante péndolas trianguladas, inclinadas en las dos direcciones (Figura 2. 20), otorgando mayor rigidez al sistema y actuando como una viga celosía, reduciendo los esfuerzos de momento flector en el arco (40% menor respecto a péndola vertical) y participando adecuadamente frente a cargas concentradas o

disimétricas. Una diferencia respecto a las verticales es la necesidad del tesado de las péndolas debido a que algunas pierden totalmente la tensión frente a ciertas combinaciones de carga.

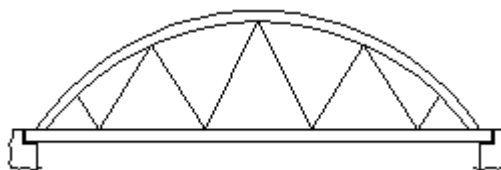


Figura 2. 20. Esquema puente arco tipo Nielsen.

El siguiente paso en el sistema de mallado de las péndolas corresponde a la tipología network, definida por su creador Tveit (2007) como la disposición de péndolas inclinadas tal que éstas deben cruzarse al menos dos veces. Esta configuración permite reducir el perfil del arco gracias a la disminución de los momentos flectores y a un mejor comportamiento frente a cargas concentradas (Tveit 2007, Schanack 2008).

El comportamiento estructural de los puentes network se asemeja a una viga celosía con reducidos momentos en el arco y el tablero, contemplándose un sistema de simple apoyo. El arco transmite principalmente compresiones al sistema de apoyos, descomponiéndose en las dos direcciones principales como empujes contrarrestados mediante la cuerda inferior (tirante), y una descomposición vertical de esta carga que es transmitida al suelo, por lo que la estructuración de estribos se asemeja a las de un puente viga.

La estructuración de los puentes network considera el uso de (Figura 2. 21):

- Péndolas tipo barra, las cuales se interceptan en múltiples puntos (sin acoplamiento o utilizando elementos de conexión) (Millanes et al. 2010) y convirtiéndose en apoyos intermedios en el vano bastante seguido (entre dos y cuatro metros) (Tveit 2003). Producto de ello se reducen los momentos flectores y los cortantes longitudinalmente. Su actuación es semejante a la de bielas a tracción, permitiendo el comportamiento tipo celosía de la estructura. Los diámetros convencionales son menores a los 100 mm, utilizando aceros de alta resistencia. Su disposición en el mallado puede seguir dos esquemas, el fijado con ángulo variable o bien el sistema tipo radial (Schanack 2008), a los cuales se le pueden añadir experiencias de tipo rombo o romboide (puente Cernavoda, Rumania) [network-arch.com]. El ángulo recomendado respecto a la tangente del arco está en el rango de los 40°-70°, con la posibilidad de modificarse en las zonas cercanas al apoyo, en vista del empotramiento inducido entre el arco y el tablero que genera aumentos de momento flector longitudinal en las dos cuerdas.
- Arcos (cuerda superior) de acero con perfiles Universal Colum o cajón (Räck 2003, Hennings 2006), buscando momentos de inercia reducidos y áreas suficientemente grandes. Generalmente se utiliza más de un arco, sin la posibilidad de usar arcos exentos debido a la predominancia de los momentos perpendiculares respecto a los en el plano del arco y a lo reducido de los perfiles. Los arcos presentan geometrías circulares por la facilidad constructiva y de cálculo (Schanack 2008) aunque también es posible utilizar parabólicos. En los primeros puentes network la inclinación de los arcos no es usual (Tveit 2007), utilizando arriostramiento superior en K y Vierendeel, permitiendo soportar los momentos perpendiculares a los arcos. Sin embargo, en los últimos años se aprecia un mayor uso de inclinación en los arcos, por ejemplo el puente Deba, España (Millanes et al. 2008) o el puente sobre el río Tercero, España (Pantaleón et al. 2011).

- El tablero (cuerda inferior) se configura por la calzada formada por losa (metálicas u hormigón) muy delgadas, vigas de soporte del arco donde se dispone el tirante que contrarresta los empujes del arco a través de postensado (en vigas de hormigón) o mediante el mismo sistema del tablero (para caso metálico) y la disposición de aceras peatonales o ciclovías generalmente ubicadas en el exterior de las vigas de borde (Fiedler 2004), aunque no una obligación (Millanes et al. 2010). Adicionalmente a los importantes esfuerzos axiales a tracción, se presentan momentos flectores longitudinales reducidos gracias a los puntos de apoyo otorgado por las péndolas. Sin embargo, para tableros con anchos mayores a los 14 metros se requieren vigas de soporte adicional. De la misma manera es necesario vigas transversales para la adecuada transmisión de esfuerzos, incluso siendo necesario el pretensado transversal. En el caso de tableros de hormigón el refuerzo transversal puede realizarse con armadura pasiva, requiriendo aumento del espesor de la losa si no se recurre al pretensado (Valenzuela 2007), de la misma forma la recomendación es el uso de hormigones de 50 MPa (Schanack 2008), sin problemas de durabilidad, contrastado en puentes noruegos con más de 40 años de servicio (Tveit 2007).

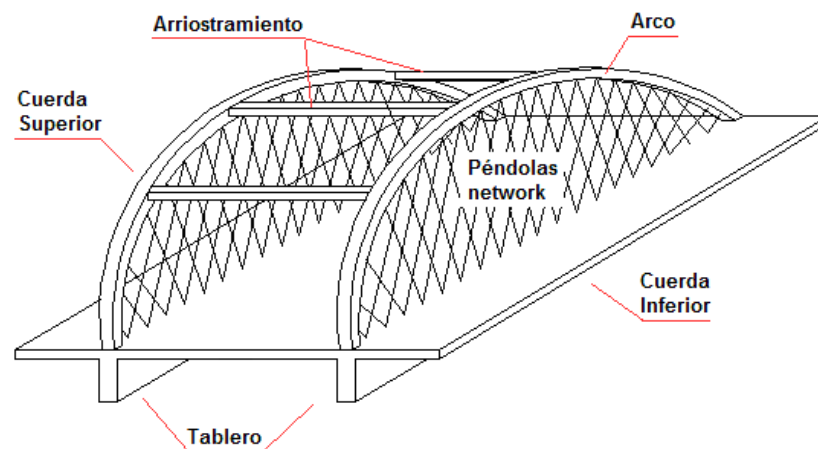


Figura 2. 21. Elementos de puentes network.

El análisis de esfuerzos y deformaciones para este tipo de puentes se detalla en el capítulo 6, de cara a la comparación al puente reforzado propuesto en este estudio. De la misma manera, en dicho capítulo se detallan los sistemas de conexiones y consideraciones especiales como aparatos de apoyo.

Referente a los métodos constructivos, sus dificultades y ventajas se presentan en el capítulo 3, aprovechando el estudio por pasos del método constructivo de la propuesta de refuerzo.

## 2.6. Antecedentes del refuerzo mediante cambio del esquema estático

Tal como se ha comentado en el capítulo 1 de este documento, los antecedentes del refuerzo son muy escasos en relación a una aplicación directa, por lo tanto se presenta este apartado basado en los trabajos de Valenzuela (2010) y Rongish (2011) como parte de la propia evolución de la técnica.

En ambos casos el estudio se focaliza en el comportamiento en servicio, vehicular y sísmico respectivamente, por ello la discusión de sus hipótesis de trabajo y resultados se desarrolla íntegramente en el capítulo 5 de este documento.

Por lo tanto, se presentan a continuación los resultados y estudios no relacionados con el estado en servicio que permiten decidir por los métodos de análisis desarrollados en el presente estudio. Inicialmente se identifican los puentes ejemplos utilizados en cada estudio a partir de las justificaciones y requerimientos ya presentados en este capítulo.

El puente San Luis se encuentra ubicado en el sector Chimbarongo – Auquenco – Chépica, provincia de Colchagua, en la Región de O’iggins, Chile. Corresponde a un puente carretero construido en el año 1930 sobre el estero Chimbarongo (Figura 2. 22). El puente tiene una luz aproximada de 60 metros, con cuatro tramos, dos de 16,50 m y dos de 13,50 m. Su calzada es de 6 metros más dos aceras de 0,70 metros cada uno. La superestructura está compuesta por tres vigas continuas de hormigón armado, una losa superior, aceras y barandas de hormigón. La infraestructura se compone de 2 estribos con muro frontal y laterales llenos, de hormigón armado, además de 3 pilas tipo muro de hormigón armado con fundación de pilotes de acero de tipo doble riel.



Figura 2. 22. Vista general puente San Luis.

La principal patología observada y por la cual se realizan los trabajos de refuerzo (MOP 2006), corresponde a un problema de socavación en las tres pilas piloteadas del puente, llegando a un orden de 2 metros, observada desde el año 1980 (Figura 2. 23). Producto de esto, las fundaciones sobre pilotes doble riel ferroviario presentan un alto grado de desgaste y oxidación. Por lo tanto, se ha realizado un proyecto de refuerzo de las pilas mediante un sistema de pilotaje, con el objeto que el puente continúe en servicio.



Figura 2. 23. Daño en pilas centrales y laterales.

Por la antigüedad del puente no se cuenta con planos de proyecto, lo que obliga a un estudio de la geometría de la estructura in-situ. Conocido el estado de la estructura, se

especifican a continuación los trabajos a realizar para la reparación del puente (MOP 2007), cuyo análisis económico se entrega en el capítulo 6.

- 1) Refuerzo de pilas con pilotes hincados metálicos.
- 2) Cambio de carpeta de rodado por concreto asfáltico para puentes.
- 3) Reparación y limpieza de sistemas de apoyo.
- 4) Reemplazo de desagües y barbacanas.
- 5) Reposición de juntas de dilatación (elastoméricas en acceso al puente).
- 6) Reparación de hormigones dañados en todos los elementos estructurales (losa, vigas, pilas).
- 7) Reparación de losa de calzada y aceras (sellado de fisuras y grietas).
- 8) Reparación, limpieza y pintura de barandas existentes.
- 9) Instalación de losas de acceso en ambos extremos.
- 10) Señalización.

El puente Puangue se encuentra ubicado en la ruta G-78, entre Melipilla y San Antonio, sobre el estero Puangue, provincia de Melipilla, región Metropolitana. Corresponde a un viaducto compuesto por 2 puentes de distinta forma y construidos en diferentes épocas. La parte más antigua, aproximadamente de 1930, está constituida por un puente de 4 tramos compuesto por una estructura tipo marco con luces de 7,3 m. La parte más nueva, de la década de 1950, está compuesta por 4 tramos de tres vigas continuas apoyadas simplemente sobre pilares (Figura 2. 24). Los tramos centrales son de 20 m y los adyacentes de 16 m en promedio. La longitud total del puente es de 106,4 m con una calzada de 6,1 m y aceras de 1 m a cada lado. Éste último corresponde al puente estudiado por Rongish (2011) y analizado en detalle en el capítulo 3 del presente estudio.



Figura 2. 24. Vista general Puente Puangue (sector nuevo).

Las patologías observadas generan un proyecto de conservación que incluye como trabajos necesarios (MOP 2006):

- 1) Demolición y retiro de carpeta de rodado en mal estado.
- 2) Colocación de carpeta de rodado asfáltica.
- 3) Reemplazo de desagües o barbacanas.
- 4) Reposición de juntas de dilatación.
- 5) Reparación, limpieza y pintura de barandas existentes.
- 6) Refuerzo de pilas con pilotes hincados de acero.
- 7) Mejoramiento del cauce en el sector del puente.

Ambos puentes son escogidos por cumplir adecuadamente con los requisitos para el cambio del esquema estático, a saber, puentes de varios vanos, de mediana y pequeña luz, con daño reparable en superestructura e importantes problemas en la infraestructura (socavación y erosión de las pilas). No son considerados como puentes simbólicos-históricos y los métodos

convencionales de refuerzo en sus pilas presentan complicaciones, específicamente por el gálibo vertical para la aplicación de pilotes hincados.

Referente a ambos trabajos, debe destacarse la necesidad de utilizar modelos del puente original en programas de análisis estructural para la generación de referencias de esfuerzos y tensiones, producto de la carencia de detalles y estudios in-situ de los puentes.

A ello se le agrega la utilización de un arco centrado como método de refuerzo mediante atirantamiento, en vista de los resultados semejantes en el puente San Luis (Valenzuela 2010) entre un arco centrado y dos arcos con arriostramiento tipo Viereendel (Figura 2. 25). Por ello, la elección favorece la reducción de material y de operaciones en el método de refuerzo.

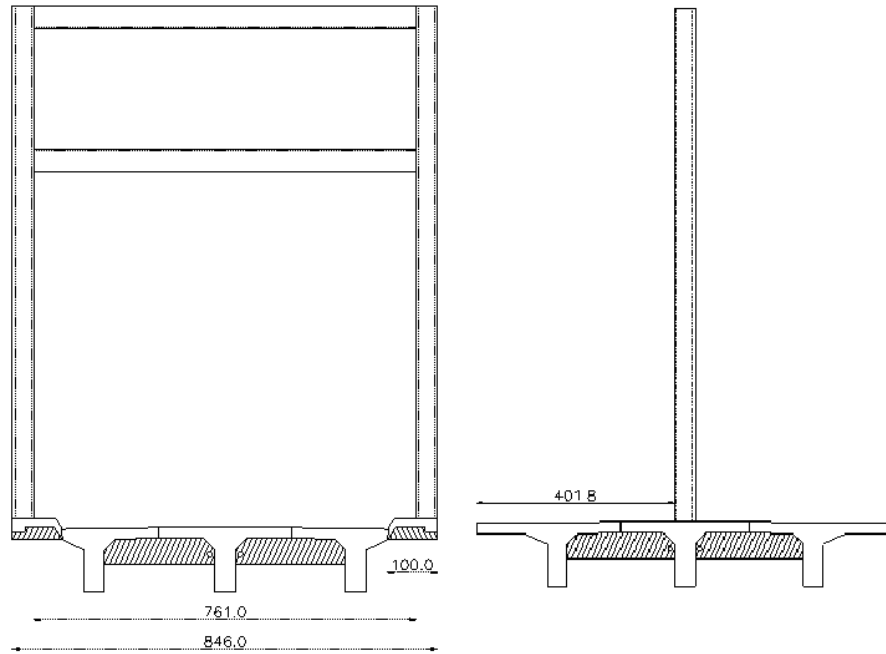


Figura 2. 25. Refuerzo propuestos. Arco extremo y centrado.

La elección del arco centrado para el presente estudio considera la capacidad de distribución de esfuerzo transversal del tablero, gracias a la presencia de vigas transversales y un tablero de ancho reducido (Valenzuela 2010). De la misma manera, el comportamiento de estas vigas transversales en cuanto a momento flector es más favorable en el caso centrado que en el doble arco, donde incluso en Valenzuela (2010) han sido estudiadas combinaciones de péndolas activas de levantamiento en los bordes y en el centro de la calzada.





## **CAPÍTULO 3:**

# **ANÁLISIS DEL MÉTODO** **CONSTRUCTIVO**

### 3.1. Introducción

El presente capítulo entrega un estudio detallado del proceso constructivo y de tesado para la conversión de puentes con tipología longitudinal de viga continuas a puentes de tipo network

Se desarrollan 6 apartados en los cuales se detallan las características fundamentales del proceso constructivo, sus dificultades y los métodos de análisis propuestos.

- El primero de estos apartados presenta los antecedentes constructivos de puentes en arco atirantados tipo network como diseño nuevo.
- El apartado 3.3 presenta las etapas básicas propuestas en aspectos de construcción para realizar la transformación del puente de tramo recto en uno en arco tipo network. En éste se establecen las hipótesis básicas del estudio de tesado incluyendo la secuencia y las dificultades que ello induce. Se hace referencia a un primer estudio realizado de manera manual. Adicionalmente, se establecen las variables de influencia, los criterios básicos de aceptación del método de tesado, y se limitan o acotan los parámetros para un estudio en detalle.
- El apartado 3.4 presenta un estado del arte relacionado con los diferentes métodos de optimización, destacando las ventajas de los algoritmos genéticos para el desarrollo de este estudio frente a otras técnicas. Adicionalmente se presenta la implementación del método de tesado para el desarrollo mediante algoritmos, definiendo criterios como: variables de diseño, restricciones y funciones objetivo.
- El apartado 3.5 presenta el desarrollo del método de solución mediante algoritmos genéticos para el caso de métodos de tesado, realizados de manera automatizada y mediante la interacción con modelos estructurales.
- Finalmente, el apartado 3.6 y 3.7 presentan una calibración del programa asociado fundamentalmente a variables de algoritmo genético y un ejemplo ilustrativo del uso del programa y la entrega de un método de tesado factible.

### 3.2. Antecedentes del método constructivo

El método constructivo es relevante para la definición de las conexiones y el diseño general del puente. A continuación se presentan los métodos más utilizados para la construcción de puentes network como obra nueva.

#### a) Cimbra:

Se utiliza un andamio de madera o metálicos, apoyado sobre una pila que descansa en el lecho del río. Esta estructura de madera o metálica permite la construcción de la parte medular del puente, es decir, el tablero de hormigón y el arco de acero. El paso siguiente, luego de la construcción del tablero y del arco, es la ejecución de las conexiones de las péndolas, tesadas hasta que logran levantar el tablero, luego de lo cual la estructura de madera soportante es retirada, procediendo a la medición exhaustiva de los componentes del puente, previa a la conformación de la estructura metálica (Tveit 2007). Una idea del sistema se presenta en la (Figura 3. 1).

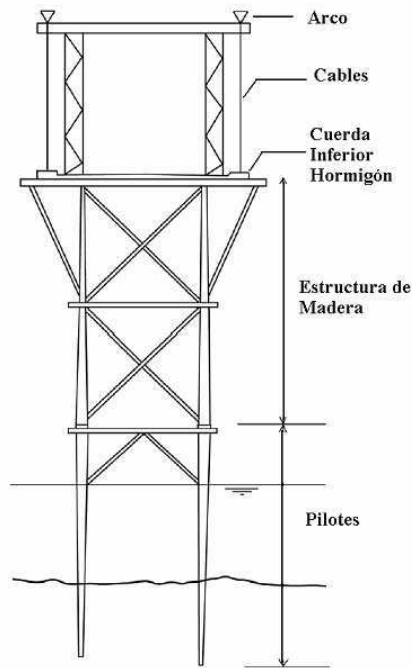


Figura 3. 1. Estructura para el levantamiento del puente Bolstadstraumen [Tveit, P. (2007)].

b) Traslado:

Es posible realizarlo mediante alzamiento con grúas navegables (Figura 3. 2). Contempla la fabricación del puente en forma íntegra fuera de su lugar definitivo y luego, mediante un alzamiento por grúas es llevado a la ubicación final. Si la estructura se sitúa sobre un río navegable las grúas pueden ser flotantes. El tipo de grúa necesaria va en directa relación con el peso total de la estructura, el cual incluye el tablero y el esqueleto de acero, o bien sólo el esqueleto de acero si la alternativa contempla un montaje adicional en la disposición final de la estructura (para puentes de 250 metros de luz se estima un peso de 250 toneladas) (Tveit 2007).



Figura 3. 2. Montaje por alzamiento del puente Shinhamadera, Japón. [Tveit, P. (2007)].

## c) Mixta:

Se compone de una cuerda inferior provisoria combinada con acero estructural, que juntos conforman un esqueleto de acero que presenta una gran resistencia y rigidez, permitiendo su traslado, pues tiene bajo peso. La cuerda inferior provisoria se puede construir en el lugar utilizando pernos de alta resistencia, sólo después que se ha colocado y reforzado bien el esqueleto de acero es posible colocar la cuerda inferior definitiva, construyendo las vigas transversales al final del arco y la viga de borde longitudinal. Generalmente la viga de borde es construida después de que se ha finalizado el resto del tablero. Cuando se termina la viga de borde, es ésta la que toma la mayoría de los momentos longitudinales que presenta el tablero. Por su parte, los cables pretensados son los que resisten el esfuerzo axial del tablero en conjunto con la cuerda inferior provisoria, por lo que la carga principal para el diseño de la cuerda inferior provisoria se da cuando se está construyendo la viga de borde del tablero (Figura 3. 3).

Este método puede ser utilizado en varios tipos de puentes network, con pequeñas variaciones en su estructuración, incluso su utilización se puede extender al mantenimiento de estos en los casos de remoción de parte del tablero, hormigón o bien conexiones de péndolas.

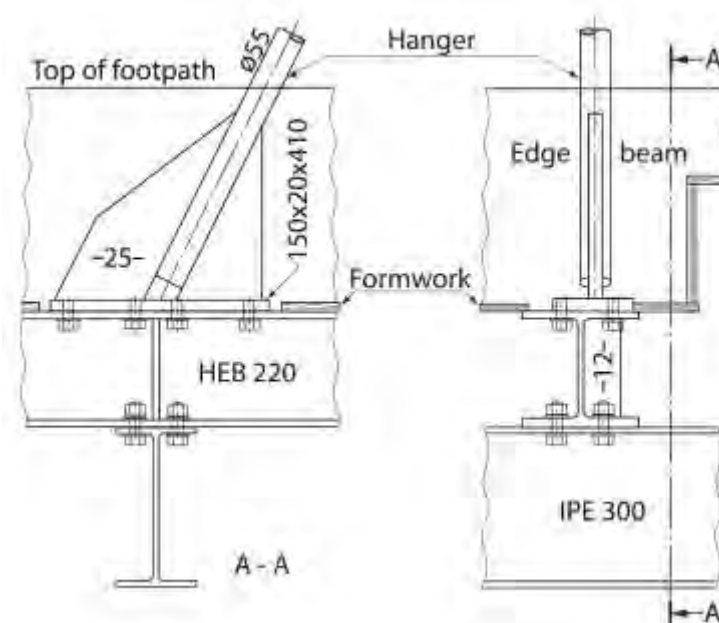


Figura 3. 3. Esquema constructivo mixto [Tveit, P. (2007)].

Según Tveit (2007) no se recomienda usar cuerda inferior permanente porque:

- c.1) Basta la losa simple del tablero para que la estructura funcione adecuadamente.
- c.2) Resulta más pesada que una cuerda inferior temporal (264 toneladas v/s 24 toneladas en el caso del temporal).
- c.3) No se reutiliza para otro proyecto.
- c.4) Tiene mayor coste en conexiones (soldado y por tanto necesitaría protección a la corrosión y algún mantenimiento específico).
- c.5) Reduce su gálibo vertical.

Sólo es recomendable en presencia de losas más grandes o de geometría complicada.

d) Empuje:

El empuje con cuerda inferior provisoria es un procedimiento en que la construcción se realiza en una de las riberas. Si al hacerlo se tiene un adecuado cuidado en fabricar el arco, con la cuerda inferior con la geometría correcta y por tanto sin esfuerzos internos, se evitan los costes y la complejidad de realizar los ajustes a las conexiones de péndolas. Posteriormente, mediante la utilización de un carro de empuje, es posible mover el esqueleto metálico por la ribera del río sin la necesidad de un refuerzo adicional.

Después de que la estructura cubre todo el espacio de luz, el equipo de trabajo puede terminar lo relacionado al acero, dando pie al reemplazo de estos trabajadores por los que se ocuparán del hormigón del tablero. Para esto se puede realizar el procedimiento antes descrito, en que se utiliza la cuerda inferior provisoria (Figura 3. 4).

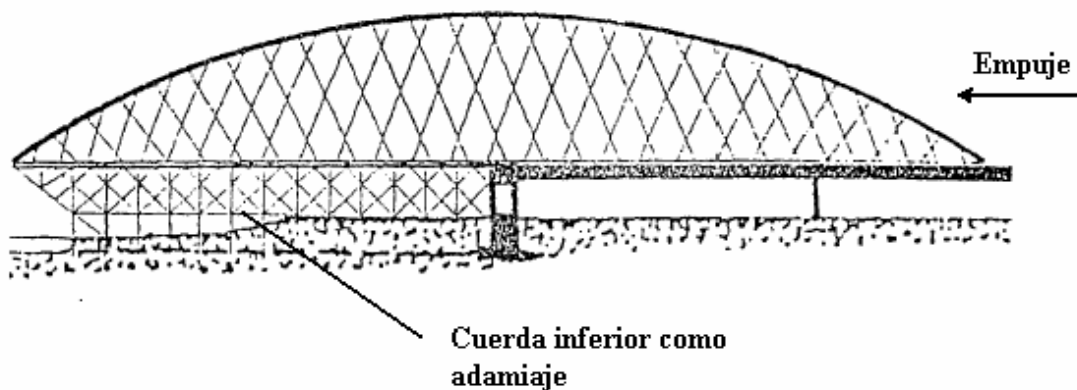


Figura 3. 4. Montaje mediante andamio inferior provisoria y camión de empuje [Tveit, P. (2007)].

e) Construcción sobre vigas:

Este método se basa en la utilización de vigas metálicas apoyadas en tramos de 30 a 40 metros, sobre las cuales se dispone un tablero de acero, siendo necesario el uso de puntales arriostrados (Valenzuela 2007).

Primero se construyen las vigas de borde sobre el puente provisorio, para posteriormente aplicar el pretensado de los cables rectos en forma completa. A partir de allí se construye el arco y sus arriostramientos respectivos. Finalmente se construye la losa, que en dicho estado no participa como colaborante; el paso siguiente es el tesado de las péndolas. Con la losa ya colaborando se retira el puente provisorio, trabajando la estructura como puente network (Figura 3. 5).

Esta técnica permite de forma íntegra la construcción del tablero in situ, con la posibilidad de la construcción o alzamiento del esqueleto de acero. Las precauciones para el diseño de estos puentes provisorios apuntan a que la carga muerta, producto de la construcción, pueda ser soportada por cada uno de los tramos hasta el momento en que la viga de borde sea pretensada y las péndolas de la red hayan sido dispuestas. En este momento los puentes provisorios de vigas dejan de soportar la estructura ya que ésta comienza a trabajar como sistema, tal como se diseña, descansando en los pedestales o estribos correspondientes.

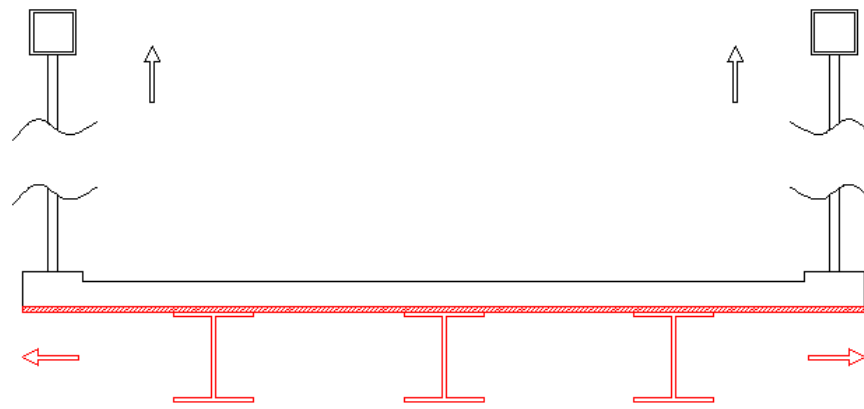


Figura 3. 5. Esquema constructivo sobre vigas.

## f) Alternativa sobre vigas:

Frente a la posibilidad de altos costos en la construcción sobre vigas, se plantea una planificación integral como medida de amortización de costos. Este procedimiento considera utilizar materiales de soporte, es decir, vigas, tablero, puntales, entre otros, que sean de otros puentes que se hayan proyectado en la zona. Tras la construcción del puente network estos soportes pueden ser retirados del lugar y reubicados en los puentes originalmente proyectados, entregando a los elementos una doble funcionalidad y evitando pérdidas económicas, es decir, realizando ingeniería de planificación en cuanto a recursos. En consecuencia, los materiales empleados para el soporte del puente network corresponden a elementos diseñados para puentes que quedarán en servicio, que además tienen la capacidad suficiente para soportar las cargas de peso propio y de tesado del puente network (Valenzuela 2007).

La fase final del método constructivo incluye una etapa de colocación y tesado de péndolas. En este aspecto una de las secuencias propuestas por Schanack (2008), considera que las péndolas se disponen y tesan comenzando desde los bordes, ubicando los dos grupos de ellas (en una y otra inclinación). De tal forma se prosigue con la colocación de los dos sets de péndolas en el centro de puente. Este procedimiento debe realizarse simultáneamente en los dos arcos del puente network (Figura 3. 6).

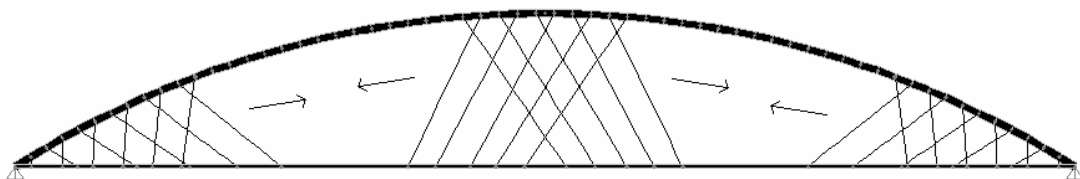


Figura 3. 6. Disposición péndolas.

Cada método constructivo depende de las condiciones propias del emplazamiento y las especificaciones del proyecto, aunque es posible identificar algunos factores en común. A continuación, se identifican estos puntos, asociados a puentes en arco atirantado, donde un caso en particular es el de los puentes network (Tveit 2007):

- 1) Luces libres entre los 80 y los 200 metros, aunque puede ampliarse esta distancia generando sucesivos arcos.
- 2) Luces hasta los 300 metros para puentes carreteros de alta velocidad.

- 3) Luces reducidas entre 120 y 180 metros, si no se tiene experiencia en esta tipología de puentes.
- 4) Casos en que se tenga exigencia de gálibos verticales (vías camineras o lechos de ríos con crecidas máximas).
- 5) En sectores con suelos no adecuados o que no puedan resistir acciones horizontales.
- 6) En ríos navegables debido a su esbeltez.
- 7) En sectores que no es posible la colocación de apoyos intermedios (grandes quebradas, ríos torrentosos, problemas de socavación, entre otros).

### **3.3. Consideraciones del método constructivo para refuerzo de puentes**

El presente apartado detalla la secuencia constructiva propuesta y utilizada para verificar e identificar los elementos y variables necesarios para un adecuado método de refuerzo mediante cambio de tipología.

El paso inicial corresponde a la verificación de las condiciones del tablero, realizando estudios geométricos y ensayos de materiales si esto fuese requerido. Estas consideraciones se incluyen en los casos que la información recopilada sea insuficiente para tener un control adecuado en etapa constructiva.

A partir de esta base de conocimiento se realizan las intervenciones necesarias en el puente. En el puente teórico en estudio se ha considerado la necesidad de reparación de parte de la superestructura, además de incorporar una ampliación de calzada. A consecuencia de ello, la etapa constructiva representada en la (Figura 3. 7a) incluye: eliminación de barandillas y aceras antiguas, y reconstrucción con las dimensiones necesarias para posicionar el arco en el centro de calzada.

Aplicada las modificaciones al tablero, se procede a utilizar torres de apoyo sobre el tablero original del puente, ubicadas sobre la posición de las pilas, tal como lo refleja la (Figura 3. 7b). En ellas se colocan las secciones del arco mediante el uso de grúas. Dependiendo de la capacidad de éstas se disponen secciones mayores o menores.

Posterior a la posición total del arco, las vigas longitudinales se separan de las pilas mediante cortes (por ejemplo, hilo adiamantado) dejando la superestructura apoyada sobre las pilas. En este paso se hace necesaria la incorporación de un elemento que actúe como tirante del arco entre los dos apoyos de estribos del puente, resuelto mediante el uso de pretensado exterior con tramo recto. A continuación se aplica el tesado del tirante longitudinal en el tablero y la instalación de los gatos para el tesado de las péndolas tal como se muestra en la (Figura 3. 7c).

Concluida la fase de tesado del tirante, es posible retirar las torres evitando excesos de deformación en el arco. Junto con ello se comienza la disposición de los grupos de péndolas pasivas (network y retención), tal como se presenta en la (Figura 3. 7d).

Finalizada la colocación de las péndolas network, se pone final a la primera fase del método constructivo. La segunda etapa corresponde al proceso de tesado de las péndolas, el cual permite levantar poco a poco el tablero de las pilas, tal como se presenta en la (Figura 3. 7e).

La secuencia de tesado propuesta, considera los siguientes pasos:



- a) Comenzar con el tesado total de las péndolas verticales.
- b) Continuar con el tesado de las péndolas network (si fuese necesario), evitando ubicar estas péndolas con espaciamentos mayores a 4 metros en el arco. Realizar el proceso de manera simétrica.

Finalmente cuando el tablero quede completamente suspendido por las péndolas, se puede proceder a la demolición de las pilas y la reutilización del material como residuo de construcción, (Figura 3. 7f).

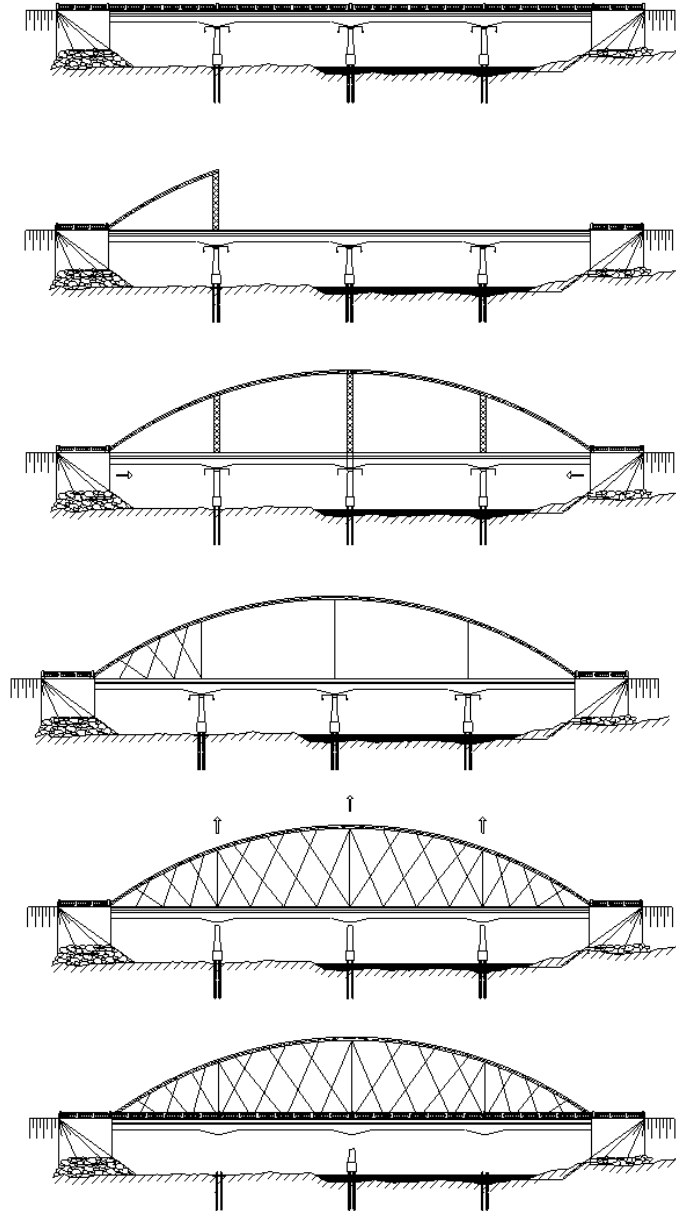


Figura 3. 7. Esquema de las etapas constructivas propuestas para obras de refuerzo.

A partir del método constructivo descrito puede identificarse dos grandes etapas en estudio:

- 1) Cambio de la estructuración mediante los elementos dispuestos, incorporación de arcos, torres, y desvinculación de las pilas.
- 2) Estudio y secuencia de tesado de las péndolas, realizando efectivamente el cambio del esquema estático, ajustándose a bandas admisibles de esfuerzo y/o tensiones.

Por lo tanto, el proceso de análisis contempla las siguientes consideraciones para verificar el estado de esfuerzos y/o tensiones en cada etapa:

- Modificación en superestructura.
- Colocación del arco: consideración de poner torres.
- Aplicación del tirante (pretensado exterior).
- Retiro de las torres.
- Aplicación del tesado de péndolas verticales al momento de posicionarlas (intento de tesado en una etapa).
- Verificación de reacciones en los apoyos y/o desplazamientos verticales del tablero: Posibilidad de eliminar la pila según corresponda.

### **3.3.1. Análisis secuencial de construcción y tesado**

Para el estudio del método constructivo y la influencia de las variables significativas se presenta este apartado, el cuál define como base una disposición de las péndolas determinadas y, a partir de ésta, determinar el orden y magnitud de tesado de cada una de las péndolas verticales para conseguir un adecuado levantamiento del tablero.

Como base del análisis de tesado se estima como pasos previos:

- 1) Carga de tablero original, incorporación de pesos propios del tablero original.
- 2) Cargas adicionales por reconstrucción de aceras.
- 3) Colocación de torre y primer bloque de arco.
- 4) Finalización de la puesta de arco.
- 5) Eliminación de la unión pila-viga.
- 6) Pretensado exterior (total).
- 7) Retiro de torres.
- 8) Disposición de péndolas de retención.
- 9) Disposición de péndolas network.

Se incluyen en este análisis un tipo de péndolas denominadas de retención, correspondientes al conjunto de péndolas cercana a la unión arco-tablero que regulan la aparición de momentos negativos en el tablero en ese sector (Anejo IV). Cabe mencionar que inicialmente las etapas 8 y 9 no consideran tesado, por lo tanto no participan en el levantamiento del tablero.

A partir de esta base de análisis y pasos constructivos, se propone un método de verificación asociado a la generación de límites y criterios de aceptación. En el caso de estructuras que se presenten con poca información inicial, es decir, falta de planos de detalle, armaduras, tipos de materiales entre otros, se recurre al estudio mediante bandas admisibles. Estas bandas corresponden a criterios de comparación según análisis empíricos de resistencia y tensiones en el puente en estudio. Para ello, se estudia el tipo de cargas que actualmente resiste el puente original, generando una modelización que entregue un conjunto de tensiones en el tablero, las cuales sirven como límites para la comparación con las nuevas tensiones que sufrirá la estructura en cada una de las fases constructiva, las cuales se obtienen a partir de la

modelización del puente reforzado con arco atirantado en un programa de análisis estructural considerando todas las cargas del proceso de construcción y levantamiento.

Cuando este análisis se realice mediante los esfuerzos de flexión se denominará Banda Admisible (BA), principalmente aplicado a elementos que no incluyan combinación de esfuerzos importantes, como es el caso de las vigas transversales o diafragmas.

Por otro lado, cuando se realice mediante el estudio de las tensiones en el tablero se denominará Banda Admisible Modificada (BAM). Ésta es la más utilizada en este tipo de puentes en arco, debido a que incorpora la acción de los esfuerzos por momentos, generados por las cargas gravitatorias de elementos y tesado de péndolas, y los esfuerzos axiales inducidos por el tirante. A estos límites también se incluyen las tensiones máximas a compresión y tracción del material.

Los puntos de análisis de la “Banda Admisible Modificada” (BAM), corresponden a la tensión superior e inferior de los elementos longitudinales y transversales del tablero en cada uno de los pasos de análisis. Estos puntos se determinan a partir de la distancia desde el eje neutro de la viga.

Los límites del estado de tensiones que definen esta banda son:

- Tensiones de referencia en vigas longitudinales del puente original
- Resistencia a compresión de hormigón,  $f_{cmax}$  (Ecuación 3. 17)
- Resistencia a compresión de hormigón ampliada,  $f_{cmax2}$  (Ecuación 3. 18)
- Resistencia a tracción del hormigón,  $f_{ct}$  (Ecuación 3.19)

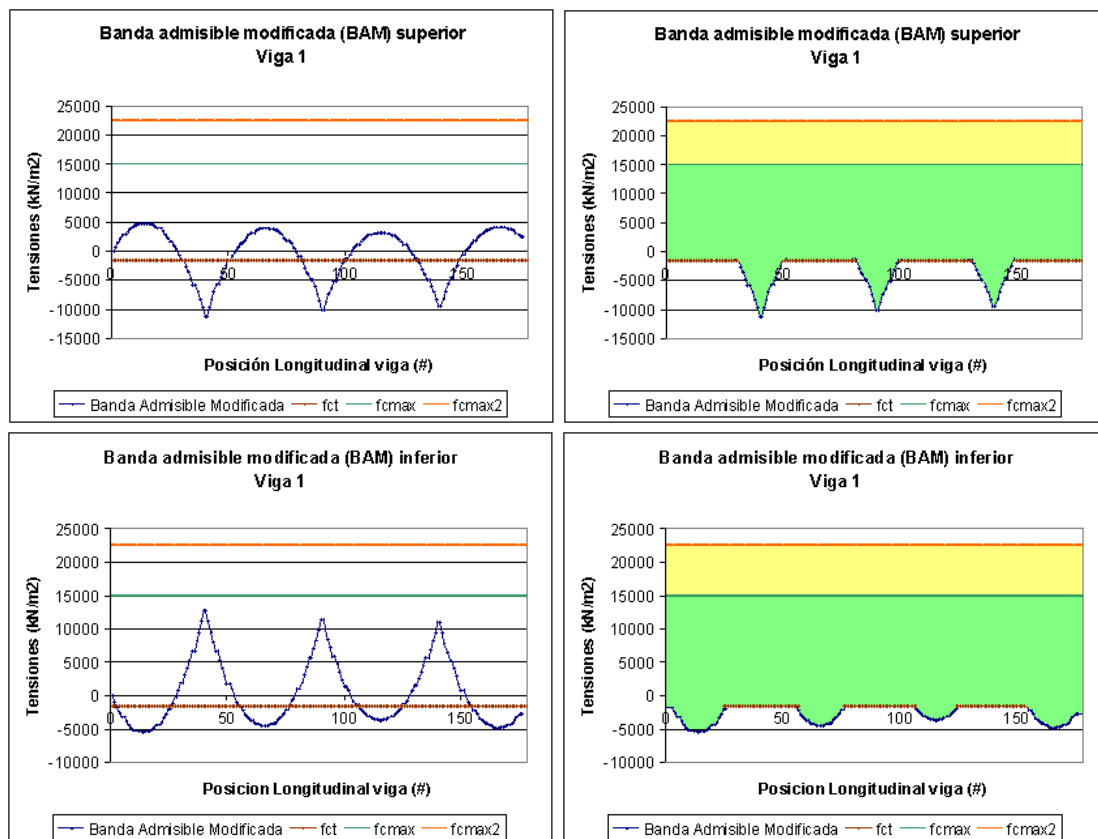


Figura 3. 8. Curvas y áreas de la Banda Admisible Modificada (BAM)

En la (Figura 3. 8) se aprecian las BAM para una viga cualquiera, en los casos de tensiones superiores e inferiores. Las gráficas muestran a la izquierda los límites antes mencionados, y en la derecha la representación del área de la banda para aceptar los procesos. En color amarillo se muestra el sector que es aceptable sólo para etapas transitorias (constructivas y de tesado), la cual denominaremos “Área Transitoria”. Por otro lado, el sector verde es el área donde se aceptan los casos transitorios además de los casos permanentes (específicamente última etapa de tesado), la cual denominaremos “Área Permanente”.

Cuando el método constructivo en su fase de preparación, haya cumplido con las exigencias de las bandas admisibles correspondientes es posible comenzar con el análisis de tesado y su verificación. Un análisis del tesado de péndolas network y retención se deja para otro grupo de variables.

El análisis presentado comienza en la fase de la (Figura 3. 9), en la cual se ha concluido la fase de preparación sobre el puente original, y se han añadido los elementos para el levantamiento del tablero, es decir, arcos, péndolas y pretensado.

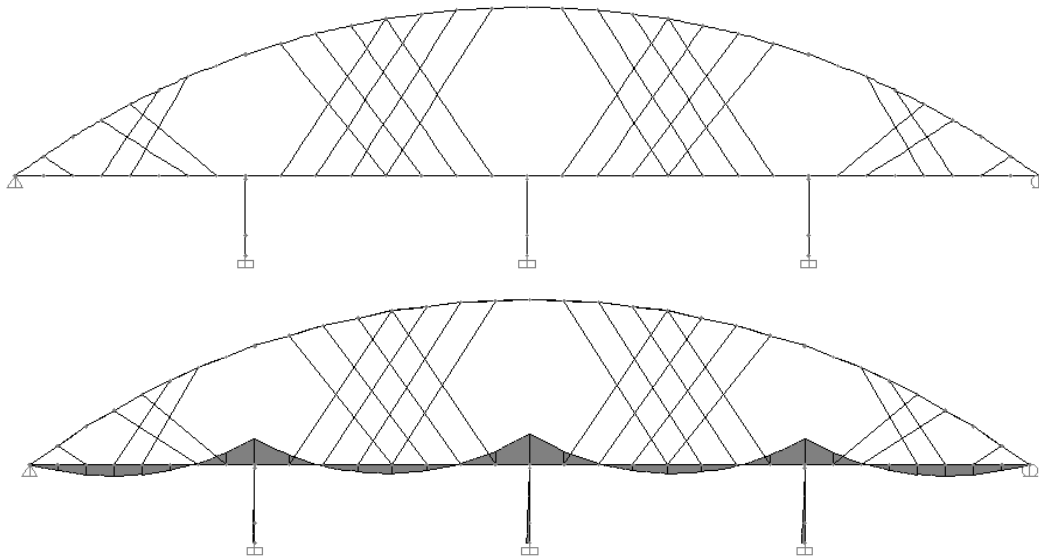


Figura 3. 9. Estructuración y ley de momentos previo al tesado.

A partir de este punto se desarrollan dos estrategias para determinar un procedimiento de levantamiento del tablero desde las pilas. La primera de ellas corresponde a la búsqueda de una solución factible de tesado realizando prueba y error, permitiendo generar límites y criterios iniciales (Hernández 1993) (ver Anejo I). Las conclusiones de este método permiten, en el apartado 3.4 y 3.5, exponer y desarrollar una segunda estrategia de solución mediante mecanismos automatizados y optimizados.

### 3.4. Técnicas de optimización mediante método meta-heurístico

En el Anejo I se describe el problema de trabajar de manera manual en el proceso de iteración, tanto por el tiempo invertido en ello, como también por el problema de compatibilizar los requerimientos a cumplir. El desarrollo manual de este método ha permitido identificar una serie de condiciones y variables en el estudio del método constructivo, como también definir los objetivos básicos que se esperan de este proceso, entre ellas:

- a) Una óptima secuencia de tesado dependerá de cómo se conjugan: Orden de tesado y magnitud de tesado.
- b) Una solución óptima del proceso de tesado debe considerar un análisis global de la secuencia
- c) El máximo tesado admisible en una péndola depende tanto del orden en la cuál es tesada, como también en la secuencia que lleva el tesado.
- d) En péndolas existe un límite máximo del material, asociado a la capacidad última y a una seguridad frente a fatiga.
- e) El estudio del levantamiento del tablero debe realizarse corrigiendo secuencialmente el orden de tesado y eliminación de pilas.
- f) La restricción de que la ley de momentos sea menor o igual al de la banda admisible es muy estricta.
- g) Se recomienda el uso como restricción y análisis el estado tensional, y no el estado de momentos, para incluir posibles compresiones del tablero (efecto tirante).

En consecuencia los objetivos serán:

- Conseguir el levantamiento del tablero, representado por desplazamientos vertical del tablero en el sector de pilas.
- Mantener un estado de tensiones en el tablero igual o inferior al que presenta el puente original bajo una combinación de carga en servicio, en toda fase de tesado.

Sin embargo, el proceso descrito de forma manual puede estar condicionado por la experiencia del diseñador, que en el caso de proyectos nuevos, como éste, no dan mucha certeza (Hernández 1993). Esta situación se acentúa cuando el estudio intenta obtener comportamientos globales y criterios generales.

Son estas razones las que invitan a desarrollar un sistema de optimización del proceso constructivo que considere: automatización del proceso, criterios mínimos de prediseño y un concepto multi-objetivo de soluciones.

### **3.4.1. Método de solución en etapa constructiva: Técnicas de optimización y algoritmos genéticos (AG)**

Encontrar una alternativa factible para determinados problemas puede ser relativamente complejo. Una manera de conseguirlo es mediante la optimización de alternativas que permitan extraer una única solución o bien un conjunto de ellas.

El problema del método de tesado se centra en satisfacer múltiples objetivos, como son el permitir el levantamiento total del tablero, mantener un estado de tensiones admisibles, e intentar utilizar la menor cantidad de material y de procesos de tesado. El estudio se desarrolla mediante variables, que son una combinación de tipo discreta y continua, teniendo como denominador común la ausencia de una función explícita.

El estudio de métodos de optimización relacionados con este tipo de variables y el desarrollo de algoritmos que consideren las variables discretas como funciones no lineales, se han estudiado a partir de los años 60 del siglo XX, con una intensificación a partir de la década de los 80, permitiendo ampliar los campos de investigación y casos prácticos donde se utilizan (Branke et al. 2008, Vose 1999).

La optimización incluye una serie de conceptos básicos:

- Función objetivo.
- Variables.
- Restricciones.

La función objetivo corresponde a la medida cuantitativa del problema en estudio que se desea optimizar, asociado muchas veces a maximizaciones o minimizaciones (Belegundu & Chandrupatla 1999).

Existen tres formas básicas de definir la función objetivo (Alonso 2006, Branke et al. 2008), entre ellas:

- “Sistemas de ecuaciones lineales o no lineales”: Casos en que esta función no existe para resolver el problema planteado. En esta situación el interés apunta a obtener una solución factible, definida a partir de un conjunto de restricciones.
- “Optimización sin restricciones”: Caso en que existen las condiciones en que se busca encontrar los valores de variables que maximicen o minimicen una función objetivo, sin considerar condiciones límites.
- “Optimización multi-objetivo”: Caso en el que se pretende encontrar una solución cuando el problema planteado presenta múltiples funciones objetivos y en el que muchas o todas ellas presentan conflictos.

La optimización del método de tesado corresponde a una forma tipo multi-objetivo, pues presenta más de un objetivo a optimizar. A raíz de ello se comentan algunas formas de reducir este número de funciones utilizadas como (Collette & Siarry 2003):

- Funciones objetivos compuestos.
- Selección previa mediante restricciones de la función objetivo predominante.

La variable corresponde al conjunto de parámetros de diseño, utilizado para describir los procedimientos del método. Estas variables son las que se modifican con el objetivo de optimizar el proceso, es decir son las geometrías, magnitudes de tesado y ordenes de tesado que permiten satisfacer los objetivos básicos del método de tesado. Estas variables pueden ser continuas, es decir, definidas dentro de un dominio continuo y limitado, como puede ser el caso de un rango de tesado. O bien pueden ser variables discretas, donde los valores corresponden a puntos de una región, como pueden ser tipos específicos de perfiles del arco; o binarios, como si se produce o no un levantamiento.

Las restricciones corresponden a los límites que pueden tomar las variables. A ellos también se les denomina condiciones límites del problema (Belegundu & Chandrupatla 1999). Estas restricciones generalmente se asocian a desigualdades o bien a valores particulares. En muchos casos es posible encontrar restricciones que no incluyen a una sola variable, sino combinaciones de ellas. Ejemplo de estas restricciones son los límites en el estado de tensiones en el tablero existente o las limitaciones de capacidad resistente del material en péndolas.

Los métodos de optimización se clasifican en (Alonso 2006, Voss 1999, Dreo. et al. 2006):

- Clásicos.
- Meta-heurísticos.

Los clásicos se relacionan con métodos de optimización escalar, sin restricciones, lineales, entre otros (Goberna et al. 2004). En estos métodos se pueden presentar las siguientes funciones estándares de minimización de problemas (Alonso 2006):

Escalar:	$\min_a f(a) / a_1 < a < a_2$
Sin restricciones:	$\min_x f(x)$
Programación lineal:	$\min_x c^T x / Ax \leq b$
Programación cuadrática:	$\min_x \frac{1}{2} x^T Hx + c^T x / Ax \leq b$
Minimización con restricciones:	$\min_x f(x) / G(x) \leq 0$
Objetivo meta:	$\min_{x,y} \gamma / F(x) - w\gamma \leq \text{meta}$
Mínmax:	$\min_x \max_{F1} F1(x) / G(x) \leq 0$

El estudio de ellas se basa en un análisis de sensibilidad como una etapa en la cual se aprecian los cambios producidos en las variables frente a modificaciones o perturbaciones inducidas.

Para este análisis se han desarrollado técnicas como las aproximaciones semi-analíticas y las diferencias finitas, intentando disminuir el gran tiempo que consumen dentro del proceso de optimización (Maciel 2000).

Otro método de optimización son los de programación matemática (Vergara 1975), utilizados para la optimización de programación no lineal. Para ello, el método linealiza la función para posteriormente obtener las derivadas respecto a las variables de estudio en determinados puntos, para construir con ello un nuevo modelo semejante al original. Un ejemplo es la programación cuadrática, la cual intenta minimizar/maximizar un función cuadrática según variables con restricciones lineales.

Presenta una serie de inconvenientes como:

- No asegura obtener un óptimo global.
- Menos robusto que los métodos de optimización por combinación.
- Convergencias lentas al óptimo global.

Los métodos meta-heurísticos se basan en una optimización por combinación relacionados con un análisis probabilístico. Presentan como ventaja el no necesitar información de gradiente ni tampoco de un análisis sensitivo previo.

Entre los más estudiados en las últimas décadas se consideran los algoritmos basados en procesos naturales, entre ellos: los algoritmos genéticos, redes neuronales o búsquedas heurísticas.

Las redes neuronales son un método que intenta simular el comportamiento cerebral humano (Freeman 1993, González 2004). Su funcionamiento requiere de un período inicial de entrenamiento, en un proceso de aprendizaje de los casos aceptables. La ventaja fundamental de este método es el bajo esfuerzo computacional para entregar soluciones. Sin embargo, tiene una serie de inconvenientes como son:

- Requiere un período prolongado de aprendizaje.
- Soluciones aproximadas.

Por esta razón, la recomendación es utilizar el método cuando se requiera una estimación rápida, se tengan suficientes casos para formar el aprendizaje y se acepten soluciones aproximadas.

Los algoritmos genéticos, como las estrategias evolutivas, se basan en una búsqueda selectiva, robusta, realizada a semejanza de la evolución biológica, permitiendo la continuidad de los seres más aptos (Goldberg 2002). Dentro de sus principales fortalezas esta el poder encontrar óptimos globales. Estas técnicas presentan dos tipos de inconvenientes:

- El tiempo de búsqueda se incrementa exponencialmente según el número de variables.
- Detenciones del proceso en óptimos locales.

Si bien las estrategias evolutivas se asemejan a los algoritmos genéticos, debido a que utilizan una población de individuos que se ven afectados por procesos de recombinación y mutación para alcanzar el óptimo deseado, estos métodos se diferencian en el uso de las variables y la función objetivo, pues cada individuo en sí puede ser una función objetivo y por lo tanto un óptimo dentro de una población, y las variables asignadas se diferencian entre variables objeto y variables estrategia (Peris 2000). Esto presenta como inconvenientes que:

- Se requiere de teorías probabilísticas y estadísticas.
- No existe una función analítica objetiva, lo que implica un estudio de solución caso a caso.

A partir de este análisis se concluye por seleccionar el método de optimización de los algoritmos genéticos para el estudio del método de tesado por las siguientes razones:

- No requiere información previa y de tenerse puede aplicarse a las variables en estudio, mejorando el proceso de optimización.
- Puede utilizar tanto variables discretas como continuas.
- Permite entregar un conjunto de óptimos según sea el criterio.
- No se limita a trabajar con problemas complejos o no lineales.
- Frente a un número reducido de variables, los tiempos de convergencia son bajos.

### **3.4.2. Algoritmos Genéticos**

Esta técnica de búsqueda de soluciones se asocia a los conceptos de selección natural y genética, inspirada en la teoría de la evolución desarrollada por Charles Darwin (1859), la cual plantea que existe una selección natural entre las especies, que se encarga de preservar y transmitir de generación en generación las características más favorables de un individuo y de destruir las perjudiciales, asumiendo que en cada proceso se producen variaciones y diferencias. Gracias a estas modificaciones los individuos podrán ir adaptándose al medio en que viven, permitiéndoles sobrevivir al proceso de la evolución.

Para ello se asume la competencia como el mecanismo en que se consigue dicha sobrevivencia, en la cual las características más aptas de los individuos reemplazan a las menos adaptadas, eliminando a los más débiles. Este proceso se da a nivel de especies, e internamente a través de los genes, unidades que controlan las características de los individuos. Un conjunto de estos genes define un cromosoma y estos definen al individuo. De esta forma el proceso asegura una conservación de los genes más aptos y también del conjunto de características, es decir, del individuo.



A partir de esta teoría, surge a finales de los años 1960 el interés de aplicarlo a métodos de optimización. En la Universidad de Michigan, Estados Unidos, el grupo de trabajo de John Holland, comenzó el estudio de los procesos naturales de adaptación y el diseño de mecanismos artificiales que pudiesen incorporar y conservar las características de la selección natural, en particular en un aprendizaje de maquinaria, del libro “Adaptación en sistemas naturales y artificiales”, Holland (1975) (Branke et al. 2008, Man et al. 1999). La aplicación de este método en el uso computacional lo denominó “Planes Reproductivos”, los cuales incluían como hipótesis de trabajo:

- El proceso de optimización se aplica al conjunto de genes (cromosomas) y no al individuo en si.
- La selección natural se aplica a la comparación de cromosomas y a la modificación de sus genes.
- Los cromosomas más adaptados presentan mayor probabilidad de reproducirse en futuras poblaciones.
- La mutación es el proceso que modifica genes, tal que la nueva generación se diferencie de la anterior.
- La cruce es el proceso en que se recombinan los genes de una población para formar un nuevo cromosoma.
- El proceso de selección natural no tiene memoria.

Esta técnica de trabajo con el tiempo pasó a llamarse “Optimización mediante algoritmos genéticos”.

Los algoritmos genéticos relacionan la selección natural que combina la supervivencia del mejor adaptado con las posibles soluciones del problema a resolver, a partir de cambios aleatorios producidos en la información genética (cromosomas) de un individuo, donde los cromosomas estarán formados por genes que representan los valores de las variables de decisión. Al permitirse la reproducción, mutación y cruce de estos genes, se permite la preservación de los individuos más aptos, es decir, sucesivamente se van obteniendo las características deseables de los individuos de una población, siendo la nueva generación igual o más avanzada que la anterior, lo cual genera una mejora sucesiva de la función objetivo.

El desarrollo de este método ha mostrado un buen desempeño en el equilibrio entre eficacia y eficiencia para resolver problemas, es decir, posee una gran robustez. Por ello su aplicación ha trascendido el campo de la selección natural, siendo importante su contribución en estudios y aplicaciones en las áreas de economía e ingeniería (Winter et al. 1995). Esta aplicación se debe a las múltiples ventajas que presenta frente a los métodos clásicos de optimización (Reeves & Rowe 2003, Estevéz 1997), entre ellas:

a) Computacionalmente simples de programación, con buen rendimiento en la búsqueda de soluciones.

Como se presenta en el desarrollo del algoritmo, la utilización de esta técnica requiere una serie de condiciones y restricciones para su programación, lo cual la convierte en una manera sencilla de trabajar y fácilmente adaptable a diferentes problemáticas.

b) Uso de una codificación de parámetros.

Este método requiere la codificación de parámetros, lo cual se realiza como una cadena de caracteres finita, la cual en su conjunto corresponden al cromosoma de un individuo. El

cromosoma por lo tanto se conforma de diferentes caracteres que hacen las veces de genes del individuo. Esto muestra que el sistema no trabaja con los parámetros en sí.

Ej. Sistema de interruptores que filtra la señal recibida ( $f(s)$ ) donde se codifica cada interruptor como un carácter de genes, asociados a encendido o apagado con un sistema binario de 1 y 0, donde el objetivo o meta del sistema es la maximización de la señal (Goldberg 1989).

c) Búsqueda de un conjunto de puntos de solución (banda de soluciones factibles).

El trabajo simultáneo con una base de datos de varios puntos cada uno, evita encontrar máximos o mínimos locales, debido a la posibilidad de ir avanzando en diferentes frentes de solución, reduciendo con ello encontrar falsos mínimos. Esto no ocurre con los métodos clásicos, los cuales trabajan con un punto en el sistema de soluciones en donde la regla de transición determina el siguiente punto, de tal manera que es fácil caer en falsos máximos en espacios de soluciones con muchos picos.

d) Uso del valor de la función objetivo como dato.

El método requiere para una búsqueda eficaz solamente los parámetros de la función objetivo, los cuales se asocian a los cromosomas de cada individuo (cadena de caracteres). A diferencia de los métodos clásicos que necesitan para obtener los máximos, información adicional como el uso de derivadas o gradientes de manera manual o analítica.

e) Reglas probabilísticas.

La regla de transición utilizada en los Algoritmos Genéticos se basa en la probabilidad y no en lo determinístico, como en el caso de los métodos clásicos. Es decir, se basa en la generación aleatoria para guiar la búsqueda de soluciones, permitiendo con ello indagar en diferentes áreas (no predefinidas) del espacio de soluciones.

Al igual que con los seres vivos, el método utiliza como medidas de evolución, para buscar las soluciones óptimas, tres operaciones: Reproducción, Cruza y Mutación, las que permiten pasar de una población inicial a poblaciones sucesivas. Es importante notar que cada una de estas operaciones es sumamente sencilla, pues se necesita realizar una copia de cadenas de caracteres determinados y la modificación de alguno de ellos, tal como se detalla a continuación.

- a) La Reproducción tiene como objetivo la perpetuación de la especie más adaptada. En este caso la capacidad de que los genes de los padres puedan ser pasados a las futuras generaciones. A partir de ello este mecanismo hará una copia fiel de estos dos padres en la futura generación, respecto a los valores particulares de la función objetivo, la cual según el caso corresponderá a la maximización o minimización de ella, a semejanza de una función de bondad.

Esta acción lo que intenta es permitir que individuos con la mejor adaptación aumenten la probabilidad de contribuir con sus genes en la formación de la próxima población, asumiendo que estos tienen buenas características, lo que según Darwin es la supervivencia del mejor adaptado. En el caso artificial de optimización, esta capacidad de perpetuación la determina finalmente la función objetivo. La operación de reproducción puede implementarse de varias maneras entre ellas:

*Selección de los mejores:* Se escogen los dos cromosomas con la mejor función objetivo del conjunto de soluciones y se preservan para la siguiente generación.

*La ruleta:* Cada cromosoma tiene un porcentaje del total de la función objetivo. Las posibilidades de reproducirse y ser descendiente son función de este porcentaje.

- b) La Cruza corresponde a la combinación de los genes de los padres que permiten formar un nuevo conjunto de individuos en la futura generación. Para ello, luego de la reproducción se posicionan los descendientes en parejas como:

$$\begin{aligned} A &= 1\ 0\ 1\ 1\ 1 \\ B &= 0\ 1\ 0\ 1\ 0 \end{aligned}$$

Posteriormente se elige aleatoriamente un número entero entre 1 y la longitud de la cadena y se crean dos cadenas nuevas, a partir del intercambio de los caracteres determinados. Ejemplo si  $n = 2$  la solución resultante sería:

$$\begin{aligned} A' &= 1\ | 1\ | 1\ 1\ 1 \\ B' &= 0\ | 0\ | 0\ 1\ 0 \end{aligned}$$

Un procedimiento alternativo corresponde a que a partir del valor  $n$  entregado, la cruce se realiza a todos los genes desde  $n + 1$  hasta la longitud de la cadena, en el ejemplo sería:

$$\begin{aligned} A'' &= 1\ 0\ | 0\ 1\ 0\ | \\ B'' &= 0\ 1\ | 1\ 1\ 1\ | \end{aligned}$$

- c) La Mutación es un proceso que se genera cuando se crean nuevas cromosomas en los que algunos de los genes sufren ligeras modificaciones. Esto en la vida natural se debe a errores en la copia de los genes. Esta operación se aplica aunque las anteriores ya entregan una búsqueda efectiva de soluciones. Sin embargo, la reproducción y la cruce no siempre abarcan genes potencialmente útiles, por lo tanto, la mutación evita que se pierda información relevante. La mutación corresponde a un cambio aleatorio de alguno de los caracteres. En general su aplicación es secundaria, utilizada con una baja tasa.

Estas operaciones actúan sobre una población que corresponde a un conjunto de cromosomas, de los cuales se genera un nuevo individuo o conjunto de ellos, de manera iterativa, pasando de una generación a otra. En este proceso la capacidad de sobrevivencia de un individuo está limitada por su salud, la cual corresponde a la función objetivo o de aptitud. Con estas operaciones, al final del proceso es posible obtener el conjunto de mejores individuos, o lo que es lo mismo, de soluciones factibles y óptimas.

De esta forma, el proceso de composición de una población a otra está determinado por:

- Padres de la población inicial incluidos por Reproducción.
- Hijos de la nueva población generados por Cruce de los padres.
- Hijos de la nueva población generados por mutación de uno de los padres.

Los problemas optimizados por algoritmos genéticos se enfrentan en muchos casos a restricciones. Por este motivo la intención es aplicar restricciones que puedan ser incluidas en forma explícita o implícita en la función objetivo. Para ajustar las restricciones explícitas comúnmente se utiliza el método de operadores especializados en viabilidad, el cual se relaciona

con problemas de costes. Para restricciones implícitas (también explícitas), se trabaja con dos métodos: Utilización de soluciones viables o Penalización (Will 2008, Estévez 1997).

La utilización de soluciones viables elimina los individuos que no cumplen con alguna restricción, evitando que participen en los procesos de selección para la siguiente generación. Este método no es recomendable si se cuenta con un número bajo de individuos por población o se tienen restricciones muy estrictas que hagan que el número de soluciones viables sea menor a las inviables.

La penalización aplica una valoración adicional sobre la función objetivo a los individuos de una población que violan alguna restricción, con la dificultad de estimar dicha penalización y conseguir la independencia entre una y otra cuando se tienen funciones multi-objetivo.

En los algoritmos genéticos el tema de fin de proceso se define mediante dos métodos (Estévez 1997):

- Convergencia
- N° de iteraciones

La convergencia consiste en detener el proceso de optimización cuando los individuos más aptos de una generación (padres) no sufran modificaciones un número de generaciones previamente definido. Una alternativa a este método es mediante la diferencia entre padres de una generación a otra, tal que si esa diferencia es menor a la estimada se detiene el proceso.

El N° de iteraciones es un parámetro que se entrega inicialmente al método, para que independientemente si se ha alcanzado un óptimo o no, el proceso se detenga.

A modo de resumen se presenta el siguiente glosario:

- Cromosoma: Solución factible (individuo), es decir, conjunto de variables de decisión.
- Genes: Variables de decisión.
- Operaciones: Reproducción – Cruza – Mutación.
- Población: Conjunto de individuos o cromosomas (finalmente serán las soluciones factibles).
- Salud: Función objetivo, aptitud o bondad.

### **3.5. Algoritmo genético modificado para método de tesado**

El presente apartado tiene como finalidad presentar y desarrollar el método de tesado y de construcción, para la conversión de puentes continuos en puentes en arco atirantados. El objetivo es la automatización de este proceso ya explicado en el apartado anterior, y obtener un conjunto de soluciones factibles mediante la optimización mediante algoritmos genéticos.

El desarrollo del método de tesado y su aplicación computacional, sufre variaciones respecto al estudio inicial y manual (Anejo I), permitiendo obtener resultados más precisos y en mayor cantidad, gracias a las mejoras introducidas en los criterios y las posibilidades que entrega el uso automatizado.

Para ello se ha desarrollado un algoritmo genético específico y modificado respecto al algoritmo genético simple presentado en el apartado anterior, ya que atiende a las necesidades y requerimientos específicos del problema de construcción y tesado de puentes.

En cuanto a la aplicación del modelo del puente, el proceso de diseño y análisis respecto al caso manual también sufre cambios, tanto en la denominación de algunos parámetros, las variables en estudio, como en los criterios de restricciones y aceptación de los resultados.

La primera gran diferencia es la utilización como criterio de análisis el estado tensional del tablero, en vez de la comparación de los momentos longitudinales. Esto permite incorporar al estudio los efectos que induce la aplicación del pretensado exterior o tirante. Se define el estado tensional como:

$$\sigma_O = \frac{M * v}{I_{INDIVIDUAL}} \quad [\text{Ecuación 3. 1}]$$

$$\sigma_M = \frac{P}{A_{TOTAL}} + \frac{P * e * v}{I_{TOTAL}} + \frac{M * v}{I_{INDIVIDUAL}} \quad [\text{Ecuación 3. 2}]$$

Donde:

$\sigma_O$ : Tensión (superior o inferior) en las vigas del puente original.

$\sigma_M$ : Tensión (superior o inferior) en las vigas del puente reforzado.

P: Esfuerzo axial total, incluidas las pérdidas.

A: Área total del tablero.

e: Excentricidad del tirante de pretensado exterior.

v: distancia desde el eje neutro a la fibra más alejada de la pieza.

I: Inercia, total o de elemento de la viga longitudinal.

M: Momento en los elementos longitudinales (cargas de construcción + tesado de péndolas).

De esta ecuación se obtienen los estados tensionales en la fibra superior e inferior de las piezas longitudinales. El criterio de aceptación ya no se ajusta a la banda admisible, sino a una banda admisible modificada asociada a tensiones (Ecuación 3. 1), pero que tiene como tolerancias las capacidades resistentes a tracción y compresión de las piezas (ver Anejo I). Por esta razón el óptimo se define como:

$$\text{Estado óptimo} = \sigma_M \leq \sigma_O \quad [\text{Ecuación 3. 3}]$$

Como se ha comentado, como ésta es una restricción muy exigente, se define el estado aceptable cuando cumple las tres condiciones siguientes:

$$\begin{aligned} \sigma_M &> \sigma_O \\ \text{Estado aceptable} &= \sigma_M \leq f_{ct} \\ \sigma_M &\leq 0,8 * f_{ck} \end{aligned} \quad [\text{Ecuación 3. 4}]$$

El criterio se aplica a cada una de las fases de tesado, comenzando con un estado de tensión y deformación de la estructura producido a partir de la etapa constructiva.

Por otro parte, el criterio de levantamiento del tablero se conserva. Se define como levantamiento de una pila cuando los desplazamientos verticales en todos los puntos de apoyo entre el diafragma y la pila son mayores a 4 mm (Ecuación 3. 5). Por su parte, se considera un levantamiento total cuando la suma de reacciones en todas las pilas es cero (Ecuación 3. 6).

$$D_i \geq 4mm \quad \text{[Ecuación 3. 5]}$$

$$Lev_{TOTAL} = \sum_{Vpila} Lev_p \quad \text{[Ecuación 3. 6]}$$

Donde:

Di: Desplazamiento del tablero en la pila i

Levp: Levantamiento de una pila (p)

Levtotal: Levantamiento de todas las pilas que componen el puente original

Estos dos criterios conforman el objetivo final del proceso constructivo, es decir, producir el levantamiento del tablero, conservando, dentro de rangos admisibles, un estado de tensiones en cada una de las fases constructivas. De esta manera se asegura un comportamiento adecuado del tablero, sin inducir tensiones que puedan dañar la estructura.

Para conseguir estos objetivos se plantea el tesado de péndolas. En forma general, la geometría, posición e inclinación pueden ser cualquiera dentro de la oferta propuesta en el mercado. Sin embargo, algunas consideraciones especiales se realizan siguiendo los enunciados del apartado anterior. Con respecto a esto se intenta utilizar el mínimo de cordones (o área) en las péndolas, un menor número de ellas y un tesado total reducido. El objetivo es disminuir la cantidad de operaciones de tesado, el material y la complejidad de colocación.

En cuanto a la utilización de las péndolas en el sistema estructural, se considera un rango de tesado compuesto por: un mínimo de tesado total, equivalente al peso propio de la superestructura menos la suma de reacciones verticales en los estribos (Ecuación 3. 7), y un máximo asociado a la capacidad resistente del material más una reducción por temas de fatiga, reducidos por factores de seguridad como se aprecia en (Ecuación 3. 8).

$$T_{MIN} = PP_{SUPERESTRUCTURA} - R_{ESTRIBOS} \quad \text{[Ecuación 3. 7]}$$

Donde:

Tmin: Mínimo tesado total.

PPsuperestructura: Peso propio superestructura.

Restribos: Sumatoria de las reacciones en los estribos.

$$T_{MAX} = \frac{N_{ED}}{\alpha_F * N_{PL}} * T_i \quad \text{[Ecuación 3. 8]}$$

Donde:

$$N_{ED} = \frac{E_p * A_p * |\Delta L|}{L_p}, \text{ Esfuerzo axil por deformación impuesta.}$$

$$N_{PL} = A_p * fpu, \text{ Esfuerzo axil resistente por material.}$$

$\alpha_F$ : Factor de reducción por fatiga, 0,45.

$T_i$ : Tensión individual de cada péndola.

La definición del esfuerzo axil por deformación se deduce a partir de la premisa que cada péndola tendrá un esfuerzo inicial (modelado por deformación) para el proceso de iteración, a

partir del valor correspondiente a la reacción en la pila. Según ello la deformación se define como:

$$R_p = \sigma_p * A_p$$

$$R_p = \frac{\Delta L_p}{L_p} * E_p * A_p \quad \text{[Ecuación 3. 9]}$$

Adicionalmente, si se considera la relación entre el esfuerzo máximo en péndola por la resistencia del material más un factor de seguridad superior al correspondiente a la fatiga se tiene:

$$A_p = \frac{R_p}{0,3 * fpu} \quad \text{[Ecuación 3. 10]}$$

Reemplazando (Ecuación 3. 10) en la (Ecuación 3. 9), se obtiene que la deformación no depende de la reacción, definiéndose como:

$$\Delta L = \frac{0,3 * fpu * L_p}{E_p} \quad \text{[Ecuación 3. 11]}$$

Con estas tensiones inducidas por deformación al modelo, se tiene la base para comenzar la iteración mediante la modificación de dichas tensiones, multiplicando por porcentajes de ella ( $\eta$ ). Con lo cual el estado inicial previo a la iteración en los modelos corresponde al siguiente:

El modelo del puente original se encuentra desarrollado como emparrillado plano, sin daños en las pilas ni en la superestructura. Adicionalmente se encuentran aplicadas las siguientes cargas:

PP: Cargas de peso propio.

CM: Cargas de pesos adicionales.

Q: Sobrecargas vehiculares uniforme.

La combinación de cargas asumida es en servicio, con factores tal como se expresa:

$$\text{Combinación}_{\text{Servicio}} = 1 * PP + 1 * CM + 1 * Q \quad \text{[Ecuación 3. 12]}$$

Esta combinación de carga define el marco de referencia de los estados tensionales modificados. En el modelo no se incluye otro factor seguridad; sin embargo, se propone aplicarlo en el proceso de automatización según los requerimientos del usuario, creando las variables  $FS_M < 1$  y  $FS_D$ , aplicadas como:

$$\sigma_{OM} = \sigma_O \cdot FS_M \quad \text{[Ecuación 3. 13]}$$

$$\sigma_{OM} = \sigma_O + FS_D \quad \text{[Ecuación 3. 14]}$$

Donde:

$\sigma_{OM}$  : Tensión de referencia en el modelo original, modificado por factores de seguridad.

$FS_M$ : Factor de seguridad implementado como multiplicador de la tensión original.

$FS_D$ : Factor de seguridad implementado como un valor que desplaza la curva de tensiones original hacia valores de tensiones positivas.

El modelo del puente modificado se desarrolla utilizando como base el mismo emparrillado del puente original para conservar las propiedades del tablero. Respecto a la geometría se incorpora para el estudio un trazado del arco y un arreglo de péndolas determinado para comenzar con la iteración. En lo referente al sistema de cargas, idealmente se mantienen las cargas de pesos propios, agregando las de elementos nuevos e incorporando cargas asociadas al método constructivo, entre ellas:

PPM: Cargas de peso propio (Incluye además el arco, torres, entre otros).

TEMP: Cargas de deformación en las péndolas (según Ecuación 3. 11).

TENDON: Carga aplicada al pretensado exterior.

Para obtener la información se realizan diferentes combinaciones de cargas, las cuales se definen como cargas de construcción por etapas. Esta propiedad permite ir incorporando estados tensionales en sucesivas modificaciones en el modelo. Estas cargas se dividen en dos:

- Cargas del método constructivo (LCASE).
- Cargas del método de tesado (TCASE).

Las cargas del método constructivo corresponden al proceso en fases de modificación del puente, desde una etapa inicial, como puente continuo, hasta la incorporación del arco. Es decir, es justamente la etapa anterior al primer tesado de péndolas. Esta carga se compone de: construcción de aceras, colocación de torres, ubicación del arco, aplicación de pretensado en el tablero, y si se desea actuar con algunas péndolas pasivas, colocación de péndolas sin tesado.

Esta carga se ejecuta previa a cualquier otra en el modelo modificado y es la base tenso-deformacional desde donde se inicia el proceso iterativo de optimización. Independientemente a que no es parte sustancial del proceso de levantamiento y puesta final del puente, se requiere que cada una de las fases de esta carga cumpla como mínimo la condición del Estado Aceptable de tensiones.

Las cargas del método de tesado son aquéllas que definen el proceso de tesado de péndolas. Para ello determinan el porcentaje de magnitud que se aplica en cada una de las péndolas respecto a la carga asignada previamente por deformación (Ecuación 3. 11), además de indicar el orden en que deben actuar. Por ejemplo, una carga de este tipo puede decir que se tesa primero la péndola central con un 50 % de su magnitud y luego las extremas con un 150 %. La asignación de estos valores esta regida por el proceso de optimización mediante algoritmos genéticos, por lo tanto, la creación y funcionamiento de estas cargas siguen los patrones que el programa determina.

Los resultados obtenidos producto de esta última carga son los utilizados para el cálculo de las tensiones en el tablero y su posterior comparación con la banda admisible modificada. El criterio adoptado corresponde a una verificación punto a punto, en cada una de las fases descritas.

Conjuntamente se realiza la verificación en cada pila y en cada fase de la magnitud de los desplazamientos verticales, permitiendo con ello determinar si se ha producido un levantamiento del tablero.

Por lo tanto, en cada uno de los modelos interesa obtener como datos de ingreso al problema, los esfuerzos axiales en cada una de las péndolas y en el tablero, los momentos longitudinales en cada una de las piezas longitudinales y los desplazamientos verticales del



tablero, para poder confeccionar los estados de tensiones y comparar con los criterios de banda admisible modificada y de levantamiento.

A partir de estos requerimientos del problema y de la utilización de un programa de análisis estructural, es posible elaborar un algoritmo genético que responda a estos problemas, y que permita identificar soluciones factibles con tiempos de procesamiento reducidos.

Para traducir el problema del método de tesado a algoritmo es necesario definir las diversas variables, parámetros, restricciones y objetivos en estudio.

La formación de una población inicial es el punto de partida para este análisis. En este caso, cada individuo de la población en estudio corresponde a un procedimiento de tesado.

Para que esto sea cierto se define un modelo de puente original y una geometría del puente en estado modificado, el cual será común en todos estos individuos. Más aún, como el puente geométricamente es el mismo, el método de construcción también se conserva. Por lo tanto, se define un conjunto de parámetros estables y comunes en un estudio del método de tesado, incluyendo en ellos:

- Geometría del tablero (rigidez).
- Geometría de péndola (diámetro, longitud).
- Geometría del arco (esbeltez, perfil del arco).
- Configuración de péndolas network.

Estos parámetros se conservan para poder obtener resultados comparables entre las diferentes maneras de tesar el puente. Independiente de este estudio, la modificación sistematizada de algunos de estos parámetros, como inercia de perfiles, arreglo de péndolas network, entre otros, permiten tener comparaciones en aspectos geométricos, que no se incorporan en el proceso inicial de optimización, evitando aumentar el número de variables y así reducir los tiempos de ejecución.

Como cada individuo es un método de tesado, la formación de un individuo es mediante una serie de genes (cromosomas), que en este caso corresponden a las variables de optimización. Se dividen en dos grupos:

- Gen de magnitud de tesado.
- Gen de orden de tesado.

El gen de magnitud de tesado corresponde a un conjunto de genes independientes, en que cada uno de ellos tiene el valor del porcentaje de fuerza de tesado que se aplicará a una péndola particular. Los valores que puede tomar este gen corresponden a un rango continuo entre  $\eta_{MIN}$  y  $\eta_{MAX}$

Donde:

$\eta_{MIN}$  : Toma valor 0, aunque idealmente se busca una magnitud que produzca un  $T_{MIN}$  .

$\eta_{MAX}$  : Magnitud máxima que produzca un  $T_{MAX}$  .

Por lo tanto, este conjunto de genes tiene un número igual a las péndolas tesadas y su ubicación dentro del cromosoma está definida por el orden en que se tesan las péndolas.

El gen orden de tesado esta compuesto por un solo gen por individuo, dentro del cual, de manera interdependiente se explicita el orden de tesado de un individuo. En este sentido, corresponde a una variable discreta dentro de un conjunto de posibilidades de ordenar el tesado. A modo de ejemplo: si se tienen 2 péndolas por tesar, el gen orden de tesado puede definirse como:

1	2	Gen de orden 1
2	1	Gen de orden 2

No existiendo más alternativas de valores para este gen. Claro es, que a medida que se realicen más péndolas tesadas, el número de genes aumentará.

Se define como interdependiente internamente debido a que modificaciones en el gen de orden deben cumplir que sea válido el nuevo gen creado, es decir, no es posible la repetición de un número dentro del gen, o anular alguno de sus valores. Por lo tanto, el cambio de un valor dentro del gen implica necesariamente un conjunto cerrado y finito de posibles valores para el resto.

A raíz de ello, el problema de optimización del procedimiento de tesado es del tipo variable mixta, con un número de variables equivalente al número de péndolas tesadas + 1. La representación gráfica del cromosoma completo se aprecia en la (Figura 3. 10):

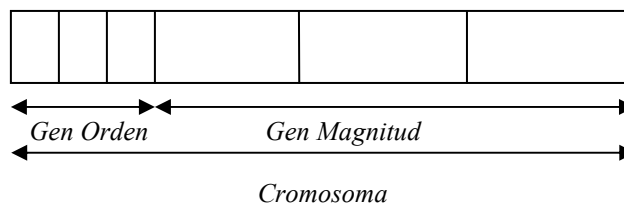


Figura 3. 10. Esquema de Cromosoma tipo.

De esta forma queda definido el individuo y en consecuencia el procedimiento de tesado, entregando un orden de tesado de las péndolas y la fuerza aplicada a cada una de ellas.

Con los individuos definidos, el algoritmo entra en una etapa de aplicación conjunta con el programa de análisis estructural, explicado en detalle en el siguiente apartado, obteniendo de ese estudio los esfuerzos necesarios para la comparación a nivel de tensiones. A partir de estos resultados se analizan las restricciones y criterios de selección para elaborar la función objetivo.

Estas dos características están estrechamente relacionadas, pues se utiliza el método de penalización para incorporar las restricciones en el análisis. La única restricción explícita corresponde a la asociada a las máximas tensiones en péndolas, como se explicó anteriormente. Las relacionadas con el estado de tensión y de levantamiento son implícitas y se incorporan a la función de bondad.

La incorporación por penalización se realiza por dos razones:

- Pequeño número de genes e individuos por población
- Incorporar en el análisis mayor amplitud de casos, entre los cuales se consideran:
  - a) Levantamientos parciales
  - b) Estados tensionales críticos (verificación de refuerzos complementarios)

De esta manera, no se descartan los casos inmediatamente, sino que su función de bondad se ve castigada con aumentos de valores según sea el caso.

Se define la función de bondad como aquella que esta compuesta por dos funciones objetivo: una asociada a la diferencia entre los estados de tensiones en el tablero del modelo original y el modificado ( $\Omega$ ) y el segundo asociado a la capacidad del individuo de levantar el tablero ( $\Theta$ ).

$$FB = \alpha * \Omega + \beta * \Theta \quad [\text{Ecuación 3. 15}]$$

En ambas funciones objetivo se encuentra incluida la penalización. Adicionalmente, para incorporarlas a una sola función de bondad se considera una sumatoria de ambas afectadas por una ponderación:  $\alpha + \beta = 1$ .

Se desarrolla a continuación el detalle del cálculo de cada una de estas funciones, su relación con el problema y el efecto de las restricciones y penalización.

La primera restricción es la de tensiones en el tablero producto del tesado. Ésta se relaciona directamente con la función objetivo  $\Omega$ .

La función objetivo  $\Omega$  se determina como la suma de la distancia aritmética en cada punto de análisis entre la tensión original (en fibra superior y fibra inferior) en el elemento y la que se obtiene en cada una de las fases de tesado.

$$\Omega = \sum_{\substack{V_{\text{punto}} \\ V_{\text{fase}}}} (\sigma_O - \sigma_M) \quad [\text{Ecuación 3. 16}]$$

Sin embargo, la función está condicionada por los estados de tensiones dependientes de la ubicación que tenga cada punto en el proceso de tesado respecto a la banda admisible modificada.

Para identificar cada uno de los casos de análisis se definen los límites de tensiones a tracción y compresión como:

$$f_{CMAX} = 0,6 * f_{CK} \quad [\text{Ecuación 3. 17}]$$

$$f_{CMAX2} = 0,8 * f_{CK} \quad [\text{Ecuación 3. 18}]$$

$$f_{CT} = \lambda_1 * \lambda_2 * 0,3 * \sqrt[3]{f_{CK}^2} \quad [\text{Ecuación 3. 19}]$$

Donde:

$f_{CMAX}$  : Tensión máxima en compresión (Área Permanente).

$f_{CMAX2}$  : Tensión máxima en compresión ampliada (Área Transitoria).

$f_{CT}$  : Tensión límite en tracción.

$\lambda_1$  : Coeficiente por desconocimiento del hormigón = 0,7.

$\lambda_2$  : Coeficiente por cansancio del hormigón = 0,85.

Se consideran cuatro casos de estudio:

- Si la tensión (superior e/o inferior) se ubica por debajo de la tensión en el modelo original y presenta el mismo signo, entonces:

$$\Omega_I = 0 \quad \text{Si } \sigma_M \leq \sigma_O \quad \text{[Ecuación 3. 20]}$$

- Si la tensión modificada se ubica por encima de la banda admisible modificada entonces la ecuación:

$$\Omega_I = A + B \quad \text{Si } |\sigma_M| > |\sigma_O| \quad \text{[Ecuación 3. 21]}$$

Donde:

$A = |\sigma_M - \sigma_O|_{INF}$  : Diferencia aritmética de las tensiones inferiores.

$B = |\sigma_M - \sigma_O|_{SUP}$  : Diferencia aritmética entre las tensiones superiores.

- Si la tensión modificada tiene un signo contrario a la tensión original y se encuentra entre los límites explicitados, entonces:

$$\Omega_I = A' + B' \quad \text{Si } \text{Sgn}(\sigma_M) \neq \text{Sgn}(\sigma_O) \quad \text{[Ecuación 3. 22]}$$

Donde:

$A' = |\sigma_M|_{INF} + |\sigma_O|_{INF}$  : Distancia aritmética entre las tensiones inferiores.

$B' = |\sigma_M|_{SUP} + |\sigma_O|_{SUP}$  : Distancia aritmética entre las tensiones superiores.

- Si la tensión modificada es mayor a los límites según sea el signo, se aplica una penalización, asumida como:

$$\Omega_{p,I} = A + B + \Omega_p \quad \text{Si } \sigma_M > f_{CMAX} \vee f_{CT} \quad \text{[Ecuación 3. 23]}$$

Donde:

$\Omega_p = 1 * 10^9$  : Magnitud de penalización.

Al aplicarse la penalización, la ecuación que define la primera función objetivo normalizada, se define como:

$$\Omega = \frac{\sum (\Omega_I + \Omega_{p,I})}{N_F} \quad \text{[Ecuación 3. 24]}$$

Donde:

$N_F$  : Número de fases o etapas del método de tesado

La segunda función corresponde a la asociada con el proceso de levantamiento del tablero. Ésta se relaciona directamente con la función  $\Theta$ .

La función objetivo  $\Theta$  se determina como la sumatoria de los desplazamientos verticales en la última fase del proceso de tesado en cada uno de los apoyos intermedios del puente.

$$\Theta_o = \sum_{i=1}^{n^{\circ} \text{apoyos}} D_i \quad [\text{Ecuación 3. 25}]$$

Sin embargo, la función está condicionada con el objetivo planteado, es decir, la capacidad de levantar completamente el tablero. Por esta razón, se aplica una penalización por la incapacidad del tesado para poder levantar el tablero.

- Si el tesado no levanta el tablero, o lo levanta parcialmente, debe aplicarse una penalización inversamente proporcional al número de apoyos levantados:

$$\Theta_p = \Theta_o - \left( 1 * 10^9 * \left[ \frac{1}{(N_A + 1)} \right] \right) \quad [\text{Ecuación 3. 26}]$$

Donde:

$N_A$ : Número de apoyos levantados en la fase final de tesado.

Al aplicarse la penalización la ecuación que define la segunda función objetivo normalizada se define como:

$$\Theta = \frac{\sum_{i=1}^{n^{\circ} \text{apoyo}} D_i + \Theta_p}{N_F} \quad [\text{Ecuación 3. 27}]$$

Donde:

$D_i$ : Desplazamiento vertical del tablero en un apoyo intermedio.

$N_F$ : Número de fases o etapas del método de tesado.

Estas características definen el problema del método de tesado para el proceso de optimización. En consecuencia, se puede definir las diferentes técnicas aplicadas para el algoritmo genético.

Del conjunto de individuos, con sus genes y sus funciones de bondad, se utiliza el valor de esta función para seleccionar los individuos para las futuras generaciones. Los criterios de operación son los siguientes:

- Reproducción:

Para definir a los progenitores se opta por seleccionar, de manera directa, los dos individuos con menor función de bondad del conjunto de individuos. Ellos forman, mediante los otros operadores, la nueva generación.

$$Padre_1 = MIN(FB_1)$$

$$Padre_2 = MIN(FB'_1) / Padre_1 \notin FB'_1$$

De tal forma que el Padre 1 será el mejor individuo y el Padre 2 será el siguiente en esa categoría.

- Cruza:

Este operador se utiliza para generar nuevos individuos a partir de la recombinación de los genes de los dos padres. Se realiza la operación como Cruza completa, es decir, a partir de un punto de referencia el cambio de genes entre los padres es completo.

Para ello se identifica al azar un número (N) entre 1 y el largo de la cadena, en este caso 4. Aquel número identifica la posición más uno desde la cual se intercambiarán todos los genes (Figura 3. 11).

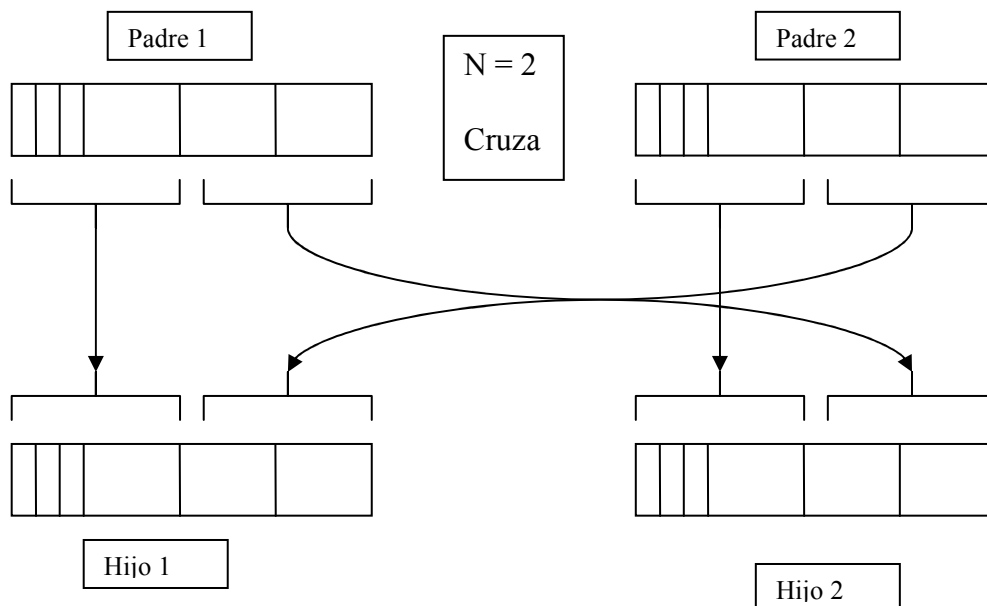


Figura 3. 11. Esquema del operador Cruza.

Esta técnica tiene una restricción, la cual dice que si el número de genes iguales entre los padres es igual o mayor que la mitad más uno del total de genes, el número al azar para cruce estará en el dominio [2, largo de la cadena]. La razón de esto es evitar repeticiones de individuos, dado el reducido tamaño de la cadena de genes y el reducido número de cruces en la variable discreta (orden de tesado).

A partir de ello, de cada cruce se obtendrán dos individuos nuevos que se incorporarán a la nueva generación.

- Mutación:

Corresponde a una alteración aleatoria de los valores en una posición en la cadena (Figura 3. 12). Esto corresponde al cambio de valor entre las existentes en el conjunto de variables. Su uso es válido como seguridad cuando es utilizado alternadamente con los otros dos operadores (reproducción y cruce). Su uso está limitado a indagar en diferentes espacios de

solución, minimizando el problema de los óptimos locales. En este sentido ejerce un papel secundario.

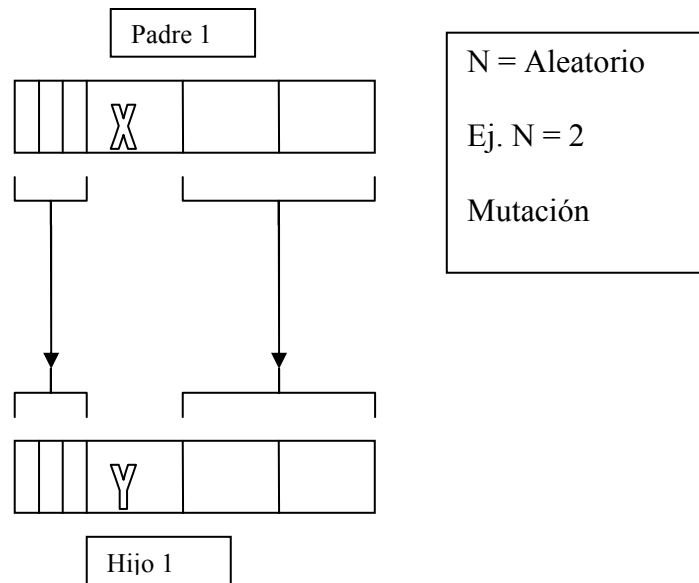


Figura 3. 12. Esquema operador Mutación.

La mutación realizada corresponde a la de un único valor, escogiendo la posición de manera aleatoria. A continuación se determina la magnitud del gen al azar, dentro del dominio en el cual se encuentre (variable continua o discreta).

La aplicación de este operador ocurre cuando:

- El diseñador así lo estima, indicando el número de individuos a generarse mediante la mutación.
- Cuando el número de individuos es impar. En este caso, el último individuo generado es mediante mutación.
- Cuando producto de la Cruza los genes intercambiados son iguales.

Los dos primeros casos corresponden a un operador de mutación principal o conscientemente aplicado, más aún cuando el diseñador lo sugiere. Sin embargo, en el segundo caso se puede intuir que el número de individuos por cruza es siempre par, por ello, si el número de individuos en la generación es impar, se requerirá una más. En estos casos la aplicación de mutación es obligada.

En estos casos el operador se desarrolla mediante la distinción entre tipos de genes. De esta manera por azar, indica si la modificación debe hacerse al gen de orden o de magnitud.

El tercer caso de mutación, puede llamarse secundaria, debido a que actúa cuando falla el operador “Cruza”. Esto ocurre cuando se intenta una cruza entre dos padres y el número de genes de magnitud igual entre ellos a partir de la posición de cruza es mayor a 1. En estos casos se aborta el operador cruza y se realiza una mutación desde la posición de la cruza hasta el final del cromosoma, con magnitudes aleatorias en cada una de ellas (Figura 3. 13).

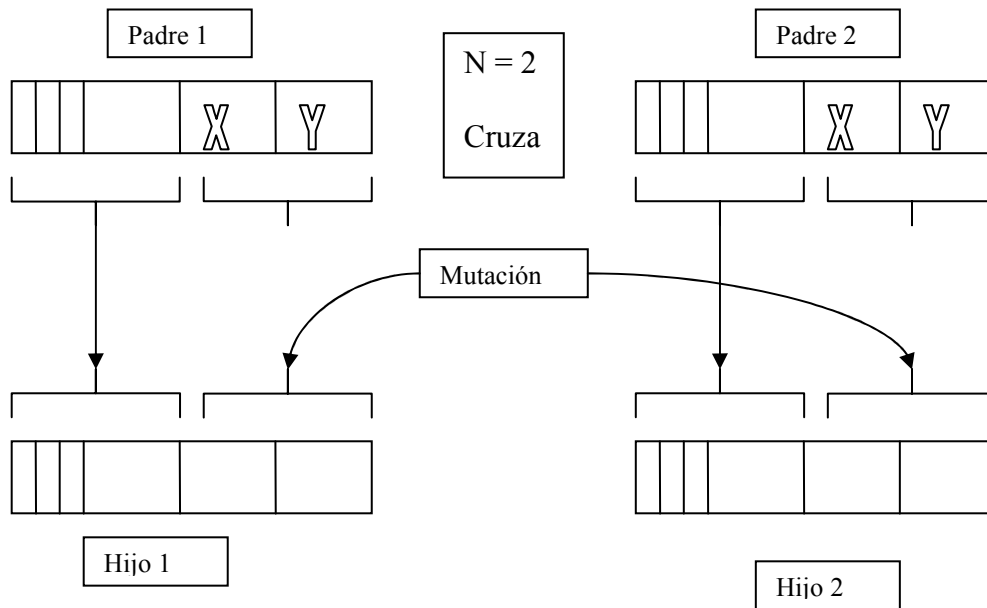


Figura 3. 13. Esquema operador Mutación secundaria.

A pesar que esta manera induce mayor número de mutaciones no controladas, lo que según estudios de Goldberg (1989) disminuye la convergencia, evita generar individuos repetidos en la nueva generación que reduce aún más la eficiencia del método.

Concluidos los operadores, el método tiene un nuevo conjunto de individuos o soluciones para iterar buscando un óptimo. Como se presenta (Anejo I), la solución manualmente abordaría un tiempo considerable, no sólo por el proceso a nivel de algoritmo, sino por la aplicación mediante la interacción con un modelo de elementos finitos. Por tal motivo se piensa en la programación del algoritmo genético, modificando alguno de los criterios y asociándolos al proceso de automatización mediante programa computacional de elementos finitos tipo API (Canchari 2009).

### 3.5.1. Metodología de Solución

Se presentan a continuación los criterios básicos para el desarrollo del algoritmo genético a partir de las necesidades del problema de método de tesado para puentes en arco como refuerzo. Para ello se utiliza como método de optimización el Algoritmo Genético y los criterios de diseño para puentes en arcos tipo network. A esta herramienta se le ha denominado TEMEGA acrónimo de Tensioning Method by Genetic Algorithm.

La programación está basada en el lenguaje Visual Basic 6 para aplicaciones, con un soporte en Excel, que sirve de interfaz de los resultados y base de datos para la programación. Adicionalmente se recurre de forma iterativa al programa Sap 2000 v.14 ® como programa de análisis estructural, permitiendo analizar y obtener los resultados de cada uno de los individuos de la población.

La base de datos consta de:

- a) Individuos con la secuencia de genes que constituyen el cromosoma, particularmente orden y magnitud de tesado, seleccionados como padres en cada iteración:



- a.1) Función objetivo  $\Omega$ .
  - a.2) Función objetivo  $\Theta$ .
  - a.3) Función de bondad  $FB$ .
- b) Valor de los desplazamientos verticales en cada apoyo y en cada etapa, para cada individuo.
  - c) Valor de los momentos en cada punto de cada viga y en cada etapa, para cada individuo.
  - d) Valor de las tensiones en las fibras superior e inferior en cada sección del tablero y en cada etapa, para cada individuo.
  - e) Datos utilizados para el desarrollo del modelo y el algoritmo.
  - f) Conjunto de soluciones factibles (padres) obtenidas en cada iteración.

Y además la aceptación del método constructivo previo al tesoado.

Toda esta información es posible consultarla después del proceso iterativo en las diferentes hojas Excel.

Como se presenta en el punto (f) el programa entrega como resultado, después del proceso iterativo, un conjunto con todos los padres seleccionados en cada etapa iterativa. Adicionalmente se entrega la última población generada y el estado de los apoyos, tensiones y momentos del tablero en cada uno de ellos.

De esta manera se tiene la secuencia de progresión y se cuenta con la última población encontrada como solución factible.

La información del punto (e) es relevante y requiere de un análisis particular para una correcta interpretación. En ella se presentan dos grupos de datos. Los primeros corresponden a los entregados por el usuario como valores “input”, tal como se detallan a continuación:

- Modelos a analizar:

Se solicita la dirección completa C:\ del modelo original del puente para reforzar y el modelo del puente con la geometría reforzada mediante el arco. Estos nombres quedarán asignados en las variables String ‘moriginal’ y ‘mmodificado’.

Sin embargo, no basta con entregar estos modelos sin una previa revisión de condiciones e indicativos de algunos elementos de ellos para el correcto funcionamiento del programa, como se detallan en el Anejo II.

- Número de péndolas a tesar inicialmente:

Este caso considera un mínimo de péndolas igual al número de apoyos, con un máximo de 3 adicionales por apoyo. Se asigna mediante la variable Integer ‘numite’.

- Número de individuos por población:

Se solicita un número de individuos que componga la población inicial, que el programa mantendrá en las sucesivas iteraciones. Se considera un mínimo de 4 individuos y un máximo de 10. De esta forma cumple la condicióna básica de al menos generar por Reproducción 2 padres y dos descendientes por Cruza. Se asigna la variable Integer ‘numind’.

- Número de vigas a estudiar:

Se pide ingresar un número de vigas o elementos longitudinales que sirva para el análisis de los momentos y tensiones entre el modelo original y el reforzado. En este caso deben coincidir en ambos modelos. Se asigna mediante la variable Integer 'nвига'.

- Valor mínimo y máximo de tensión en las péndolas:

Se solicita el ingreso del rango de iteración del porcentaje de tesado en cualquiera de las péndolas designadas a partir del tesado por deformación predefinido por la (Ecuación 3. 11). Este rango se asigna mediante las variables Double 'numal1' y 'numal2'. Para estudiar las consideraciones especiales.

- Número de apoyos:

Se entrega el número de apoyos en estado original del puente, sin importar que posteriormente se eliminen. No se deben incluir los apoyos en estribo, solamente en las pilas que se desean eliminar. Este valor se asigna mediante la variable Integer 'apoyo'.

- Excentricidad del tirante:

Corresponde a la ubicación del tirante o pretensado exterior dispuesto para el cierre del sistema de esfuerzo en el arco superior. Se asigna con la variable Double 'excentricidad'.

- Distancia de las fibras extremas en la viga (superior e inferior):

Se solicita la distancia desde la línea neutra de la pieza longitudinal hasta cada uno de sus extremos para obtener con ello las tensiones del elemento. Se asigna mediante las variables Double 'vsup' y 'vinf'.

- Datos geométricos del tablero:

En este punto se entrega el área e inercia total del tablero, asignadas mediante las variables Double 'Areatotal' e 'Inerciatotal' respectivamente.

- Número de iteraciones:

Se solicita un número máximo de iteraciones para detener el proceso, este valor no discrimina si ya se ha convergido a una solución o si aún no lo consigue. Se asigna mediante la variable Integer 'iterar'.

- Probabilidades de cruza y mutación:

Deberá entregarse un número de individuos afectados por la cruza respecto al total de individuos de la población. El número como máximo debe ser igual al número de individuo menos 2. Se asigna mediante la variable Double 'probrec'.

- Factores de la función bondad ( $\alpha$  y  $\beta$ ):

Se solicita el valor de  $\alpha$  como un porcentaje del uso de la función  $\Omega$  respecto a la función  $\Theta$  en combinación lineal de la función bondad. El valor  $\beta$  asociado al levantamiento

corresponderá a la diferencia de la unidad de  $\alpha$ . Se asigna mediante la variable Double ‘alfa’. El detalle y la importancia en el algoritmo se detallan más adelante.

- Factor del estado de tensiones del tablero:

Se entrega un valor como factor de alteración, que multiplica la ley de momentos del puente original en cada viga y en cada punto, asumiendo la condición que la envolvente utilizada para su cálculo es reducida. Se asigna mediante la variable Double ‘FS’.

- Número de etapas constructivas:

Se solicita un número que representa las etapas constructivas, previas al tesado del modelo. Esto se aplica únicamente si se desea realizar una comprobación del método previo al estudio de tesado. Corresponde a un módulo aparte del algoritmo. Se asigna mediante la variable Integer ‘netapas’.

El segundo grupo de datos que se obtienen corresponden a valores rescatados del modelo o bien de criterios internos del algoritmo. Precisamente de este último se consideran:

- Probabilidad de mutación del gen orden:

Corresponde a un valor entre 1 y 10 entregado para condicionar la probabilidad de mutación en el gen de orden. En general se asigna un valor 4, equivalente al 50% de probabilidad de ocurrencia.

Otro subgrupo de datos son los que determinan propiedades geométricas o de materiales. De esta manera se presentan:

- Tensión de compresión del hormigón en cada una de los elementos longitudinales, asignada por la variable Double ‘fck’
- Tensión de rotura de las péndolas, asignada por la variable Double ‘fpu’
- Módulo de elasticidad de las péndolas, asignada por la variable Double ‘Ependola’
- Área total de una péndola, asignada por la variable Double ‘Asp’
- Largo de cada una de las péndolas tesadas, asignada por la variable Double ‘lpendola’

Finalmente el último subgrupo de datos es el correspondiente al tesado de péndolas y las modificaciones necesarias para el desarrollo correcto del modelo estructural.

- Tensión mínima: Corresponde al tesado mínimo teórico necesario para el levantamiento de la estructura, considerando el peso propio de la superestructura. Sin embargo, éste debe tomarse con la consideración de restar las reacciones en los estribos.
- Tensión inicial aplicada: Son los esfuerzos axiales obtenidos en cada una de las péndolas tesadas, según el criterio de carga por deformación. Estas cargas son las efectivamente aplicadas, pues consideran las variaciones de deformación en el arco y tablero y otras posibles pérdidas.
- Tensión Total: Corresponde a la suma de las tensiones iniciales aplicadas en cada una de las péndolas.

- Tensión admisible: Es la máxima tensión aplicable por geometría y material a cada una de las péndolas a tesar, asumiendo adicionalmente el factor de la fatiga. ( $\alpha_F$ )

Adicionalmente, hay tres conceptos en este subgrupo que hacen referencia a las modificaciones internas que debe realizar el algoritmo, para poder aplicar correctamente el tesado deseado por el diseñador al modelo. Estos son:

- Tesado máximo, 'numx'
- Tasa de conversión, 'tconv'
- Tesado efectivo sin tasa, 'P'

La utilización de estos conceptos se debe al tema de las deformaciones generadas en los elementos tras el paso de las etapas constructivas. Esto se debe a que la aplicación sucesiva del tesado genera que la siguiente péndola a tesar no tenga como esfuerzo axil el inducido por la carga de deformación impuesta inicialmente, es decir, el esfuerzo axil en la péndola 1 es distinto si se tesa en primera que en segunda etapa:

$$N_{ED1} = \frac{E_P * A_P * |\Delta L_1|}{L_P} \neq N_{ED2} = \frac{E_P * A_P * |\Delta L_2|}{L_P} \quad [\text{Ecuación 3. 28}]$$

Donde:

$\Delta L_1 \neq \Delta L_2$ : Debido a las deformaciones en el arco y tablero y a la redistribución de esfuerzos

Esto hace que se requiera reactualizar la carga inicial para mantenerla como condición inicial dentro del algoritmo. Para ello se realiza un estudio para cada péndola en cada etapa de tesado y se analiza cuanto afectan las etapas previas. A partir de esto se obtiene el esfuerzo axil efectivo, es decir, el real después del tesado sucesivo asignado por  $P$ .

Con este valor y el valor teórico que debe aplicarse,  $N_{ED}$ , se define una tasa de conversión para cada una de las péndolas, tal como se expresa:

$$tconv = \frac{N_{ED}}{P} \quad [\text{Ecuación 3. 29}]$$

Esta ecuación indica cuantas veces es mayor o menor la carga por deformación impuesta deseada, respecto a la que efectivamente existe en el modelo. Esta misma relación se realiza para la carga teórica máxima admisible (incluyendo la fatiga), con lo cual se obtiene otra tasa de conversión denominada 'numx'.

La manera de aplicar la solución es modificando el porcentaje de tesado de cada individuo en su gen de magnitud, multiplicándolo por la tasa de conversión y verificando que ella no supere a 'numx'

A partir de este punto es posible describir en forma general como se ejecuta el programa:

El programa se inicia mediante tres opciones, asignadas por botones:

- La primera corresponde al Modelo Original, la cual se encarga de establecer todos los requisitos de soporte en Excel para el desarrollo del algoritmo y adicionalmente hace un llamado al programa Sap2000 v.14® con el modelo original y le solicita el valor de los momentos en cada punto de las vigas, procesándolos como tensiones, las cuales guarda para su posterior uso.
- La segunda corresponde al estudio paralelo del método constructivo, donde se llama al programa Sap2000 v.14® con el modelo reforzado y se estudia la factibilidad de las diferentes etapas constructivas previas a la operación de tesado de las péndolas, entregando una aprobación o rechazo de la misma. Adicionalmente asigna un estado de carga denominado 'LCASE1' equivalente al final de la etapa constructiva. Todo esto sirve para el análisis del método de tesado.
- Finalmente, la tercera etapa corresponde al análisis del tesado mediante los algoritmos genéticos, que se describe en modo general a continuación.

El programa se inicia con la creación aleatoria de un número de individuos con sus respectivas secuencias de tesado. En la versión actual corresponde a: Orden de tesado y Magnitud de tesado de las péndolas. Una ilustración de este proceso es el siguiente, existiendo cuatro genes (orden y magnitud).

	Orden	M1	M2	M3
Cromosoma 1	1-2-3	0,5	0,2	0,1
Cromosoma 2	2-3-1	0,2	0,6	0,3
Cromosoma 3	3-2-1	0,4	0,5	0,8

En este ejemplo se aprecia que el número de individuos es 3 y el número de genes por cromosoma corresponde a 4, uno asignado al orden de tesado y tres asociados a magnitudes en las diferentes péndolas. La asignación de estos valores es aleatoria, tanto de las magnitudes como del orden, sin posibilidad de repetición dentro del gen del orden y con las limitantes mínimas y máximas en las magnitudes de tesado.

A partir de aquí se codifican estos cromosomas y se llama al programa Sap2000 v.14® al cual se le asignan estas características al estado de carga constructiva, asignando por ello el orden en que se aplicará el tesado y la magnitud de este.

Por ejemplo: Para el Cromosoma 1, el programa indicará que se genere un estado de carga que: primero tese la péndola 1 con 50 % respecto a la carga por deformación impuesta, luego la péndola 2 con 20 % y finalmente la péndola 3 con 10 %.

Esto se realiza para cada individuo en un estado de carga particular. El programa posteriormente analiza los casos y almacena la información de los momentos obtenidos por este proceso, en cada punto y en cada etapa de tesado, procesándolos y obteniendo las tensiones correspondiente. Adicionalmente guarda la información de los desplazamientos verticales del tablero en cada apoyo y en cada etapa de tesado.

Con esta información el programa realiza el cálculo de la función objetivo  $\Omega$ , correspondiente a la distancia entre cada punto de la banda admisible modificada y las tensiones obtenidas del modelo reforzado, y el calculo de la función objetivo  $\Theta$ , correspondiente al

desplazamiento vertical del tablero en cada uno de los apoyos, ambos en etapa final, previa verificación de las restricciones tanto de tensiones como de levantamiento. Con esta información se asigna el valor de la función de bondad aplicando los factores  $\alpha$  y  $\beta$  a las funciones objetivos otorgando con ello importancia o peso porcentual en cada caso.

Previo a la iteración por algoritmo genético, el programa investiga la posibilidad de que existan en alguno de los individuos o en alguna de las etapas, uno o más apoyos en que el desplazamiento vertical sea mayor al criterio mínimo (4 mm). En ese caso, previo a la iteración, se genera una modificación del modelo incluyendo en ese individuo y esa etapa, la eliminación de la pila. Para ello se llama a Sap2000 v.14 ® y se le asignan las nuevas condiciones al estado de carga de tesado, obteniendo con ello nuevos valores de momentos y desplazamientos que se almacenan para calcular los nuevas funciones de bondad.

Finalmente, cuando todo el proceso de tesado y comprobación de levantamientos ha acabado, el programa obtiene los dos mejores candidatos para la reproducción a partir del método de reproducción de los mejores, convirtiéndolos en padres de la siguiente generación. A partir de ello se replica completando el número de individuos de la población, operando por cruce o mutación, según el factor ‘probrec’ determine.

El proceso se repite tantas veces como iteraciones el usuario ha determinado. Concluido el proceso, el programa entrega la historia de los mejores padres en el proceso iterativo y un grupo de candidatos de solución.

A continuación se presenta en la (Figura 3. 14) un esquema con el flujo de los procesos antes descritos. Un mayor detalle de la implementación del algoritmo TEMEGA y parte de la codificación se puede consultar en el Anejo II y III del presente trabajo.

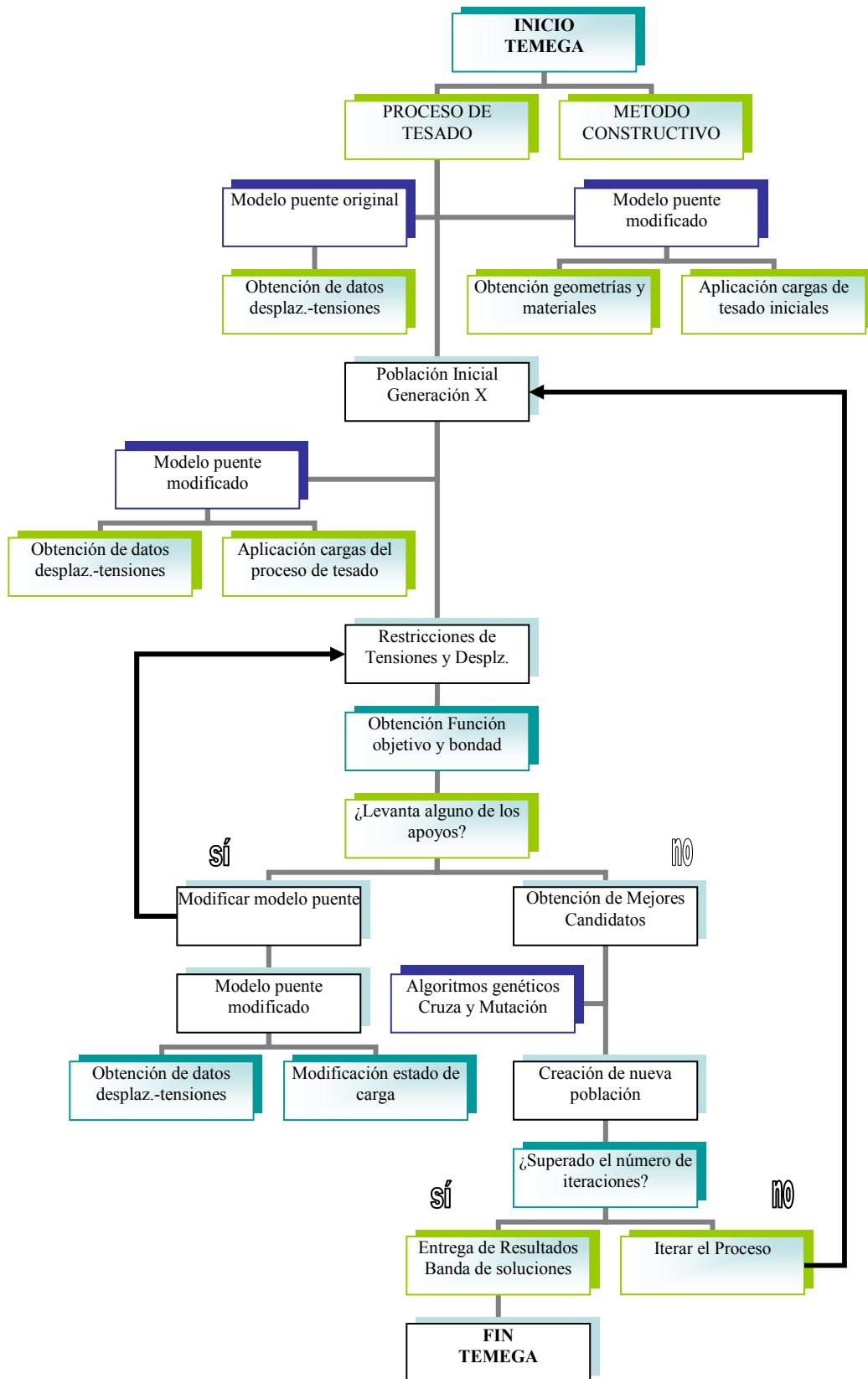


Figura 3. 14. Esquema del flujo del método de tesado mediante AG.

### 3.6. Calibración del modelo

Existen varios parámetros afectados a cambios determinados por el diseñador en el proceso de optimización del método de tesado. Por este motivo, se realiza una calibración de ellos para determinar los valores más idóneos. A continuación se detallan los procesos de iteración para calibrarlos.

a) N° de péndolas a tesar:

Se ha considerado la variable “numite”, la cual tiene relación con el número de péndolas que se desean tesar. Este valor debe como mínimo ser igual al número de apoyos para producir el levantamiento, sin embargo, es posible, como se ha visto en el caso manual, que esto no sea suficiente y se requieran más péndolas actuando. Por este motivo debe realizarse una iteración con sucesivas péndolas.

En el presente proyecto se proponen:

$$\text{numite} = (3 - 9)$$

b) Parámetros de la función de bondad ( $\alpha$  y  $\beta$ ):

Dado que se cuenta con una función bondad compuesta por dos objetivos diferentes, es decir, reducción de la diferencia de tensiones entre los dos modelos y la necesidad de levantar el tablero de las pilas, se ha asumido una función combinada lineal. Por ello se propone estudiar el coeficiente que acompaña a ellos y determinar el peso que se le debe asignar a cada uno, pues es interesante notar cómo se produce la convergencia a soluciones óptimas. Se propone estudiar:

$\alpha$	$\beta$	Comentario
1	0	Modelo en que se minimiza el momento
0,7	0,3	
0,5	0,5	Igual importancia
0,3	0,7	
0	1	Modelo en que se minimizan las compresiones

c) Cruza y Mutación:

Según la literatura (Golberg 1989) es recomendable realizar como operaciones más Cruzas que Mutaciones, por este motivo se ha creado un coeficiente que modula esta proporción de operaciones “probrec”. Por este motivo, se propone estudiar la variación de él, asumiendo en todos los casos dos padres generados por Reproducción.

Probrec	Comentario
numind -2	Modelo de generación Cruza + Reproducción
↓	
2	Modelo de generación Mutación + Reproducción



## d) Mutación gen de orden:

Por cómo se ha analizado en el estudio manual, el cambio del orden de tesado parece ser que influye en menor medida que las modificaciones en la magnitud, por este motivo se incorpora el coeficiente “promutord” que da una probabilidad de mutación a este gen. Por ello se propone estudiar esta implicación en base a los siguientes valores.

$$\text{Promutord} = (2 - 4 - 10)$$

Adicionalmente a estas variables, es importante determinar el criterio de convergencia a partir de la comparación entre soluciones suficientemente aceptables y tiempo de ejecución del método. Debido a la intensa interacción entre el algoritmo genético y los programas de análisis estructural y el soporte Excel, los tiempos por iteración tienden a ser grandes. En base a una serie de optimizaciones realizadas en la aplicación API, se ha podido reducir los tiempos por iteración con 6 individuos por población de 15 minutos a 7 minutos en procesadores de 2 GB en RAM y 2 GHz. Eventualmente estos procesos pueden demorar algo más cuando se provocan levantamientos diferenciados en alguno de los individuos.

Esta situación ha llevado a realizar estudios preliminares de calibración con bajas iteraciones y número de individuos, para conseguir con ello una tendencia de comportamiento a la espera de mejorar el código o bien utilizar procesadores más potentes.

No está demás decir que el mismo proceso de calibración, tanto de los parámetros relacionados con los algoritmos genéticos como los relacionados con las propiedades estructurales del puente, permite acotar y reducir el dominio de soluciones, facilitando al diseñador la búsqueda de los óptimos y disminuyendo los tiempos de ejecución.

Para realizar la calibración se utiliza como base el modelo modificado, asumiendo parámetros constantes de:

- Perfil del arco.
- Arreglo de péndolas network.
- Geometría de las péndolas, utilizando en el caso de tesado cordones de pretensado con 19 cables 0,6", equivalente a un área de 30 cm<sup>2</sup> aproximadamente.
- Adicionalmente el tablero es el mismo del puente original.

El primer conjunto de parámetros a iterar son los relacionados con el algoritmo genético. Por esta razón se mantienen constantes para los siguientes casos las variables:

- Número de péndolas a tesar inicialmente = 3
- Número de individuos en la población = 6
- Factor de seguridad = 1

Adicionalmente, para estos casos se fija un número de iteraciones igual a 30, consiguiendo con ello un proceso de optimización de 180 individuos. Cifra bastante menor a las desarrolladas por Alonso (2006); sin embargo, permiten ver algunos comportamientos de manera rápida a partir de las consideraciones antes expuestas.

a) Relación entre  $\alpha$  y  $\beta$  en la función bondad:

Para su estudio se consideran rangos de tensados de péndolas, tal que no se produzca un levantamiento total. De esta manera se aprecia el comportamiento conjunto de las dos funciones.

Las variables que permanecen constantes son las siguientes (Tabla 3. 1):

Tabla 3. 1. Variable constante estudio parámetro  $\alpha$ .

<b>Iteraciones</b>	30
<b>Nº Péndolas</b>	3
<b>Nº individuos</b>	6
<b>Cruza/Muta</b>	4
<b>Mut orden</b>	4

Se realizan cinco casos de estudio, modificando el porcentaje del factor que pondera la función  $\Omega$  (Tabla 3. 2).

Tabla 3. 2. Variables  $\alpha$ .

<b>Casos</b>	$\alpha$
1	0
2	0,3
3	0,5
4	0,7
5	1

Los resultados se dividen en tres comportamientos, asociados a las funciones objetivos y la función bondad.

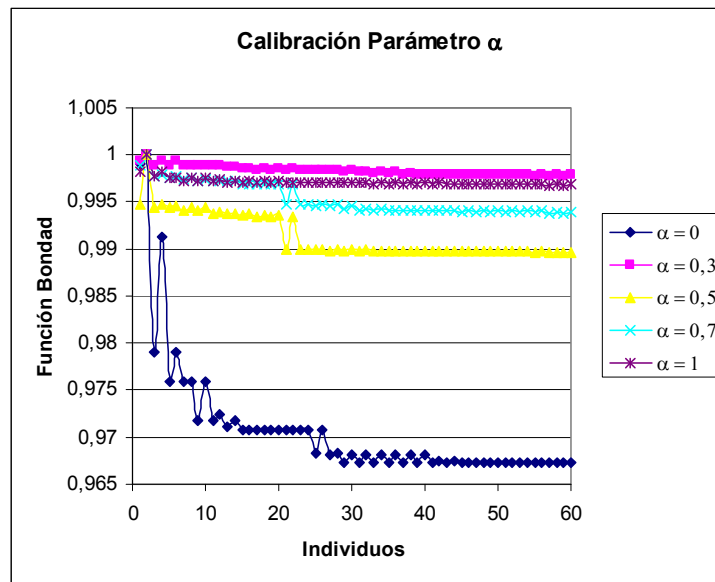


Figura 3. 15. Función Bondad, parámetro  $\alpha$ .

Las curvas normalizadas (Figura 3. 15) permiten observar que el caso 1 ( $\alpha = 0$ ) es notoriamente más rápido en la disminución de la función bondad, seguido por el caso de  $\alpha = 0,5$ . Un análisis apresurado haría pensar en utilizar una ponderación 1 siempre. Esto no es cierto, pues basta recordar que una ponderación 1 indica un proceso de optimización en que sólo se analiza el levantamiento, olvidando los estados de tensiones.

Por ello se presentan a continuación los resultados en detalle y desglose de los casos  $\alpha = 0$ ; 0,5 y 1.

En primera instancia se visualizan las funciones bondad de manera independiente para tener un juicio sobre la forma de las curvas (Figura 3. 16, Figura 3. 17, Figura 3. 18).

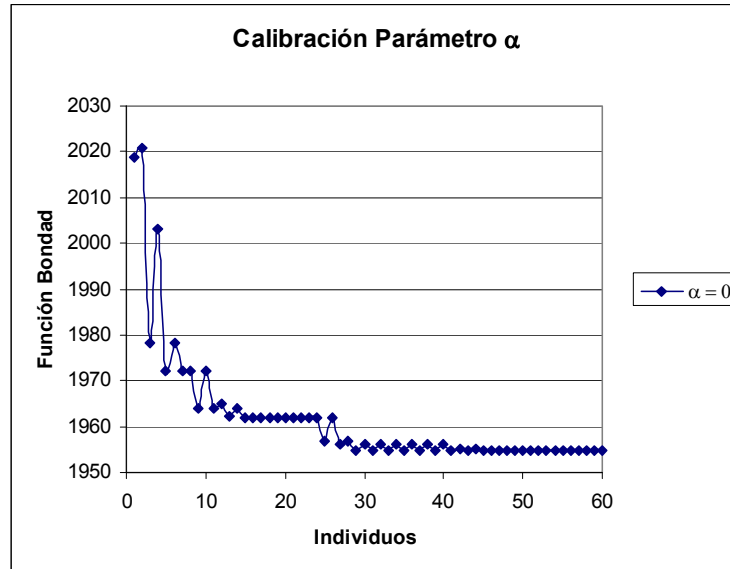


Figura 3. 16. Función Bondad, parámetro  $\alpha = 0$ .

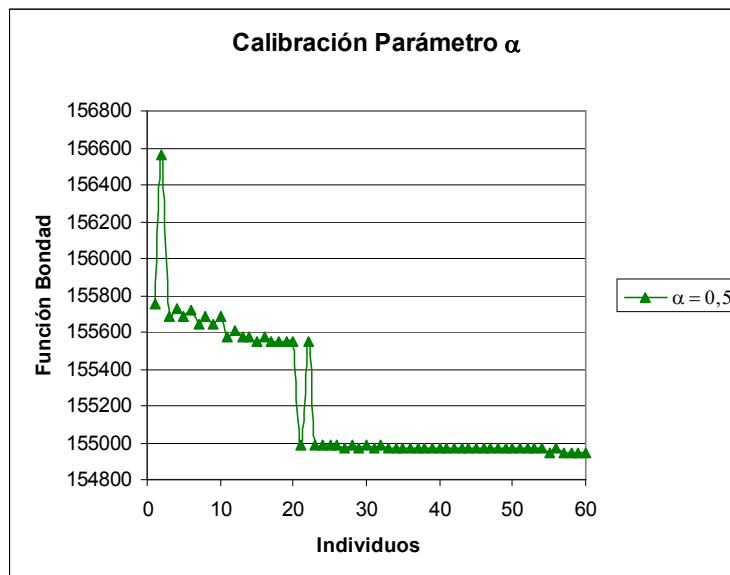


Figura 3. 17. Función Bondad, parámetro  $\alpha = 0,5$ .

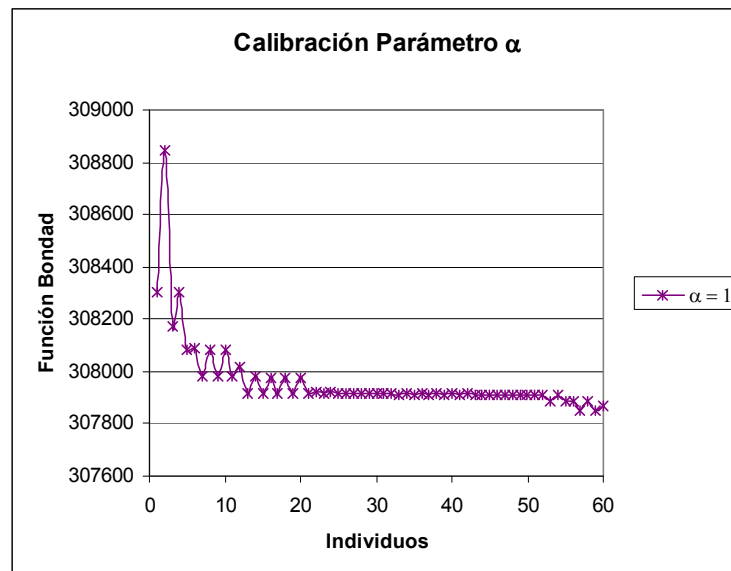


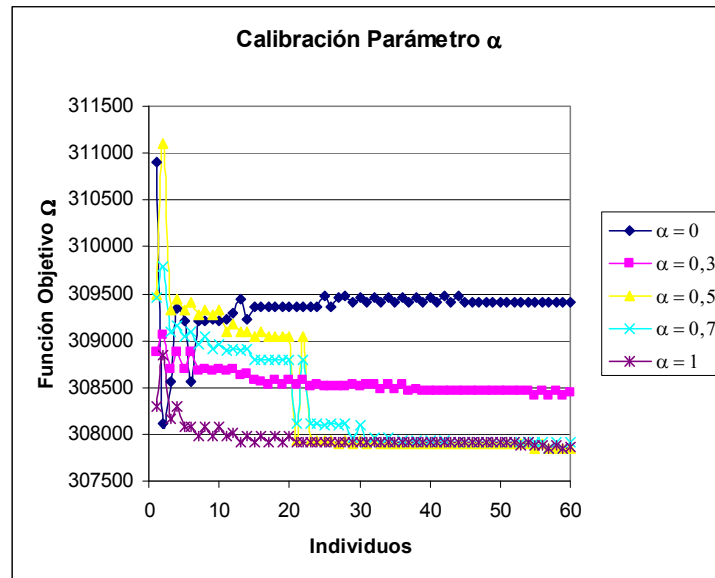
Figura 3. 18. Función Bondad, parámetro  $\alpha = 1$ .

Se aprecia claramente una diferencia en la tendencia de las curvas para los casos extremos de  $\alpha$ , donde no hay influencia del levantamiento, o bien donde el levantamiento es el que controla la función bondad. En ambos casos se asemeja a una curva logarítmica continua, mejor ajustada en  $\alpha = 0$ , con un  $R^2 = 0,77$ . De estos dos casos, la disminución más rápida se consigue con  $\alpha = 1$ . Sin embargo, al comparar con  $\alpha = 0,5$ , se obtiene una tendencia logarítmica ajustada, muy similar al caso 1, pero con la ventaja que presenta una disminución de la función bondad tres veces superior a  $\alpha = 1$ . Esto hace pensar en la utilización de un  $\alpha = 0,5$ .

Para analizar las posibles causas, es interesante observar el comportamiento por separado de las funciones objetivos para los diferentes casos. Recordar que en las curvas siguientes no hay ponderación alguna.

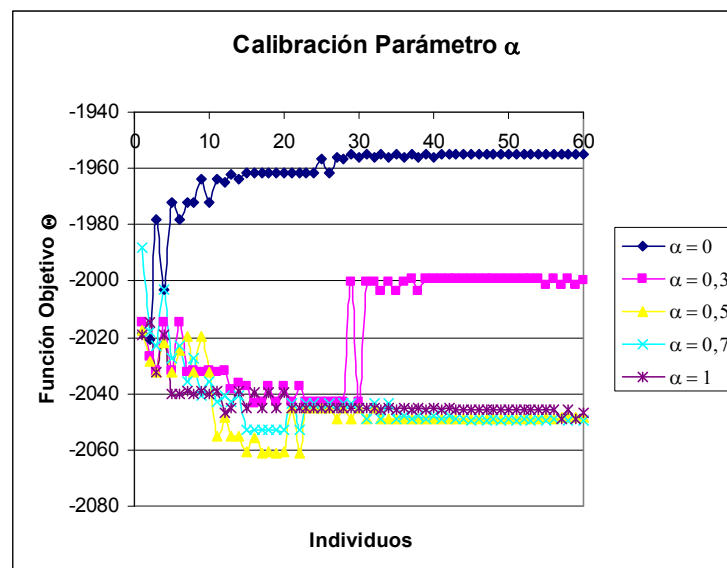
Al visualizar el comportamiento en la función objetivo  $\Omega$  (Figura 3. 19), se aprecia que las curvas en los diferentes casos no siguen un comportamiento similar. En algunos casos hay una clara tendencia a disminuir, pero en otros es bastante fluctuante.

Esto último ocurre con  $\alpha = 0$ , en que comienza con una importante disminución, para posteriormente entrar en zona de transición y luego estabilizarse en alza. El  $\alpha = 0,5$  por el contrario, comienza muy similar a  $\alpha = 0$ , sin embargo, cuando el otro entra en etapa de transición éste continúa con una meseta descendiente. A partir de allí hay una caída importante (escalón), asumiendo un comportamiento que tiende a la disminución.

Figura 3. 19. Función  $\Omega$ , parámetro  $\alpha$ .

El comportamiento del caso  $\alpha = 0,7$  se asemeja mucho al 0,5 en comportamiento. De igual forma los casos de  $\alpha = 1$  y 0,3 presentan disminuciones menos pronunciadas.

Si ahora se estudia el comportamiento respecto a la función  $\Theta$  (Figura 3. 20), queda ratificado lo antes mencionado del caso  $\alpha = 0$ , apreciándose como de manera rápida se produce un aumento de los desplazamientos verticales. Sin embargo, el caso de  $\alpha = 0,5$  tiene un comportamiento muy similar al de 0,7 y 1, con una tendencia al alza. Lo particular de este estudio es el comportamiento de  $\alpha = 0,3$ , en que en un comienzo sigue el comportamiento en alza de 0,5, pero llegado un punto realiza un escalón descendente.

Figura 3. 20. Función  $\Theta$ , parámetro  $\alpha$ .

Al respecto, es posible concluir que:

- La utilización de un  $\alpha = 0$ , no es recomendada cuando no se tenga claridad si el tesado aplicado induce estados de tensiones muy elevados. Adicionalmente su uso es totalmente ineficaz cuando la optimización entra en poblaciones totalmente levantadas.

- El uso de  $\alpha > 0,5$  no es recomendable cuando no se tiene certeza de estar en una zona que se ha producido un levantamiento total del tablero. La acción de este  $\alpha$ , es propia de los estados en que se busque minimizar los efectos del tesado en el tablero.
- Un  $\alpha$  recomendado fluctuaría entre 0,3 y 0,5. El primero es mayormente eficaz en poblaciones que interese levantar rápidamente, sin importar los estados tensionales, asumiendo como costo, un retardo en la convergencia a óptimos globales. En cambio, para  $\alpha$  cercanos a 0,5 consiguen un equilibrio de velocidad de convergencia y reducción de tensiones, asumiendo un costo de tiempo en la etapa de levantamiento. Es decir, su uso es recomendable en poblaciones que estén cercanas al levantamiento del tablero.

b) Mutación Gen de Orden:

Se estudia el comportamiento que genera el cambio en la probabilidad de mutación del orden de tesado. Para ello se mantienen constantes las variables (Tabla 3. 3):

Tabla 3. 3. Variable constante estudio parámetro mutación de orden.

<b>Iteraciones</b>	30
<b>N° Péndolas</b>	3
<b>N° individuos</b>	6
<b>Cruza/Muta</b>	0,5
<b>alfa</b>	0,3

Del estudio anterior se conserva un  $\alpha = 0,3$ .

Para el estudio se consideran tres casos con Promutord, (Tabla 3. 4):

Tabla 3. 4. Variable mutación de orden.

<b>Casos</b>	<b>Mutación de Orden</b>
1	2 (0%)
2	4 (50%)
3	10 (80%)

Recordar que la probabilidad se compara con respecto a 2. Es decir, en estos casos las probabilidades son, 0 – 50 – 80 % respectivamente.

Un análisis respecto a la función  $\Omega$  muestra un comportamiento en que a menor probabilidad de mutación del orden de tesado se consiguen reducciones mayores en la diferencia de tensiones. Esto se aprecia en la curva de la (Figura 3. 21), para el caso de un 0 y 50 %, donde a igual punto inicial la función consigue disminuciones más importantes. Si entra en el análisis el caso del 80 %, comienza con una caída abrupta producto que la población de inicio es peor que la de los otros casos, pero luego al igualar el caso del 50 % no consigue disminuir quedando por sobre ellos. Esto hace pensar en utilizar bajas probabilidades de mutación en el orden de tesado.

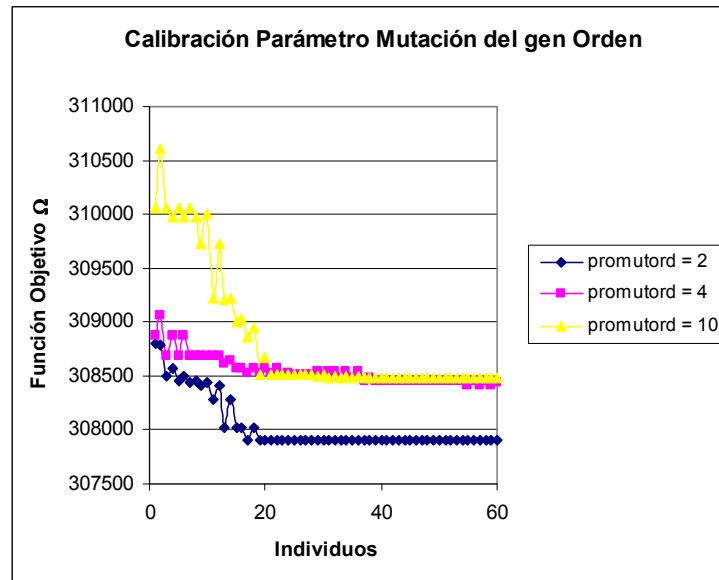


Figura 3. 21. Función  $\Omega$ , parámetro mutación de orden.

Sin embargo, el análisis de la función  $\Theta$  modifica esta primera percepción (Figura 3. 22). Al estudiar las curvas, el caso 0 % produce una disminución en los desplazamientos verticales en las pilas, esta situación no es deseable para la función bondad. El otro caso extremo, de un 80 %, sufre un aumento inicial, que posteriormente se traduce en una disminución de manera similar al caso 0 %. Esto indica que un exceso en las mutaciones no es recomendable. Al analizar finalmente el caso de 50 %, se aprecia en principio una disminución, que se rectifica con un escalón de aumento.

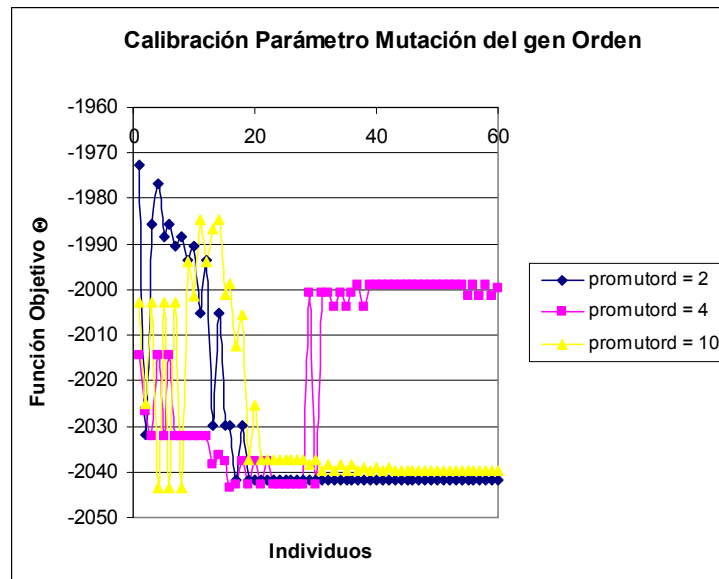


Figura 3. 22. Función  $\Theta$ , parámetro mutación del orden.

Las conclusiones al respecto se resumen en:

- En los casos que se intente optimizar el conjunto de soluciones, un porcentaje bajo de mutaciones del orden de tesado es deseable, para evitar que no se produzca desplazamiento vertical del tablero, permitiendo adicionalmente disminuciones menores de la diferencia de tensiones.
- Se recomienda reducir aún más la mutación cuando se esté en una etapa de optimización donde ya se haya producido un levantamiento del tablero.

c) Cruza y Mutación:

Una de las variables importantes de estudiar es la relación que existe entre la probabilidad de realizar la operación Cruza, respecto a la Mutación. Más aún después de los resultados obtenidos en el caso de orden de tesado. En estos casos siempre se asume una Reproducción de dos Padres sobre el total de individuos de la población.

Para el estudio se conservan las variables de manera constante (Tabla 3. 5):

Tabla 3. 5. Variable constante estudio parámetro cruza y mutación.

<b>Iteraciones</b>	30
<b>N° Péndolas</b>	3
<b>N° individuos</b>	6
<b>Alfa</b>	0,3
<b>Mutación orden</b>	4

Se realizan tres casos de estudio. El primero, en el cual el número de Cruzas es cero y la operación es completamente asociada a la mutación. Un segundo caso, en el cual se realiza igual número de cruzas y mutaciones (2), y finalmente un caso en la cual sólo se realizan cruzas (Tabla 3. 6).

Tabla 3. 6. Variable cruza y mutación.

<b>Casos</b>	<b>N° de Cruzas</b>
3	4
2	2
1	0

El análisis de la función  $\Omega$  indica las ventajas de utilizar una mutación reducida (Figura 3. 23). Esto en base a que el caso de operadores sólo de mutación, no presenta mejoras en la optimización de las generaciones, teniendo óptimos erráticos. Por otro lado, el uso exclusivo del operador cruza muestra una mejora respecto al inicio, pero una estabilización en algún óptimo local. Esta situación se ve atenuada cuando existe un porcentaje de operadores de mutación, permitiendo entrar en otros óptimos de esta función.



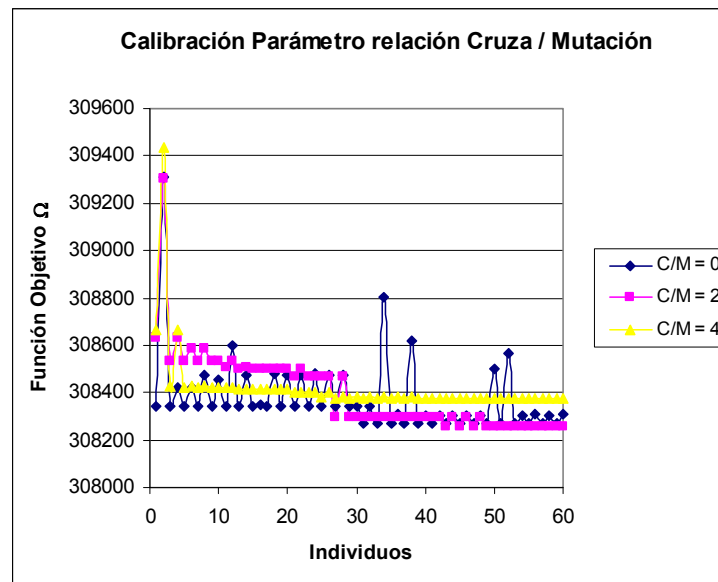


Figura 3. 23. Función  $\Omega$ , cruce y mutación.

El estudio de la función  $\Theta$  ratifica lo dicho (Figura 3. 24). En particular se aprecia lo constante del grupo de óptimos cuando se presenta sólo mutación. Sin embargo, el uso de mutación hace tender a una reducción de los desplazamientos verticales en el tablero.

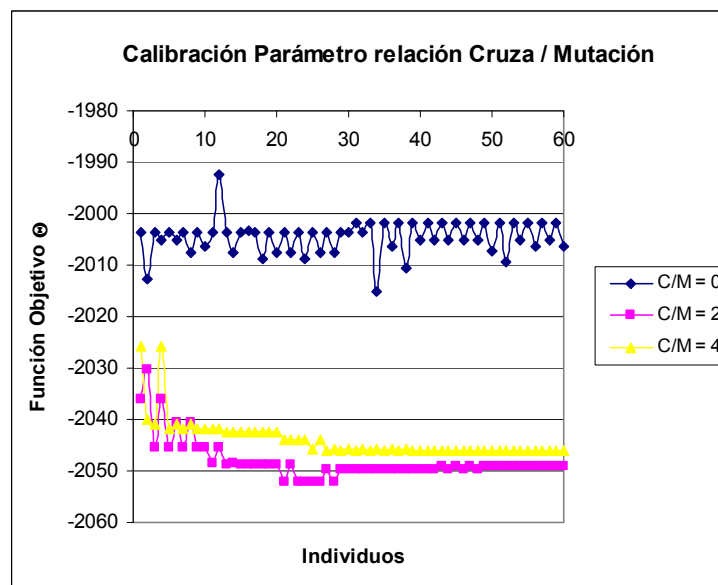


Figura 3. 24. Función  $\Theta$ , parámetro cruce y mutación.

Las consecuencias de ello inducen a comentar que:

- La mutación es recomendable utilizarla en un porcentaje menor a la cruce.
- El uso exclusivo de cruce es posible sólo cuando el proceso de levantamiento ha finalizado.
- Cuando se está en una etapa de función bondad multi-objetivo es importante el uso de cruce como mutación, para evitar los óptimos locales y tender a un aumento de los desplazamientos verticales.

Posterior al análisis de las variables asociadas al comportamiento del algoritmo genético, es importante comprender la influencia que tienen las variables estructurales del refuerzo en el proceso de búsqueda de óptimos.

d) Número de péndolas tesadas:

El estudio de la cantidad de péndolas utilizadas para aplicar un tesado y proporcionar el levantamiento del tablero se ha desarrollado con dos casos (Tabla 3. 7). El primero de ellos corresponde a tres péndolas verticales ubicadas sobre cada una de las pilas. El segundo caso considera estas tres péndolas, más un par de péndolas diagonales ubicadas a ambos lados de cada una de ellas.

Tabla 3. 7. Variable número de péndolas.

Casos	Nº Péndolas
1	3
2	9

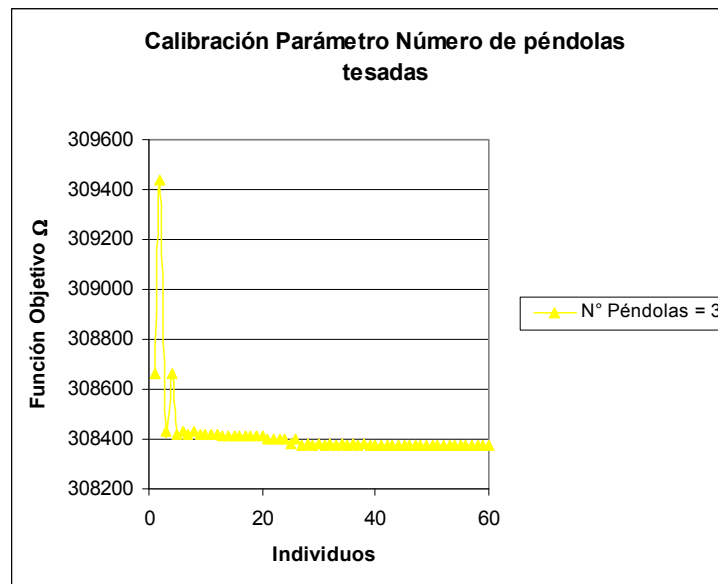
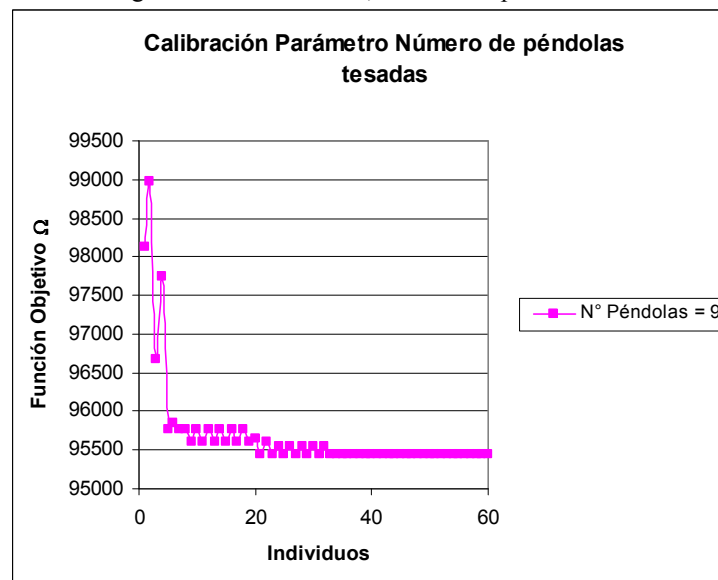
Para este estudio se consideran como variables constantes (Tabla 3. 8):

Tabla 3. 8. Variables constantes estudio número de péndolas.

<b>Iteraciones</b>	30
<b>Nº individuos</b>	6
<b>Nª de Cruza</b>	4
<b>Mutación de orden</b>	4
<b>Alfa</b>	0,3

El estudio intenta justificar el uso de un mayor número de péndolas, a pesar que una de las hipótesis de trabajo de este proceso es reducir la cantidad de material, número de tesados y procesos constructivos. Según esta premisa es más interesante el uso de tres péndolas respecto a nueve.

Para corroborar el uso de un número menor de péndolas, se aprecia el caso de la función  $\Omega$  para estudiar las bondades de cada caso. Al analizar los resultados obtenidos se aprecia que las disminuciones de la función siguen comportamientos bastante parecidos, sin embargo, el caso de 9 péndolas tiene un valor de la función  $\Omega$ , de manera considerable (Figura 3. 25, Figura 3. 26). Una explicación de ello es que a mayor número de procesos de tesado, el estado tensional sufre variaciones en el tablero más controladas, reduciendo el impacto en la función objetivo.

Figura 3. 25. Función  $\Omega$ , número de péndolas = 3Figura 3. 26. Función  $\Omega$ , número de péndolas = 9

El comportamiento según la función  $\Theta$  debe entenderse a partir del efecto del sólo uso del operador cruza (Figura 3. 27). El proceso tiende a disminuir los desplazamiento verticales. Comprendiendo ello, el caso de más péndolas hace modular esta disminución de desplazamientos, con fluctuaciones, justificadas por el uso de péndolas inclinadas que hacen levantamientos diferenciados mayores que los inducidos por las péndolas verticales. El caso de 3 péndolas mantiene el comportamiento previsto, con un aumento importante y luego una estabilización (Figura 3. 28).

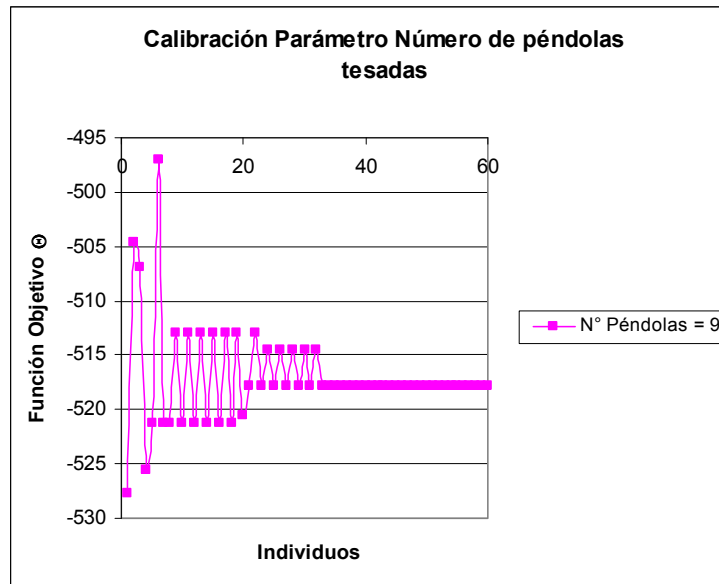


Figura 3. 27. Función  $\Theta$ , número de péndolas = 9

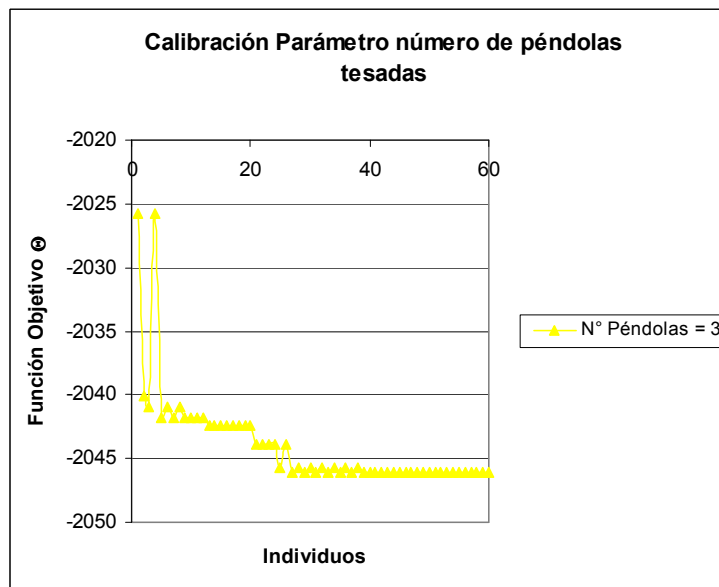


Figura 3. 28. Función  $\Theta$ , número de péndolas = 3

Las premisas con este estudio no son concluyentes, pues si bien, en principio, el uso de más péndolas hace que la función bondad sea más regular que la del caso de 3 péndolas, el mayor número de procesos y uso de materiales, hacen que no se pueda ratificar el uso de más péndolas (Figura 3. 29).

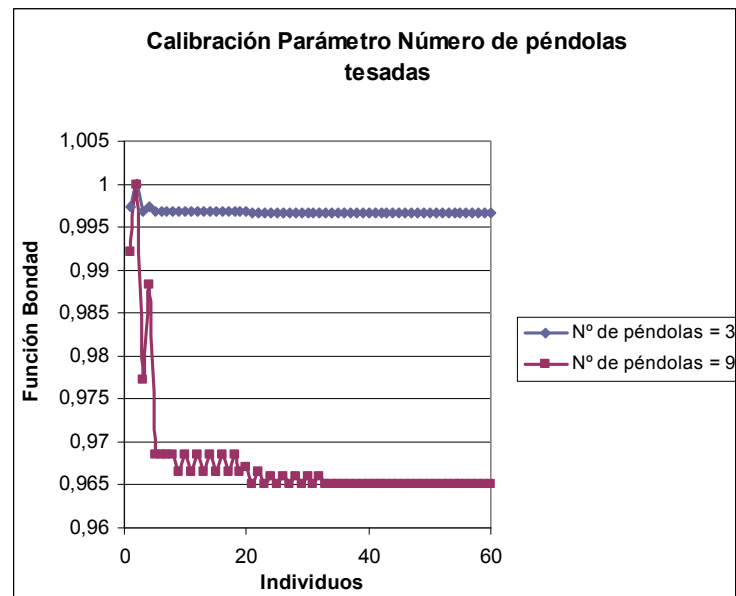


Figura 3. 29. Función Bondad, parámetro número de péndolas.

- A mayor número de péndolas, menor función de bondad
- A mayor número de péndolas, la diferencia de tensiones entre los tableros se atenúa.
- El uso de más péndolas debe estudiarse en detalle, por tema de costos y procesos constructivos.

Existen otros dos parámetros interesantes de estudiar, el primero corresponde al número de individuos en la población para realizar un proceso de algoritmo genético adecuado. En este caso, dada la programación generada, el mínimo corresponde a 4, en el cual se incluyen dos padres y dos cruza. Sin embargo la utilización de un número tan reducido genera poca diversidad en las cruza por tanto un valor adecuado tal como se presenta en el apartado siguiente corresponde a 7 individuos. Nota adicional es que se recomienda el uso de individuos pares, para efectos de la cruza entre ellos.

El segundo parámetros es la utilización del factor modificador, con la importancia que tiene debido a que define cuando una solución es factible de realizarse. Por este motivo se recomienda verificar valores de éste en cada caso particular, a partir del conocimiento que se tenga de la estructura (planos, detalles, ensayos, entre otros) que permitirá generar una recomendación equilibrada entre seguridad y factibilidad de la solución. A priori el uso del factor de seguridad aconsejado es  $FS_M = 1$ .

### 3.7. Verificación del algoritmo en caso particular

Aplicadas las calibraciones anteriores, se presentan los resultados para un caso particular. La intención es presentar los resultados de la programación en función al método de tesado. Se pone énfasis en el aumento de iteraciones para observar la convergencia de soluciones.

La verificación se realiza mediante el puente Puangue, realizando no sólo el estudio mediante TEMEGA, sino presentando una posible ficha o informe general tipo del método de refuerzo mediante arco atirantado network.

Por lo tanto, se procede a detallar cada uno de los puntos en estudio, tanto de las fases iniciales de recopilación de información, presentación de datos, fases de preparación del método constructivo y finalmente el estudio del método de tesado mediante TEMEGA. Adicionalmente se entrega la aplicación mediante módulo en servicio de TEMEGA (ver Anejo II) incluido como parte del estudio mínimo para un refuerzo de este tipo.

Cabe mencionar que este estudio corresponde al estado tenso-deformacional utilizado en el trabajo de Rongish (2011) y es de donde se recoge mucha de la información en el estudio de comparación de los capítulos 4 y 5 del presente trabajo.

### 3.7.1. Informe general puente reforzado Puangue

#### I) Datos iniciales

El puente Puangue ubicado en el centro de Chile, es un paso carretero de doble calzada, de vigas continuas en hormigón armado. Presenta 4 vanos continuos apoyados en pilas tipo muro, altamente socavadas. Estos vanos son de diferente luz, que en suma generan una longitud total de 71 metros.

En el proyecto de modernización y reparación del puente se ha considerado seguir el método arco-network, el cual se basa en la conservación del tablero original (superestructura) reutilizándolo como parte del tirante del nuevo puente en arco tipo network. Esto implica la eliminación de los puntos de apoyo intermedios, y la incorporación de elementos como arco, tirante y péndolas. A continuación se detallan algunas de estas especificaciones:

El número de péndolas verticales dispuestas equivale a 3, cada una ubicada en la posición de las pilas de apoyo (Figura 3. 30). Se estima utilizar cables de pretensado con torones equivalente a un área total de 28 cm<sup>2</sup>.

Adicionalmente se colocan péndolas tipo network (inclinadas) tipo barra, de diámetro 6 cm. La ubicación de ellas se presenta en la (Figura 3. 30).

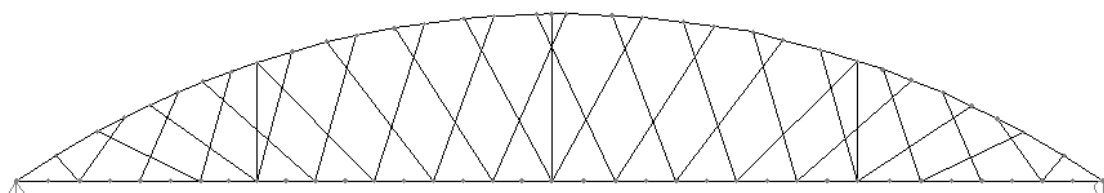


Figura 3. 30. Esquema longitudinal del puente.

Se utiliza un acero de alta resistencia con un  $f_u = 1860$  MPa, para ambos tipos de péndolas, siendo susceptible a reducirla en las péndolas network.

El tipo de perfil de arco, corresponde a un H400x422, encontrado en los catálogos convencionales de perfiles de acero. Con un acero de  $f_y = 430$  MPa. Geométricamente el arco tiene una flecha de 11 metros, lo que se traduce en una relación flecha/luz = 0,15.

A partir de planos de reparación previos y estudios en terreno, se detalla la geometría y materiales del tablero. En este caso se cuenta con el siguiente esquema transversal (Figura 3. 31).

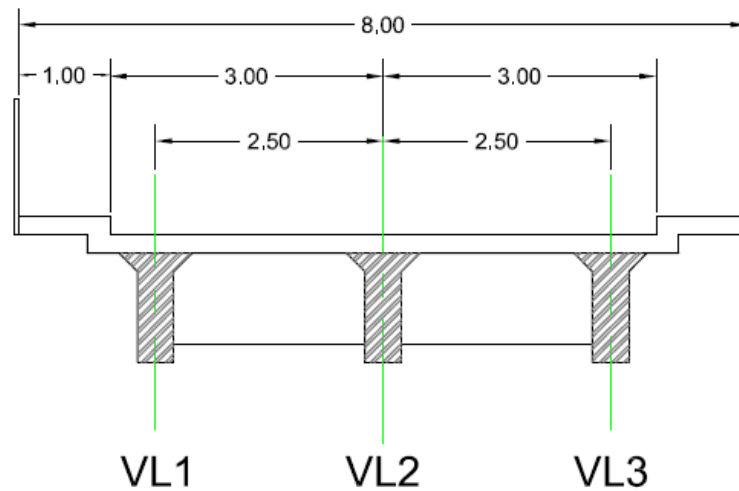


Figura 3. 31. Sección transversal del puente Puangue. [Rongish, J. (2011)]

En él se aprecian tres vigas longitudinales continuas, apoyadas en un sistema de rodillo metálico en los estribos, y unidas como empotramientos en cada una de las pilas. Adicionalmente el tablero cuenta con sectores de losas conectadas a las vigas, de espesor 20 cm. De forma transversal, el puente considera variados tipos de vigas transversales, que hacen de diafragmas. Entre ellos se destacan los ubicados en cada uno de los apoyos del puente, además de los ubicados entre vano. Para el estudio presente, se consideran como puntos de análisis, dos de las tres vigas longitudinales, una exterior y otra interior. Se detallan los efectos en los diafragmas ubicados en el sector de pilas. Todos los elementos de hormigón presentan una resistencia a la compresión  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ .

El tirante corresponde a un sistema de pretensado exterior, con una aplicación de carga equivalente a 12000 kN. Para evitar inducir momentos adicionales y generar modificaciones en la estructura (desviadores), se estima utilizarlo con un trazado recto sobre el eje neutro del tablero (excentricidad = 0), y asumiendo un comportamiento de diafragma rígido en la dirección longitudinal del tablero.

El proceso de modernización incluye la construcción de una ampliación del tablero, permitiendo con ello incorporar el arco y dos calzadas para vehículos. Esta situación hace que el área transversal total del tablero corresponda a  $A_{\text{tablero}} = 4,36 \text{ m}^2$ , y una inercia (33) =  $0,77 \text{ m}^4$ .

Los puntos de análisis de la “*Banda Admisible Modificada*” (BAM), corresponden a la tensión superior e inferior en cada uno de los pasos de análisis (Figura 3. 32). Estos puntos se determinan a partir de la distancia desde el eje neutro de la viga. Particularmente corresponde a:  $v_{\text{superior}} = 0,56 \text{ m}$ ;  $v_{\text{inferior}} = 0,64 \text{ m}$ .

Los límites del estado de tensiones que definen esta banda son:

- Tensiones de referencia en vigas longitudinales del puente original
- Resistencia a compresión de hormigón,  $f_{c\max} = 15000 \text{ kN}$
- Resistencia a compresión de hormigón ampliada,  $f_{c\max2} = 22500 \text{ kN}$
- Resistencia a tracción del hormigón,  $f_{ct} = 1542,6 \text{ kN}$

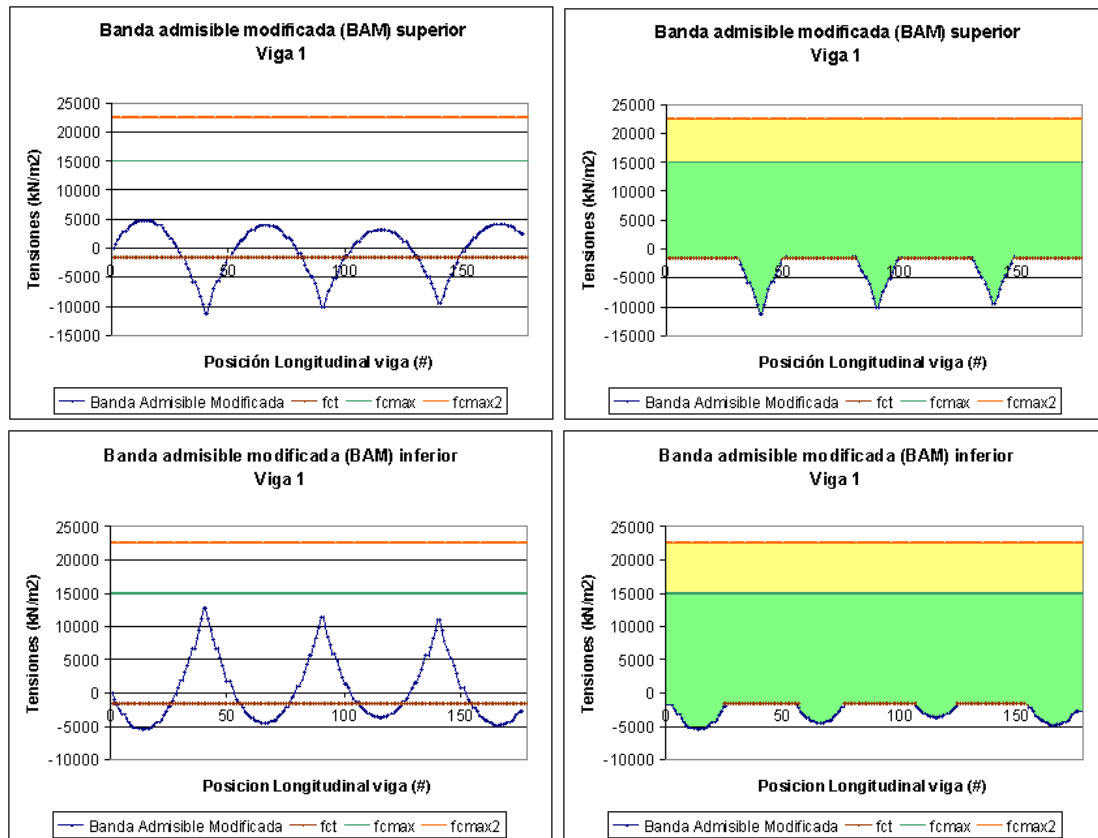


Figura 3. 32. Banda admisibles modificada para el puente Puangue (BAM).

En las figuras se aprecian las BAM para la viga exterior, en los casos de tensiones superiores e inferiores. Las gráficas muestran a la izquierda los límites antes mencionados, y en la derecha la representación del área de la banda para aceptar los procesos. Se muestran los sectores aceptables denominados “Área Transitoria” y “Área Permanente”.

En todos estas bandas se ha especificado un Factor de Seguridad sobre los momentos equivalente a 1. Lo cual indica que se asumen límites relacionados con el paso en servicio de las cargas móviles más el conjunto de cargas permanentes en el puente original sin ninguna mayoración.

A partir de estos datos, se realiza el proceso automatizado mediante la interacción del programa estructural, considerando modelo original y modelo del puente modificado, y la implementación TEMEGA (Tensioning Method by Genetic Algorithm), optimización mediante algoritmos genéticos. A continuación se detallan algunas propiedades del proceso.

Se estima una población de individuos (posibles métodos de tesado) equivalente a 7 por iteración. Si se asume un total de 30 iteraciones como primer nivel de análisis se considera un total de al menos 150 métodos de tesado diferentes.

El dominio de soluciones permitidas en las iteraciones, presenta como cota superior la seguridad por resistencia a fatiga de las péndolas asociadas, en este caso 2350 kN. Para evitar acercarse a dichos valores, y en vista de la multiplicidad de redistribuciones en el proceso, se especifica un dominio de tensiones entre el 50% y 100% de una carga inicial aplicada de 1568 kN. Sobre este dominio TEMEGA realiza la optimización del proceso.



Dentro del proceso de optimización mediante los algoritmos genéticos, se definen como propiedades, una probabilidad de reproducción respecto a mutación del 80%. Adicionalmente se estima una probabilidad de mutación del gen “orden de tesado” respecto a la reproducción de un 50%.

Finalmente, en la construcción de la función bondad, a partir de las funciones objetivos: levantamiento de pilas y diferencia de tensiones, se asume una combinación lineal aplicando un factor  $\alpha = 0,5$ .

## II) Solución aceptable

A partir de la utilización de TEMEGA, se ha obtenido un conjunto de posibles soluciones, tal que la función de bondad se ha reducido, y en particular ha conseguido exitosamente el levantamiento del tablero respecto a las pilas, utilizando adecuadamente los elementos de arcos y péndolas.

Esta solución aceptable corresponde al método de tesado secuencial definido como:

- Tesado de la péndola izquierda con una tensión inicial de 769 kN
- Tesado de la péndola central con una tensión inicial de 1389 kN
- Tesado de la péndola derecha con una tensión de 955 kN

La aplicación de ellas, dentro del método de algoritmos genéticos entrega como valor de sus funciones las siguientes:

$$\Omega = 166823420$$

$$\Theta = 0$$

En consecuencia una función de bondad = 83411710

La solución se encuentra a partir de 30 iteraciones resumidas en la siguiente secuencia de convergencia (Figura 3. 33), considerando los métodos de tesado con menor función bondad, divididos en dos grupos, (padre 1 y 2).

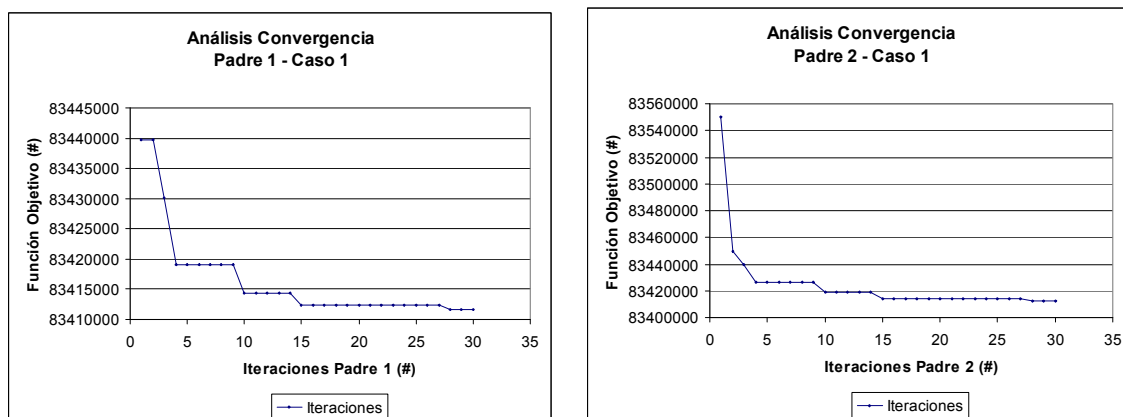


Figura 3. 33. Curvas de convergencia del método.

Se aprecia una robustez en el método de optimización acercándose progresivamente a mínimos de la función de bondad, aunque con aumentos del número de iteraciones en cada una de las mesetas de mejoramiento del método de tesado. A raíz de esta situación se detiene el proceso y se verifica a continuación las distintas etapas de modificación en fase constructiva y de tesado.

### III) Método Constructivo

El método constructivo para el puente Puangue, contempla 14 fases, entre las que se incluyen procesos de ampliación, reparación y refuerzo de la estructura. La condición básica del proceso, es asegurar un estado aceptable de tensiones de los elementos constituyentes del tablero. A partir de esto se definen las 14 etapas siguientes:

a.- Demolición de la antigua acera, y reemplazo por una ampliación de las calzadas y aceras nuevas del puente. El objetivo es ampliar el sector de circulación vehicular considerando la incorporación del arco en el centro del tablero (Figura 3. 34).

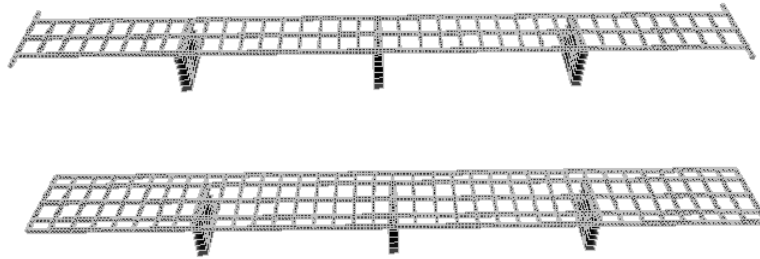


Figura 3. 34. Ampliación del tablero.

b.- Ubicación de las torres de soporte sobre cada una de las pilas, para la posterior colocación de los arcos (Figura 3. 35).

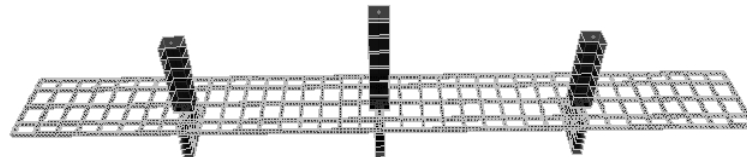


Figura 3. 35. Posicionamiento de torres.

c.- Construcción del primer tramo del arco, apoyando sucesivamente en cada una de las torres de soporte (Figura 3. 36).

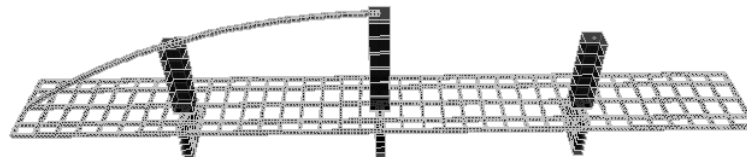


Figura 3. 36. Disposición del arco.

d.- Finalización del proceso de construcción de los arcos (Figura 3. 37).

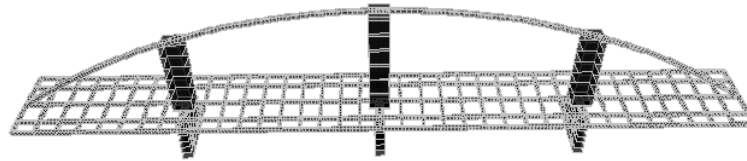


Figura 3. 37. Fin del proceso de arcos.

e.- Desconexión física entre las vigas longitudinales continuas y las pilas (utilización de procesos de sierra).

f.- Colocación y aplicación de las cargas de tesado longitudinal, mediante un pretensado exterior, con trazado recto. El objetivo es realizar un tesado total en esta fase.

g.- Retiro de las torres de soporte, bajo la hipótesis de que el sistema arco-tablero-tirante actúa como se ha diseñado (Figura 3. 38).

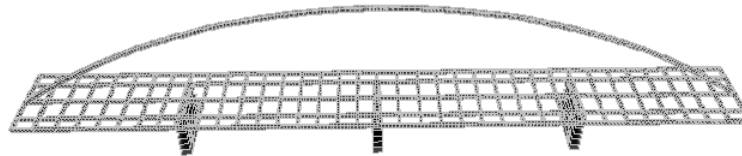


Figura 3. 38. Retiro de torres y tesado del pretensado exterior.

h.- Posicionamiento de péndolas de retención (conjunto de péndolas ubicadas en los extremos, especialmente en el sector de máxima rigidez del sistema) (Figura 3. 39).



Figura 3. 39. Péndolas de retención en los extremos.

i.- Colocación de las péndolas tipo network a lo largo de todo el arco. Tanto las péndolas network como las de retención se disponen sin un tesado previo (Figura 3. 40).

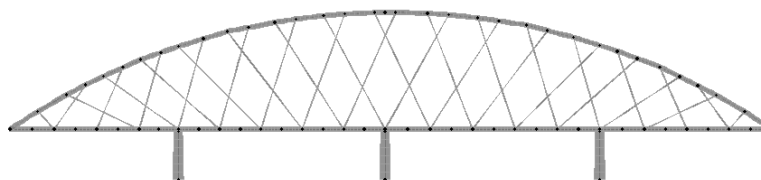


Figura 3. 40. Péndolas network sin tesado.

Se puede clasificar el comportamiento de estas fases constructivas de preparación en 2 grandes grupos, para un estudio detallado de las tensiones y deformaciones del puente, que permitan concluir sobre la factibilidad de esta modernización.

El primer conjunto de fases constructivas, denominada etapa “Pre-tirante”, está compuesta por todas las etapas antes de la aplicación del pretensado exterior, de especial interés son las etapas de aumento de tablero, colocación de torres y arcos.

Elas se caracterizan por tener un comportamiento muy similar al puente original, pues sólo se aplican aumentos de cargas permanentes. Su estudio se basa en los efectos de momentos adicionales encontrados. En consecuencia, el estudio se realiza a partir de la Banda Admisible, o bien la Banda Admisible Modificada.

El segundo conjunto de fases constructivas, denominado “*Post-tirante*”, esta compuesta por todas las etapas a partir de la aplicación del pretensado exterior, siendo de especial interés las etapas de tirante, y posicionamiento de péndolas network.

Ella se caracteriza por mantener cierto parecido en los esfuerzos respecto al puente original; sin embargo, además de los efectos de momentos agregados por las cargas permanentes, se considera el efecto del axil introducido por el tirante. Su estudio debe aplicarse en forma exclusiva con la Banda Admisible Modificada.

Estos efectos se presentan a continuación ejemplificados en el puente Puangue.

En primer caso se presentan los resultados para la viga exterior, tanto en tensiones superiores como inferiores.

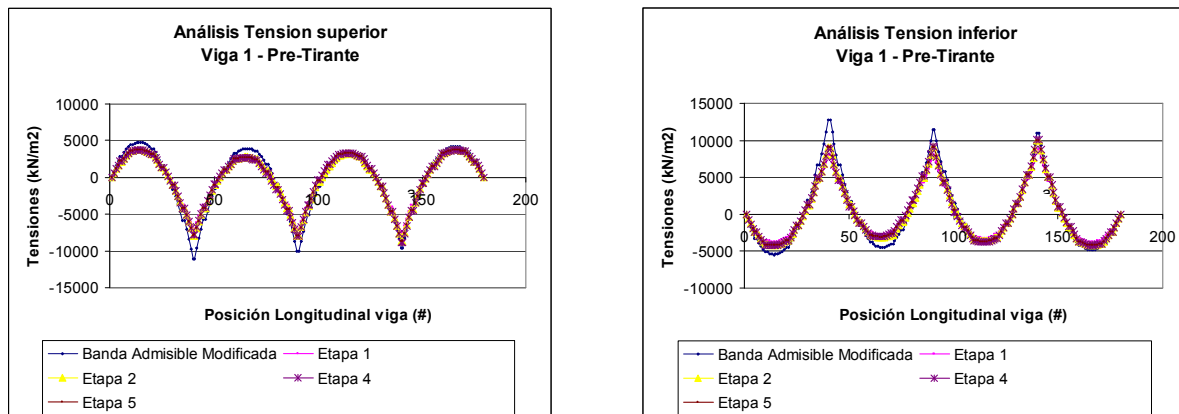


Figura 3. 41. Tensiones en viga exterior previo al pretensado exterior.

Se aprecia claramente en las (Figura 3. 41) como las curvas de las etapas constructivas “Pre-tirante” se ajustan sensiblemente al límite de la BAM. Se observa que las tensiones se encuentran por debajo de los límites cuando se está en presencia de tensiones positivas, y por encima cuando las tensiones son negativas. Concluyéndose que en esta etapa el cumplimiento de los objetivos es aceptable.

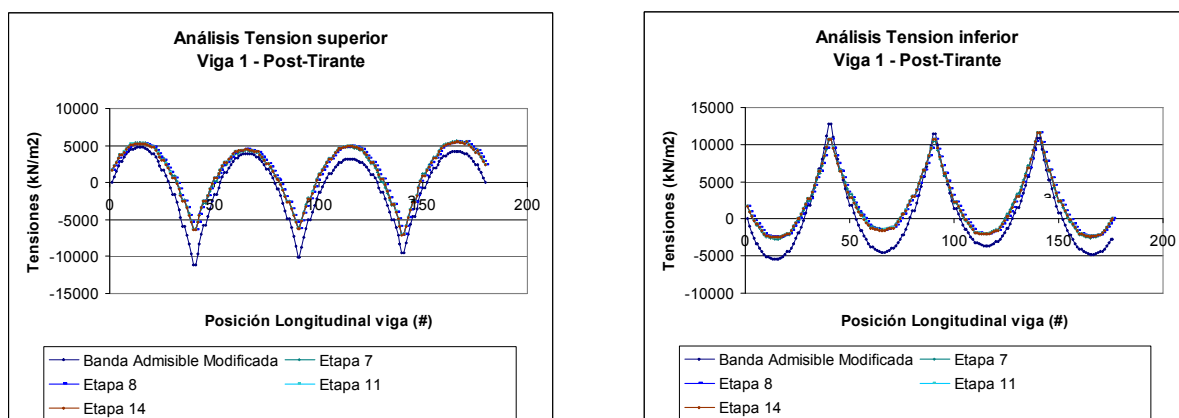


Figura 3. 42. Tensiones en viga exterior después del pretensado exterior.

Al analizar el efecto de las fases “Post-tirante”, se aprecia claramente un desplazamiento entre la BAM y las curvas de tensiones en cada una de las etapas constructivas (Figura 3. 42). Estas se caracterizan por entregar una tensión positiva mayor, a partir del componente:  $P / A$  total. Esta situación hace que el comportamiento general respecto al BAM mejore sensiblemente, y en consecuencia, los efectos de aumento de momentos por el peso propio de los nuevos elementos se vean atenuados. Esta aseveración es del todo cierta, sin embargo es necesario matizar el efecto beneficioso de este axil, debido a que un aumento excesivo de él, puede inducir una rotura por compresión en el tablero, reflejado por aumentos importantes en las tensiones inferiores positivas de las vigas.

El efecto del mejoramiento producto de la aplicación del axil puede verificarse en la (Figura 3. 43), que presenta el número de valores aceptables ubicados en el “Área Permanente” de la BAM (con un total de 178 puntos de aceptación).

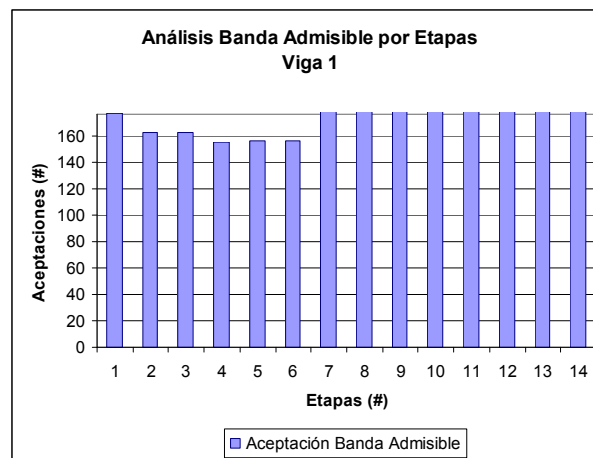


Figura 3. 43. Análisis de admisibilidad del método por etapas.

Se puede observar como va disminuyendo progresivamente el número de puntos aceptables en el “Área Permanente”, dando paso a algunos puntos en el “Área Transitoria”. Esta situación se revierte al incorporar el tesado del pretensado exterior (etapa 7), recuperando en estos casos todos los puntos aceptables.

Con esta información es posible concluir que el método constructivo queda enmarcado dentro de una solución aceptable, lo que permite continuar con el estudio del tesado de péndolas verticales y en consecuencia el levantamiento del tablero.

#### IV) Método de Tesado

A partir del estado tenso-deformacional entregado por la etapa constructiva, se comienza con el estudio del proceso de tesado y levantamiento de la estructura. Tal como se observó en el apartado anterior, el puente aún se encuentra trabajando como una estructura de vanos continuos, sin embargo a partir de las etapas de tesado, esta situación irá modificándose progresivamente, alternando diferentes esquemas estructurales.

El objetivo, como se ha intuido desde un principio, es conservar un estado tenso-deformacional en el puente modernizado semejante al del puente original, de manera que los elementos conservados sigan manteniendo dichos estados tensionales. Esta situación es sumamente difícil de conseguir en cada una de las etapas, por lo tanto se relaja este criterio definiéndose como que:

“Puede mantenerse un estado tensiones dentro del Área Transitoria durante el proceso de tesado, sin embargo la última etapa deberá estar dentro de un estado de tensiones total (Área Permanente)”.

Tal como se ha comentado en el apartado 3.5, el método de tesado aceptable obtenido por el proceso de optimización TEMEGA contempla tres etapas, las cuales corresponden a las sucesivas ubicación y entrada en tensión de las péndolas verticales. Esta situación hace que se generen tres etapas iniciales de aplicación de carga. En particular esta solución hace que el proceso de levantamiento comience justamente cuando se ha conseguido tesar la última de las péndolas. A raíz de ello, existe un segundo conjunto de estados tensionales asociados al cambio de sistema estructural al levantarse sucesivamente el tablero de cada una de las pilas. En resumen puede apreciarse el conjunto de las 6 etapas, divididas en dos grupos obtenidos por TEMEGA:

<u>Fase de Tesado</u>	<u>Fase de Levantamiento</u>
Etapas 1: Tesado péndola izquierda	Etapas 4: Levantamiento central
Etapas 2: Tesado péndola central	Etapas 5: Levantamiento izquierdo
Etapas 3: Tesado péndola derecha	Etapas 6: Levantamiento derecho

Es pertinente en este punto realizar un matiz. La secuencia aquí presentada no es necesariamente exclusiva para los procesos de tesado y levantamiento, ni en ningún caso es el método óptimo (revisar discusión sobre óptimos en procesos de Algoritmos Genéticos en este capítulo). En bastantes ocasiones pueden apreciarse casos igualmente aceptables con alternancia entre levantamientos y tesados de péndolas, incluso secuencias de tesado y levantamiento uno a uno (ver desarrollo del método de tesado del puente San Luis en el capítulo 4), sin embargo, se ha observado que la función de bondad sufre importantes aumentos en estos casos, debido a la aparición de momentos de gran magnitud y la falta de orden de esfuerzos respecto al puente original.

La explicación de esto se basa en que al generarse levantamientos antes de la posición final de todas las péndolas, el sistema efectivamente cambia estructuralmente, y puede llegar a denominarse “Descompensado”. Si se realiza la analogía de una péndola tesada como un apoyo elástico, es posible comprender que la falta de alguna de ellas hace que el puente pase, por ejemplo, de tener 3 apoyos intermedios en fases constructivas, a eventualmente un sistema de vigas apoyadas en 2 o incluso 1 apoyo, modificando radicalmente su comportamiento.

A partir de lo expuesto es posible analizar en detalle el proceso de tesado del puente. En este caso se analiza la viga interior a modo de ejemplificación, clarificando que la viga exterior mantiene comportamientos parecidos, y en ocasiones algo más atenuado. La viga interior es aquella donde se encuentra el arco y en consecuencia donde participan de manera activa las péndolas verticales, network y retención.

Se presenta a continuación un resumen detallado del proceso, que incorpora en su análisis la BAM, el estado tensional gráficamente, y las posiciones en el puente de cada etapa. Comenzando por la primera fase de tesado como:

## Etapa 1:

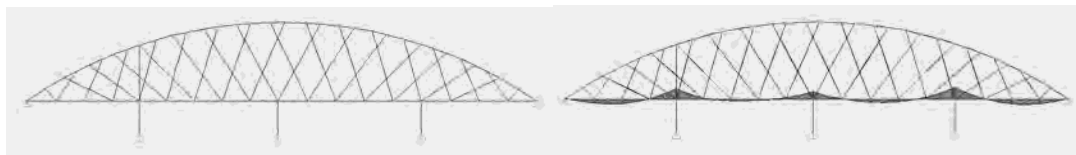


Figura 3. 44. Esquema y ley de esfuerzo primera etapa.

Inicialmente se aplica la péndola izquierda con su tesado, generando una ley de esfuerzos por momento en la viga semejante a la del puente original, tal como se aprecian en la (Figura 3. 44).

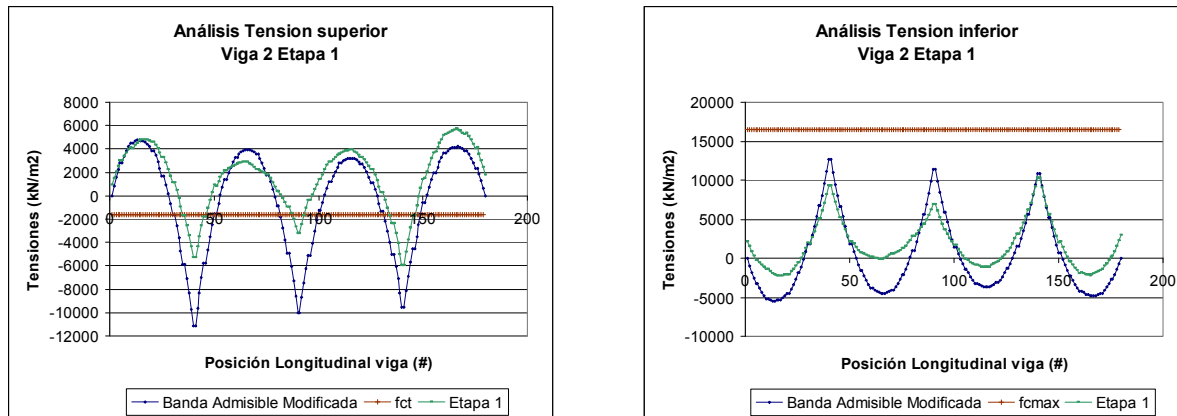


Figura 3. 45. Tensiones de la primera etapa.

La incorporación de la primera péndola tesada al sistema, no genera importantes modificaciones, solamente una reducción de las reacciones remanentes en las pilas. En consecuencia los efectos son menores respecto a la etapa de construcción, manteniéndose dentro de las BAM (Figura 3. 45).

## Etapa 2:

La segunda etapa incorpora el tesado de la péndola central, tal como se refleja en la (Figura 3. 46). Los efectos alteran la ley de esfuerzos de momentos al reducir los momentos positivos en el vano central derecho.



Figura 3. 46. Esquema y ley de esfuerzo segunda etapa.

El efecto descrito se aprecia claramente en las curvas relacionadas con el BAM, produciéndose un aumento en las tensiones positivas en la tensión inferior, y un cambio de signo en la tensión superior (Figura 3. 47). A pesar de ello las curvas se mantienen aceptables y en el “Área Permanente”.

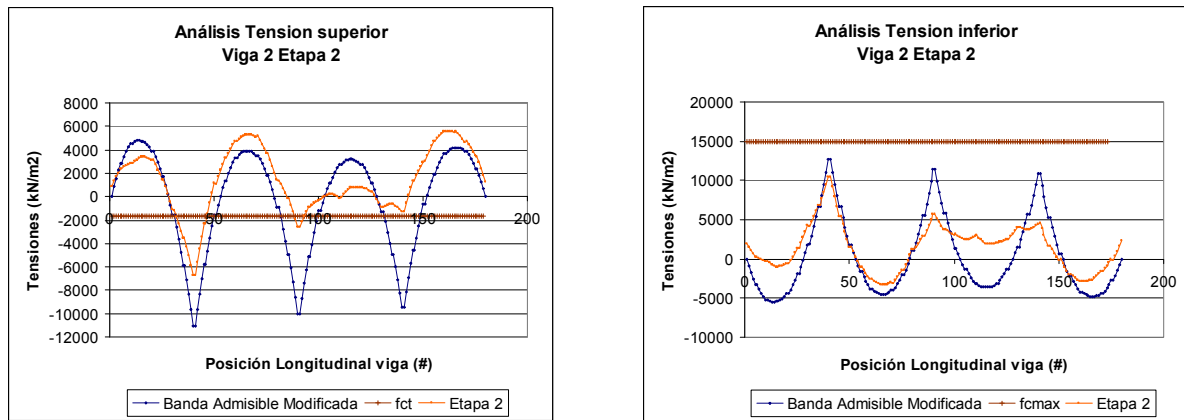


Figura 3. 47. Tensiones de la segunda etapa.

Esta condición hace que el remanente de reacciones disminuya en todas las pilas, con especial importancia en la pila central, que queda con un remanente muy pequeño (42 kN).

Etapa 3:

La ultima etapa de tesado de las péndolas tiene una relevancia significativa, pues es a partir de ella que se producen los cambios más importantes en la estructura (entiéndase esta frase bajo el precepto que a partir de este punto se generan las etapas de levantamiento).

El estudio de esta etapa requiere un especial énfasis de discusión y detalle. La razón esta en las consecuencias empíricas de su aplicación. Teóricamente esta etapa debe seguir un comportamiento similar a las restantes, esto se refleja en la (Figura 3. 48) de la ley de momentos y tensiones presentadas a continuación.



Figura 3. 48. Esquema y ley de tensiones tercera etapa.

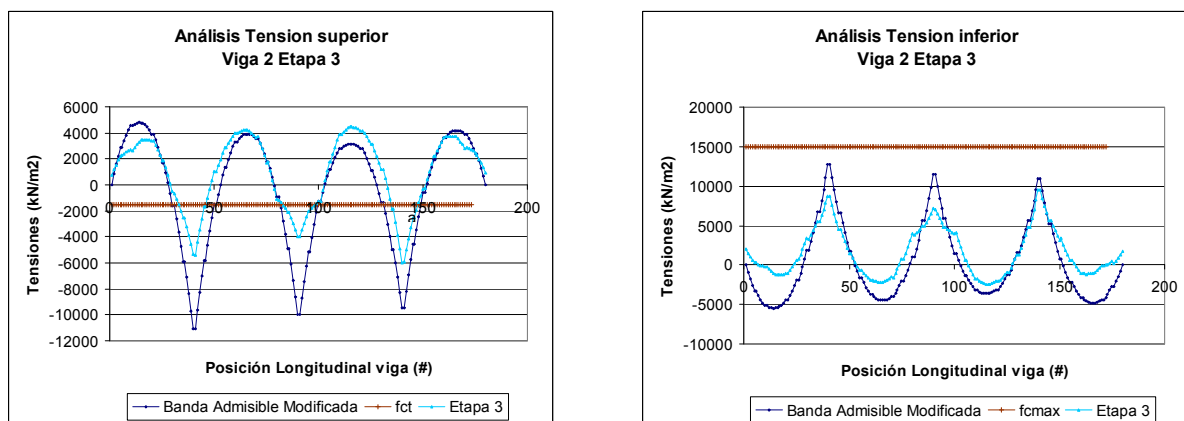


Figura 3. 49. Tensiones de la tercera etapa.

Se aprecia una mejoría en el comportamiento de la ley de esfuerzos y en consecuencia en la BAM, retornando a parecerse a la de una viga continua (Figura 3. 49).



Sin embargo, debe hacerse un estudio crítico de esta situación, a partir del conocimiento que se tiene de las siguientes etapas. Al analizar lo que ocurre con las reacciones remanentes producidas por esta tercera etapa se aprecia que todas las pilas no presentan compresiones del tablero. En otras palabras lo que ha ocurrido es que debido al tesado de esta última péndola la superestructura ha conseguido levantarse y por lo tanto el estado tensional presentado en esta etapa no es del todo cierto, sino un estado teórico.

A partir de esto, es necesario trascender de esta fotografía estática del estado tensional y analizar el proceso continuado de levantamiento. El concepto detrás de este proceso es que existen momentos durante el proceso de tesado de esta última péndola en la cual progresivamente irán levantándose cada uno de los apoyos, no de manera instantánea todos ellos. A raíz de lo cual es necesario identificar estas etapas intermedias, todas ellas transitorias y de una duración temporal muy limitada.

Para conseguir estas nuevas fotografías estáticas del proceso, se utiliza el criterio que dice:

*“El levantamiento del tablero respecto a un apoyo depende de los desplazamientos verticales del tablero en el sector de las pilas. En consecuencia, frente a simultaneidad de estados con desplazamiento vertical, el orden de levantamiento será proporcional a la magnitud de estas flechas”.*

Para el estudio de este efecto diferenciado se recurre al elemento “unión” previamente dispuesto entre la superestructura (vigas longitudinales) y las pilas, encargado de entregar la magnitud de las reacciones remanentes y de los desplazamientos verticales del tablero (ver Anejo II).

Al analizarlo para el caso presentado, se observa que al concluir la etapa 3, el orden de levantamiento se compone por las pilas: Central – Izquierda – Derecha. En consecuencia se analiza la etapa 4 como eliminación de la pila central.

Etapas 4:

Esta etapa contempla la disposición final de todas las péndolas y la eliminación de la pila central, tal como muestra la (Figura 3. 50).



Figura 3. 50. Esquema y ley de esfuerzo de la cuarta etapa.

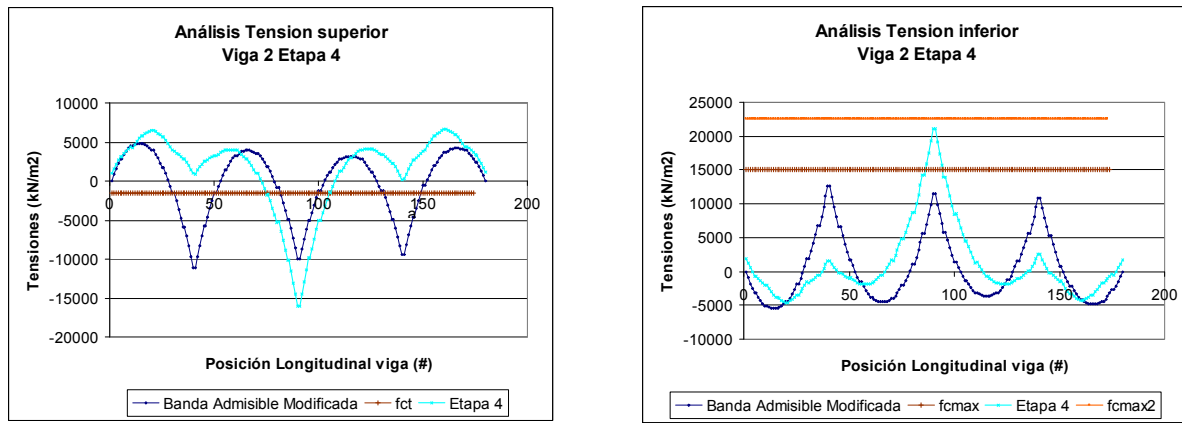


Figura 3. 51. Tensiones de la cuarta etapa.

Tal vez lo más interesante de mencionar en esta etapa es el hecho que a pesar de que la ley de esfuerzos mantiene el comportamiento de viga continua, las magnitudes de estos esfuerzos aumentan especialmente en el punto donde la pila ha sido eliminada. Este punto es el de máximo conflicto al realizar el análisis por BAM (Figura 3. 51).

Al revisar las tensiones inferiores se aprecia que todas están dentro de las áreas formadas por la BAM, a excepción de algunos puntos de tensiones negativas en el sector de vanos del puente, y especialmente en el paso al “Área Transitoria” de las tensiones en el sector de la pila central. Tanto unas como otras pueden aceptarse dentro de los criterios antes expuestos.

Sin embargo, el estudio de las tensiones superiores muestra un único problema importante, las tensiones negativas generadas en el sector del apoyo central son superiores a la BAM y a la restricción por límite de tracción del material. Esta situación hace que el modelo presentado no pueda aceptarse, sin recomendar que en el proyecto de modernización deba incluirse alguna medida de refuerzo en dicho sector.

Esta conclusión es posible revisarla a partir de una nueva aproximación mediante optimización por el método TEMEGA. Al respecto es importante analizar el comportamiento esperado, pues como se aprecia en la (Figura 3. 51), el exceso de tensiones negativas está inducido por aumentos significativos de los momentos negativos en el sector de apoyo, a priori inducidos por un exceso de las tensiones en la péndola central. Una segunda alternativa de solución apuntaría a mitigar en parte estas tensiones aplicando una mayor compresión en los elementos mediante el pretensado exterior.

Cualquiera sea el camino de solución y aceptabilidad de la etapa, se estudia a continuación los efectos producidos por la etapa 5.

#### Etapa 5:

La quinta etapa del proceso ocurre, al igual que la anterior, en un tiempo a priori desconocido durante el proceso de tesado de la péndola de la derecha, pero que presenta una duración infinitesimal. En consecuencia la (Figura 3. 53) nuevamente representan un fotografía no del todo cierto del proceso que siente la estructura.

En este caso debe estudiarse cual de las siguientes pilas deja de recibir las compresiones del tablero. Al igual que en la etapa anterior, el criterio se basa en los desplazamientos verticales actualizando los valores de ellos, obteniéndose en todas las pilas. A partir de ello se determina que la zona con mayores desplazamientos verticales corresponde a la vecindad de la pila

izquierda, y por lo tanto es la que debe retirarse del modelo tal como se muestra a continuación en la (Figura 3. 52).



Figura 3. 52. Esquema y ley de esfuerzo quinta etapa.

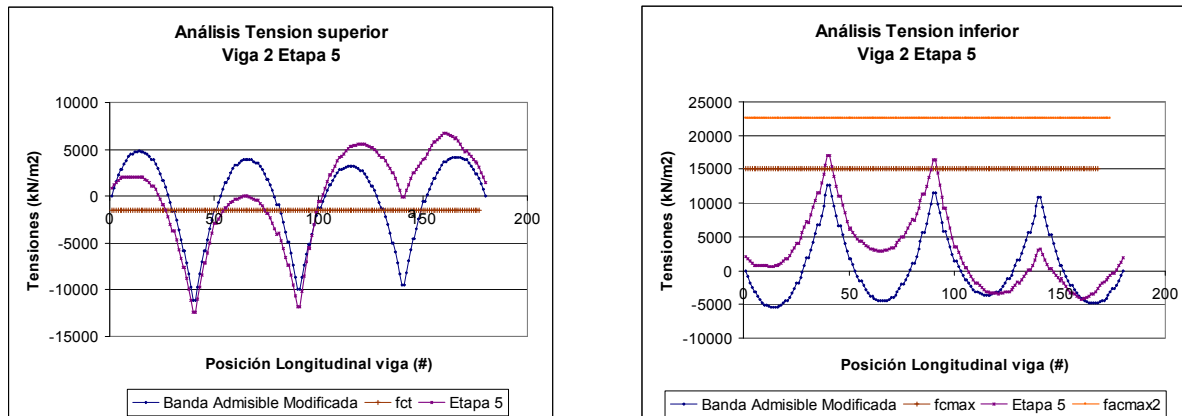


Figura 3. 53. Tensiones de la quinta etapa.

El efecto producido por el retiro de la pila izquierda es bastante positivo para el comportamiento del puente respecto a la BAM. En este caso los momentos disminuyen, conservando una ley de esfuerzos similar a las del puente con vigas continuas, con un aumento de los momentos positivos en el sector de vanos de la pila derecha.

Esto repercute en el análisis tensional haciendo que se redistribuyan las tensiones desde el sector central hacia, principalmente, el sector izquierdo, lo cual hace que en las tensiones inferior positiva se produzca una disminución del sector central y un aumento del sector izquierdo como muestra la (Figura 3. 53), quedando ambas en el límite del “Área Transitoria”. Adicionalmente hay una mejora en las tensiones negativas, especialmente en el sector izquierdo y central, para un análisis de tensiones inferior.

El estudio de las tensiones superiores ratifica este comportamiento, ajustando las tensiones negativas a las tensiones de referencia.

Concluida esta etapa, queda la revisión de la última etapa, la cual deja de estar en este tiempo infinitesimal, para ser el estado tenso-deformacional base para el estudio en servicio del puente.

#### Etapa 6:

Esta corresponde a la última etapa del proceso de tesado y levantamiento. Al igual que las anteriores, previamente se debe revisar si efectivamente se ha producido un levantamiento. En este caso se consigue produciendo un nuevo estado de tensiones como también un nuevo esquema estructural del puente, tal como se aprecia en la (Figura 3. 54).

Como se adelanto en la etapa anterior, la diferencia respecto a las anteriores estriba en ser una etapa real y final de todo el proceso. Esta condición requiere un estudio detallado y riguroso, siendo sólo aceptable condiciones dentro del “Área Permanente” de la BAM.

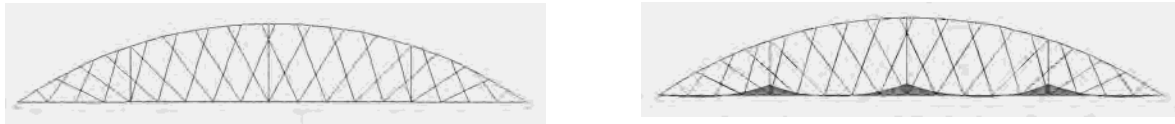


Figura 3. 54. Esquema y ley de esfuerzo sexta etapa.

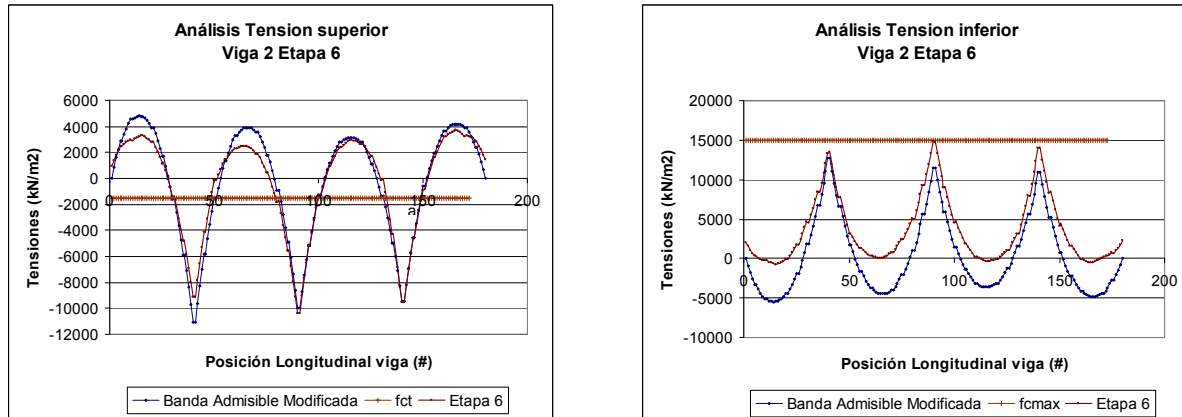


Figura 3. 55. Tensiones de la sexta etapa.

La solución se ajusta sensiblemente a las tensiones de referencia, especialmente a las tensiones superiores (Figura 3. 55). Más alejado se encuentran los valores asociados a la tensión inferior, que prácticamente se inscriben todos ellos como positivos. La coherencia de estos resultados se verifica al observar la ley de momentos final, que se asemeja, salvo algunos desplazamientos puntuales, respecto a la ley de momentos del puente original

Por lo tanto, es posible la aceptación del método constructivo y tesado. Sin embargo, debe tenerse en consideración algunos refuerzos puntuales, y/o intentar alguna optimización más refinada, basándose en los efectos que pueden ocurrir al momento de entrar en servicio, como se analiza en el siguiente apartado.

A modo de revisión de lo explicado con respecto a la viga exterior se presenta comparativamente la última etapa del proceso, en la (Figura 3. 56).

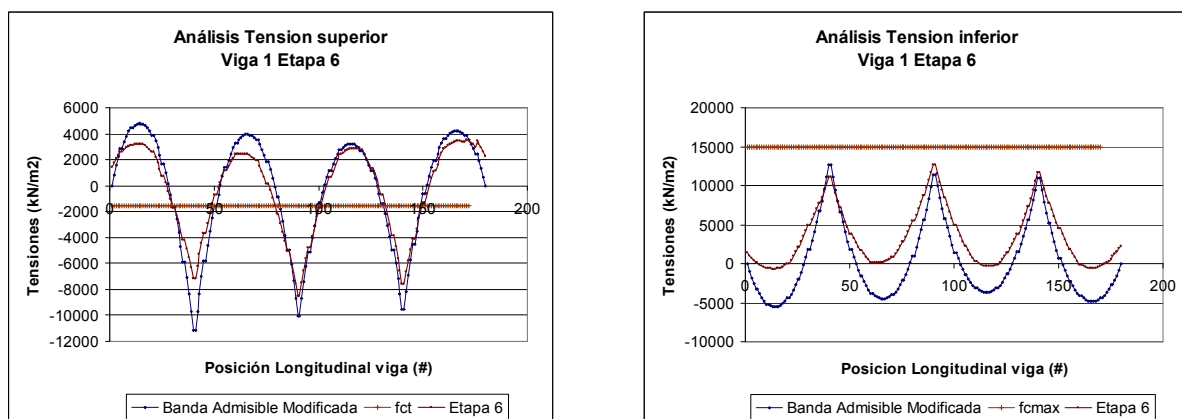


Figura 3. 56. Tensiones de la sexta etapa para viga exterior.

Notoriamente las tensiones son bastante mejores que el caso de la viga interior, tanto en tensiones superiores como inferiores. En parte, la explicación de ello esta por la rigidización directa que ejerce el arco sobre la viga, asemejándola más a una viga continua tipo celosía,

donde la acción de las péndolas network se aprecia tanto en la acción global, como particularmente en las pequeñas perturbaciones que presenta las curvas de tensiones (ver estudio San Luis sin péndolas en el capítulo 4).

## V) Efectos en otros elementos

Los otros elementos en estudio se componen por: péndolas (verticales y network) y arco. La verificación de cada una de ellas, permite aceptar el proyecto, validar el método y entregar las recomendaciones de diseño y/o refuerzos necesarios. Para los efectos en el arco ver apartado de análisis en servicio.

### a) Péndolas Verticales:

Su diseño ha sido verificado al introducir en el programa TEMEGA las condiciones de seguridad por fatiga y capacidad del material. En este caso es posible observar el comportamiento de los esfuerzos axiales en las diferentes etapas, verificando que no superan en ningún momento estos criterios.

En la (Figura 3. 57) se presenta la etapa con mayores esfuerzos axiales en las péndolas (etapa 4), y la etapa final del proceso. Puede observarse que en ninguno de estos casos se supera el límite de seguridad por fatiga de los elementos.

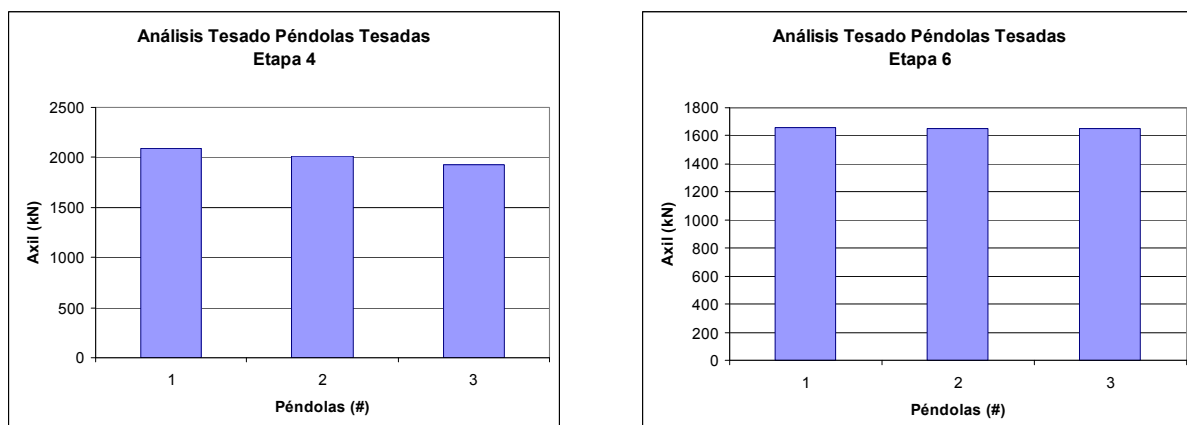


Figura 3. 57. Esfuerzo axial en péndolas verticales.

### b) Péndolas Network y Retención:

El diseño de estos elementos entran como un parámetro en el modelo de optimización, sin embargo los estudios realizados (ver detalles diámetro péndolas San Luis en capítulo 4), permiten asegurar un esfuerzo axial inferior que el resistente por las péndolas. En consecuencia, se presentan a continuación la verificación de este hecho, permitiendo ratificar que el diseño de estas péndolas esta regido no por el método constructivo y tesado, sino por la etapa de servicio, lo cual permite recoger muchas de las recomendaciones de los puentes network de obra nueva (Schanack 2008).

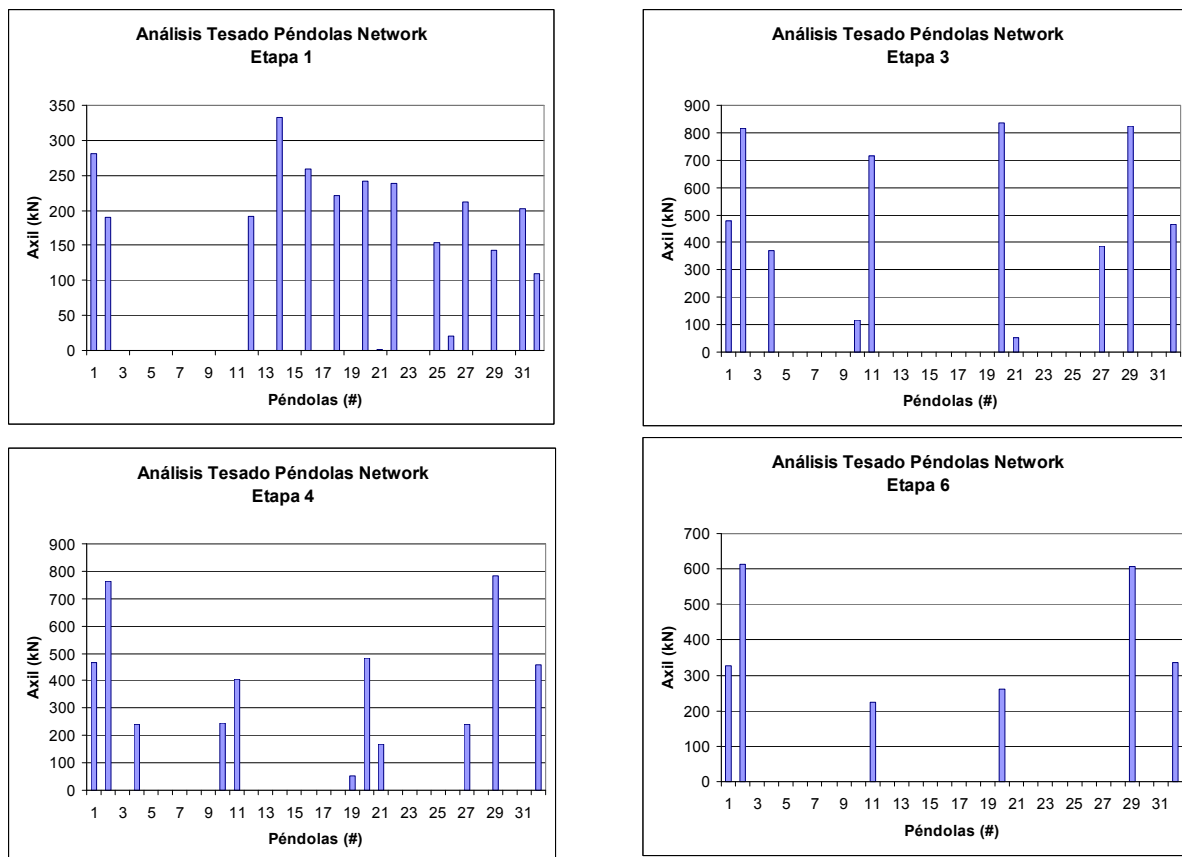


Figura 3. 58. Esfuerzo axil en péndolas network.

Se presentan en la (Figura 3. 58) las etapas más significativas para péndolas network y de retención. Las péndolas se presentan ordenadas según la disposición en el modelo, siendo así las extremas las péndolas de retención.

Se aprecia que en cada etapa las péndolas de los extremos son siempre solicitadas, adicionalmente se observa cierta tendencia a disminuir el trabajo de las péndolas network tras el tesado de las péndolas verticales, por ejemplo el paso de la etapa 1 a la 3.

Finalmente, se verifica que el máximo esfuerzo axil corresponde a 814 kN, presente en la etapa 3, que es menor al valor límite de seguridad por fatiga.

## VI) Análisis en servicio

Posterior al estudio realizado para método constructivo y de tesado, es necesario observar los efectos que tienen las cargas en servicio, considerando para ello el estado tenso-deformacional del puente obtenido de las etapas anteriores.

Para la verificación, el programa TEMEGA permite, opcionalmente, entregar los resultados de un análisis estructural a partir de la combinación de cargas en servicio: cargas por peso propio, cargas adicionales, otras cargas aplicadas en el proceso de construcción y carga móvil. Debe apuntarse que estas cargas y criterios son sólo resultados y no participan en el proceso de optimización del método.

En particular para el caso del puente Puangue, se ha incorporado una carga de faja (distribuida) sobre media superficie del tablero (antimétrica), a modo de atasco vehicular.

A continuación se presentan los resultados para los diferentes elementos del puente.

En las (Figura 3. 59, Figura 3. 60) se presentan los efectos en las vigas longitudinales, externa e interna, utilizando el criterio BAM.

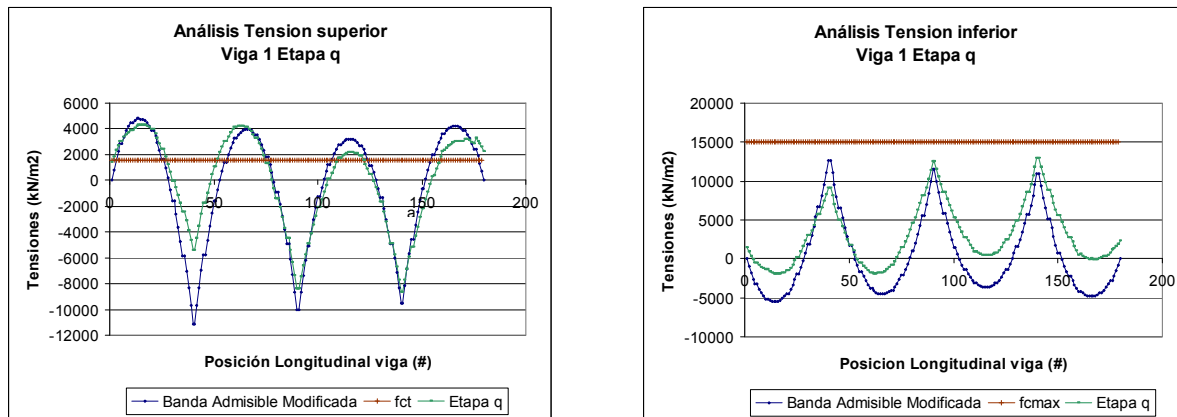


Figura 3. 59. Tensiones en estado de servicio, viga exterior.

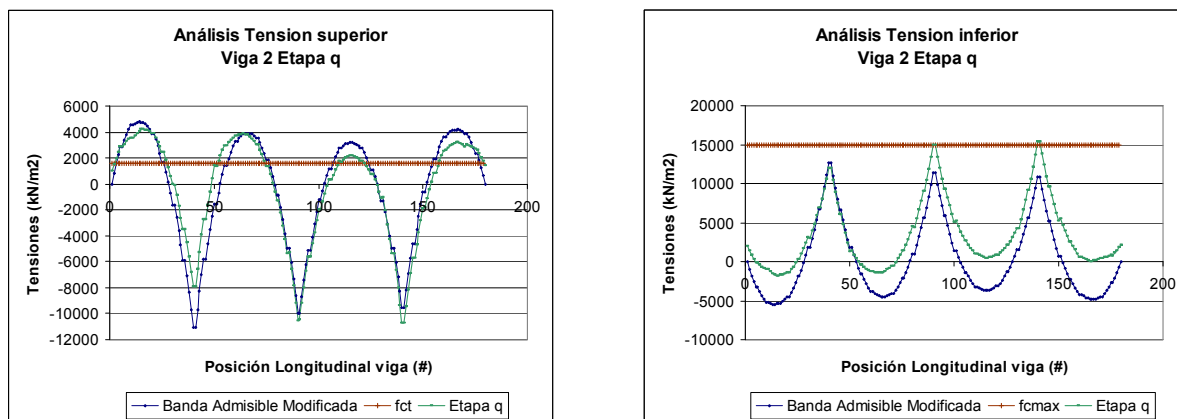


Figura 3. 60. Tensiones en estado de servicio, viga interior.

Se puede observar que el efecto de la carga móvil excéntrica longitudinalmente provoca un mejoramiento de las tensiones en el sector donde es aplicada (sector izquierdo), sin embargo un empeoramiento en el sector opuesto.

Para la viga externa esta situación no es de importancia pues sigue manteniendo un comportamiento aceptable y dentro de la BAM. Sin embargo, para la viga interior los efectos son perjudiciales. Si se observa las gráficas se puede ver que el sector contrario a la carga es el afectado. En tensiones inferiores provoca un aumento de los máximos positivos que hace superar el límite de resistencia a compresión ( $f_{cmax}$ ) en un punto, incursionando este en el “Área Transitoria” de la BAM. Esta situación si bien no es deseable, aún puede considerarse como aceptable. Sin embargo el análisis en tensiones superiores presenta un aumento de negativos en igual punto que supera la BAM y la curva de referencia del puente original. En consecuencia, obliga a una actuación de refuerzo o reparación adicional.

A continuación se presenta la (Figura 3. 61) de esfuerzos en péndolas. En el caso de las network su utilización es menor, producto que muchas de ellas han entrado en relajación por los efectos de las péndolas verticales, en consecuencia los efectos positivos de su aplicación se ven reducidos. Esto puede observarse en las gráficas relacionadas con el arco.

En relación a las péndolas verticales se observa un comportamiento adecuado, con esfuerzos axiles menores a los límites establecidos.

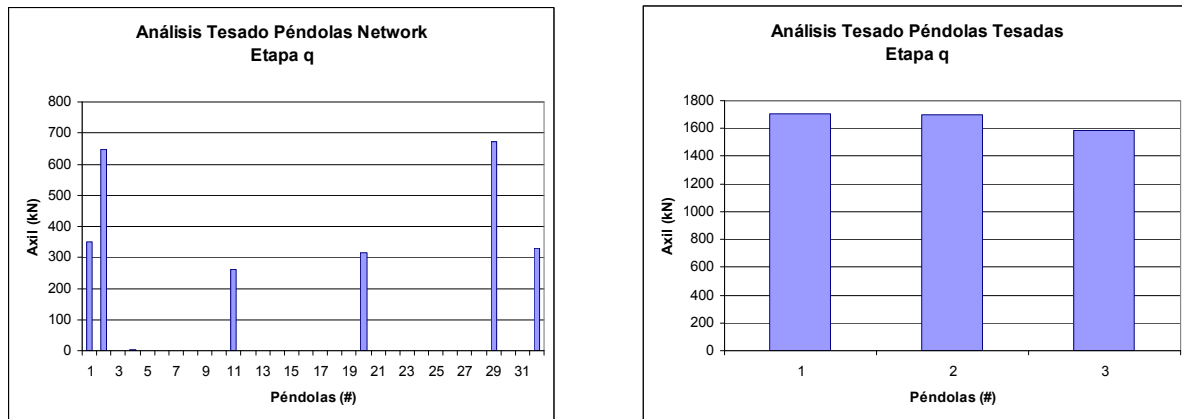


Figura 3. 61. Esfuerzo axil en péndolas network y vertical.

Finalmente el último punto de estudio es el comportamiento del arco. Se presentan en la (Figura 3. 62) el esfuerzo de momentos principal (en el plano) y el esfuerzo axil.

Respecto a los esfuerzos de momento, se aprecia que los máximos esfuerzos se inscriben en los sectores próximos al tesado de las péndolas. En consecuencia el diseño formal está gobernado por esta condición. En cuanto a los axiles se aprecia un comportamiento bastante similar en magnitud a obra nueva, con un aumento hacia los apoyos.

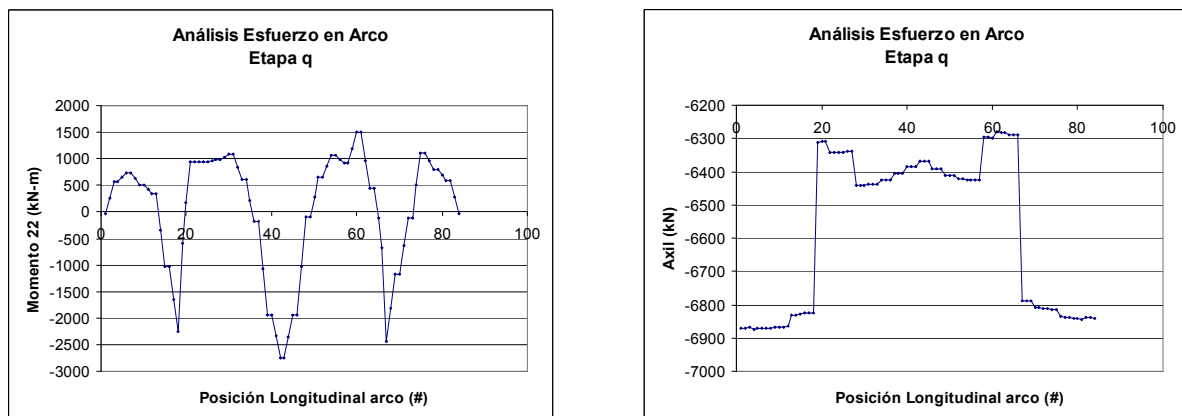


Figura 3. 62. Esfuerzos en el arco.

La consecuencia del comportamiento del arco y péndolas network genera que el diseño del arco ya no pueda seguir las recomendaciones de obra nueva. En este caso el control del diseño esta asociado al tesado total aplicado. Esta situación obliga a generar optimizaciones que reduzca en lo mayor posible el tesado total de péndolas, o generar estados más distribuidos. Afortunadamente el proceso de optimización mediante TEMEGA, asocia las reducciones de tensiones en el tablero y la disminución de la tensión total en péndolas.

Concluido este informe puede verificarse que el algoritmo TEMEGA es una herramienta idónea para la obtención de métodos de tesado para puentes reforzados mediante arcos atirantados.

Más aún, pues la incorporación de diferentes módulos como el de construcción, péndola network y en servicio, amplían las funciones del algoritmo entregando un informe completo de



cada uno de los candidatos aceptables para poder ser escogidos por el diseñador analizando los elementos principales que participan en el proceso de refuerzo.

La utilización intensiva de esta herramienta y sus módulos se desarrolla en los capítulos 4 y 5 del presente trabajo para complementar los estudios de criterios y sensibilidad de parámetros, lo cual permite entregar criterios más acotados para realizar una adecuada elección de candidatos admisibles presentados por TEMEGA.

## **CAPÍTULO 4:**

# **ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL** **MÉTODO CONSTRUCTIVO**

## 4.1 Introducción

En el presente capítulo se desarrolla un estudio paramétrico con el objetivo de identificar la influencia que presentan los parámetros utilizados en el análisis del método constructivo respecto a la función de bondad del tablero, pero también el comportamiento en el arco y la capacidad de levantamiento del tablero. Adicionalmente se estudia los esfuerzos que se presentan en las péndolas.

El estudio de estos parámetros permite obtener criterios básicos de diseño para el refuerzo, considerando las variables establecidas tanto en fase constructiva como en estado de servicio.

El análisis de sensibilidad considera el estudio conjunto de los puentes San Luis y Puangue, debido a que ambos pertenecen a la misma tipología estructural: puente de viga continúa de hormigón armado. Sin embargo, presentan algunas diferencias significativas tales como: longitud total del puente y configuración del tablero, que permiten incorporar y comparar al conjunto de parámetros siguientes:

- a) Perfil del arco (tipo y rigidez).
- b) Relación flecha / luz del arco.
- c) Relación de áreas entre péndolas network y vertical.
- d) Arreglo de péndolas pasivas (específicamente péndolas network).
- e) Fuerza aplicada del pretensado exterior.
- f) Excentricidad del pretensado exterior.
- g) Inercia de vigas transversales.
- h) Largo del puente.

### 4.1.1. Hipótesis de estudio

El estudio presente parte de la base de la obtención de las variables constructivas y método de tesado desarrollado a partir de la aplicación TEMEGA. Para ello, el conjunto de valores establece la comparación utilizando el mismo conjunto de fuerzas y orden de tesado de las péndolas activas durante el proceso de levantamiento. En los casos en que, dado el conjunto de parámetros dispuestos, no se consigue el objetivo de levantamiento del tablero, se especifican los valores adecuados para poder conseguirlo, realizando una nueva optimización mediante TEMEGA.

El análisis se centra principalmente en los resultados obtenidos en el tablero y arco. Particularmente para el caso del tablero se utiliza como comparación la metodología de la BAM y en cuanto al arco se considera su resistencia y el factor de utilización del perfil. Adicionalmente se presentan observaciones relevantes en algunos otros elementos cuando ello pueda afectar el resultado o comportamiento general del puente.

El presente grupo de resultados obtenidos por el algoritmo TEMEGA considera los siguientes estados, representados en el esquema de la (Figura 4. 1):

- a) Análisis del método constructivo.
- b) Optimización tesado y levantamiento.
- c) Optimización Target Force para péndola network.

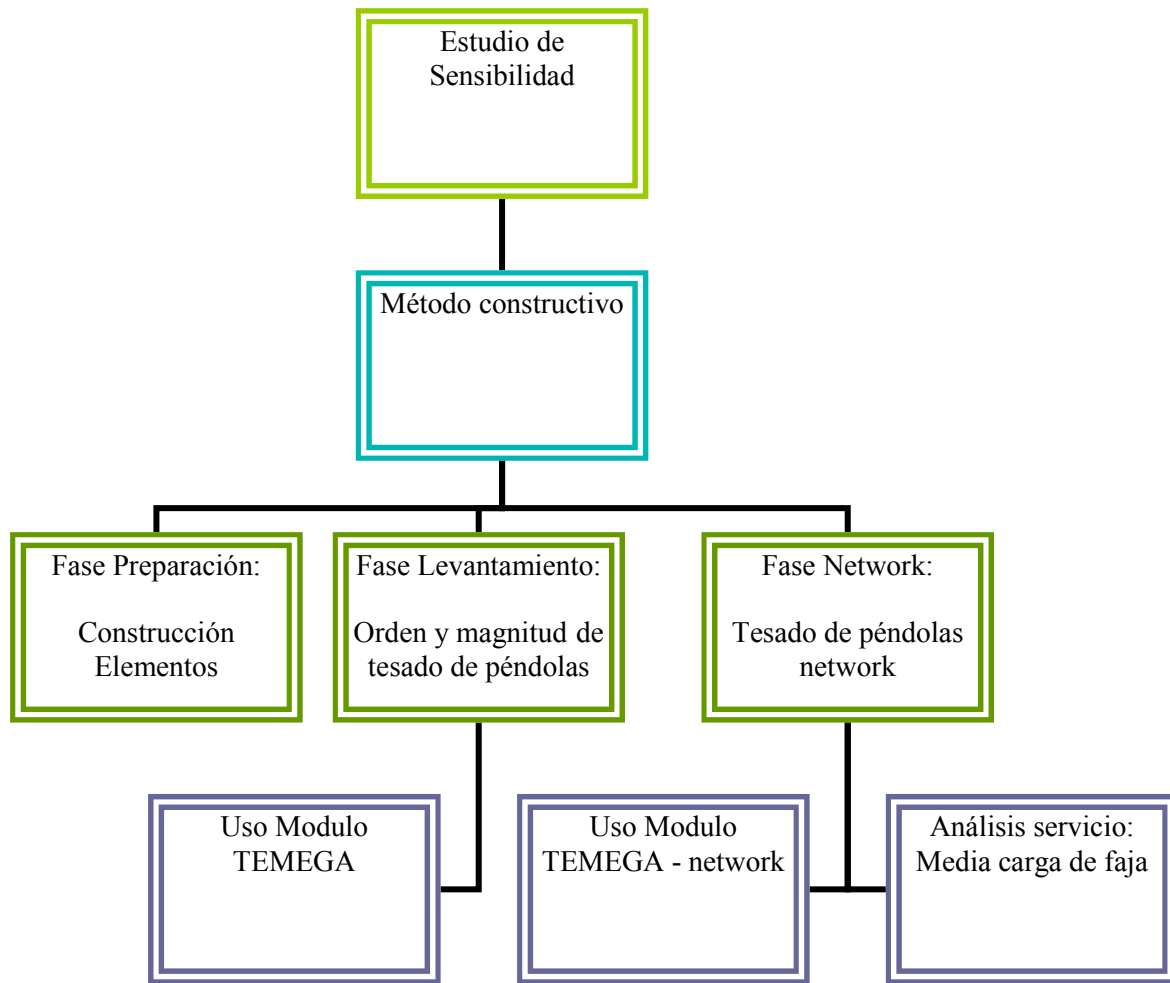


Figura 4. 1. Esquema de trabajo para análisis de sensibilidad

Es importante recalcar que el análisis de sensibilidad considera el uso de los puentes San Luis y Puangue.

A partir de allí, en ambos puentes se desarrolla un trabajo de investigación basado en las tres fases antes mencionadas, las cuales permiten obtener un conjunto de variables métricas independientes y definir otro conjunto de variables métricas dependientes, para la determinación mediante métodos multi-variables explicativos de criterios de decisión al momento de definir una geometría del refuerzo mediante arcos (ver capítulo 6). A partir de ello se presentan a continuación las variables iniciales para el estudio paramétrico.

## 4.2. Características de referencia: puente San Luis

El puente San Luis presenta las características geométricas previamente establecidas en el capítulo 2, salvo indicación expresa del cambio de parámetros en cada apartado de estudio. Importante es destacar que el refuerzo contempla un arco centrado constituido por perfiles HD 400x421 y C95x95x3,6 que se muestran en la (Figura 4. 2); los cuales se utilizan para diferentes efectos de análisis y verificación.

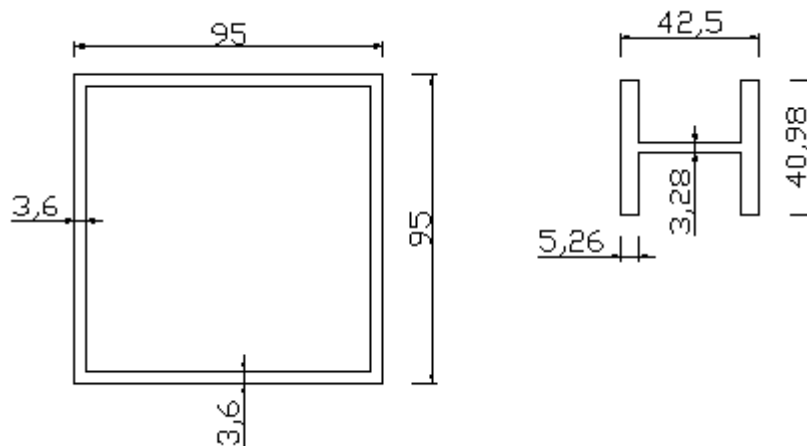


Figura 4. 2. Esquema de perfiles HD400x421 y C95x95x3,6

Estos perfiles se escogen para realizar una comparación con los resultados obtenidos en Valenzuela (2010) y Rongish (2011), y por ser un perfil (caso C95x95x3,6) utilizado habitualmente en puentes de 100 metros de luz, construidos como obra nueva (Millanes 2010). A partir de ello, se toma como ejemplo para el estudio del método constructivo el puente San Luis con un perfil HD400x421 obtenido mediante el algoritmo TEMEGA. Los cambios del proceso de optimización para otros perfiles o para el puente Puangue se especifican en los apartados correspondientes.

- **Utilización perfil HD400x421**

Número de individuos: 7  
 Porcentaje de tesado mínimo: 50%  
 Porcentaje de tesado máximo: 100%  
 Probabilidad de Cruza: 60%  
 Probabilidad de Reproducción: 25%  
 Probabilidad de Mutación: 15%  
 Probabilidad de mutación del orden: 50%

Factor función de bondad: 0,5

A partir de estos factores y realizando un conjunto de 210 análisis de individuos se obtiene la siguiente curva de convergencia de padres aceptables en sus últimas fases presentada en la (Figura 4. 3):

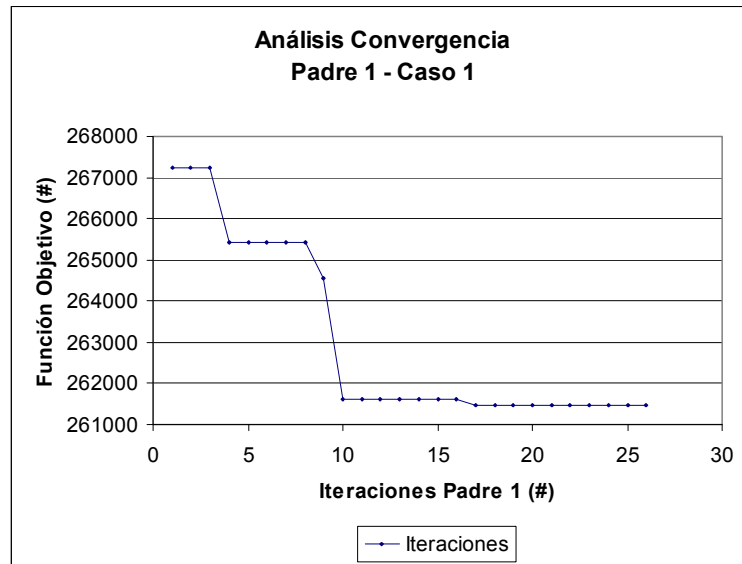


Figura 4. 3. Análisis de convergencia para puente San Luis (TEMEGA)

La solución aceptable final contempla:

Función objetivo ( $\Omega$ ): 522938,4

Función objetivo ( $\Theta$ ): 0

Función de bondad: 261469,2

Entregando el siguiente método de tesado:

Orden de tesado: 3-2-1, péndola derecha, central e izquierda.

Fuerza de tesado: 683,41 kN, 846,07 kN, 701,57 kN

Se presentan a continuación la caracterización según la BAM del tablero, utilización de péndolas network y verticales, y esfuerzos en el arco para la comparación posterior tal como se muestra en la (Figura 4. 4).

Largo del puente: 60 metros

Perfil del arco: HD 400x421

Relación altura / flecha del arco: 0,165; tipo circular

Relación de diámetros entre péndolas network y vertical: 1 (diámetros 6 centímetros)

Arreglo de péndolas pasivas: network tipo romboide

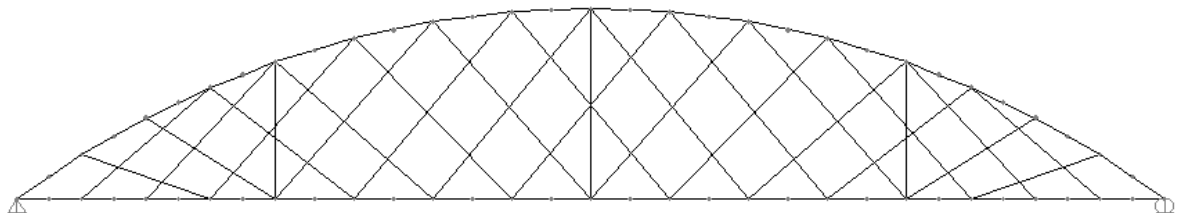


Figura 4. 4. Esquema estructural del refuerzo puente San Luis

Fuerza aplicada del pretensado exterior: 14000 kN

Posición del pretensado exterior respecto a línea neutra: 0 metros

Inercia de vigas transversales: 0,0253 m<sup>4</sup>

En la fase del método constructivo se consigue una aceptación total en las vigas longitudinales. Para ello se utiliza como condición la gráfica siguiente considerando un total de 178 puntos de análisis. En el caso particular que se presenta la aceptación (cumplimiento de la BAM) ocurre en 178 de 178 puntos en cada etapa constructiva tal como se presenta en la (Figura 4. 5).

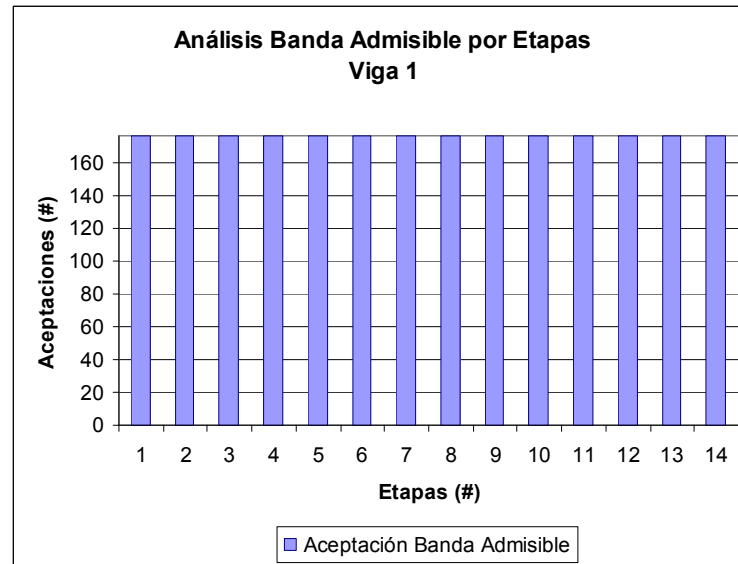


Figura 4. 5. Admisibilidad del método constructivo.

El estudio de las vigas transversales presenta problemas en fases intermedias de construcción, pero finalmente, previo al proceso de tesado mantiene un comportamiento aceptable.

Aceptando este comportamiento se comienza con el análisis paramétrico.

### 4.3. Análisis paramétrico: Método constructivo

El primer análisis corresponde al comportamiento en fase constructiva del método de refuerzo; esto implica la fase de preparación y el proceso de tesado y levantamiento del tablero. Por lo tanto, el método constructivo se divide en tres grupos particulares de análisis:

- A. Fase de Preparación: definida para los casos en que hay modificaciones de parámetros estructurales importantes, entre ellos, cambios de perfil o duplicidad de arcos.
- B. Fase de Levantamiento: realizada para todos los casos, comenzando como estado previo la fase de preparación y finalizando cuando el tablero es suspendido.
- C. Fase network: análisis del comportamiento al aplicar tesado a las péndolas network, posterior al levantamiento del tablero.

#### 4.3.1. Fase de Preparación

La fase de preparación, como se ha definido, corresponde al estudio del proceso de construcción de elementos previos al levantamiento del tablero.

Este proceso en cuanto al análisis de sensibilidad recoge poca información, pues está definido a partir de la aceptación mínima de la función de bondad del tablero. Al no presentarse

cambios en el esquema estático, cada una de las fases se asocia a incrementos de peso en la estructura.

Para clarificar esta situación es pertinente recordar que el proceso constructivo estándar que se ha planteado en este estudio se define tal como se presenta en la (Figura 4. 6):

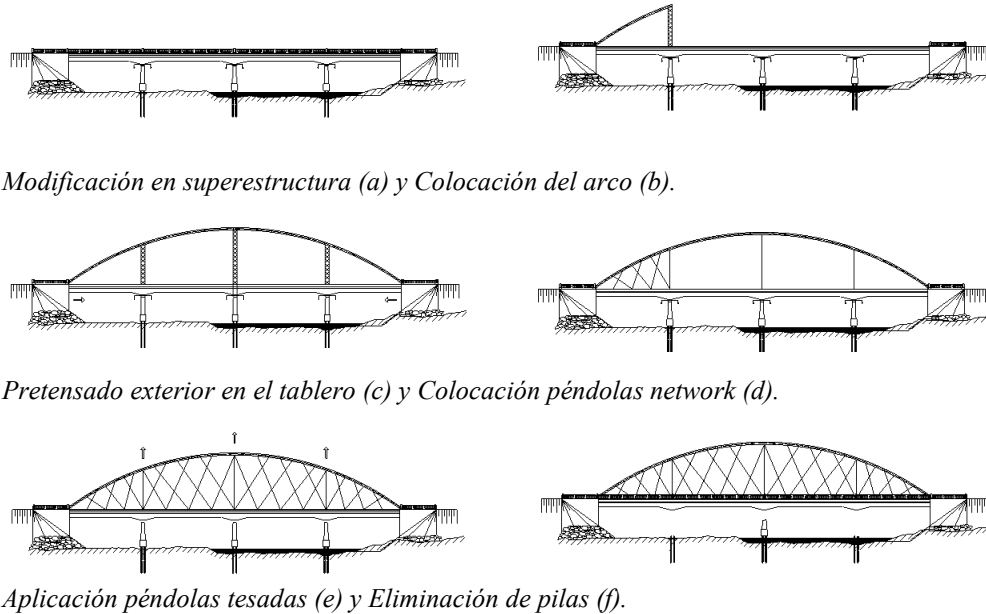


Figura 4. 6. Esquema del proceso constructivo.

La etapa (a) considera la ubicación de torres temporales, las cuales se retiran en la etapa (d). El posicionamiento de las péndolas en la etapa (e) considera aplicar un tesado total. Finalmente, en la etapa (f) la posibilidad de eliminar la pila depende de reacciones nulas en ellas.

Como se ha comentado, la solución para esta primera etapa del estudio no representa mayor dificultad y es realizada mediante análisis estructurales para cada una de las etapas, verificándose directamente con la BAM. Sin embargo, para el proceso de tesado y levantamiento del tablero este proceso es más complejo y requiere de un análisis de optimización avanzado.

A partir de estas consideraciones, el proceso de optimización del método constructivo se rige mediante la BAM, en un proceso no iterativo, sino base para el posterior proceso de levantamiento. A raíz de ello, los efectos de las modificaciones en esta etapa están íntimamente relacionados con los fenómenos tensionales en el tablero. Como consecuencia de esto, la modificación del perfil del arco o bien la aplicación de fuerzas de pretensado exterior mayores, será aceptado o rechazado por el programa TEMEGA sin la necesidad de un análisis de sensibilidad específico para la fase de preparación.

Se presentan a continuación los resultados específicos para el caso inicial de estudio de este apartado.

Inicialmente se pueden identificar dos etapas en el comportamiento o función de bondad del tablero. La primera hace referencia a simples incrementos o decrementos de pesos, generados en las primeras fases constructivas, como son la eliminación de aceras o construcción de ellas, colocación de torres, arcos, entre otros. Esta fase es sin duda la más crítica, dado que aumentos en peso, con igual estructura del puente, ocasionan estados tensionales que pueden superar los



límites establecidos por la curva de referencia, tal como se presentan en la (Figura 4. 7) para la viga lateral (1) y central (2).

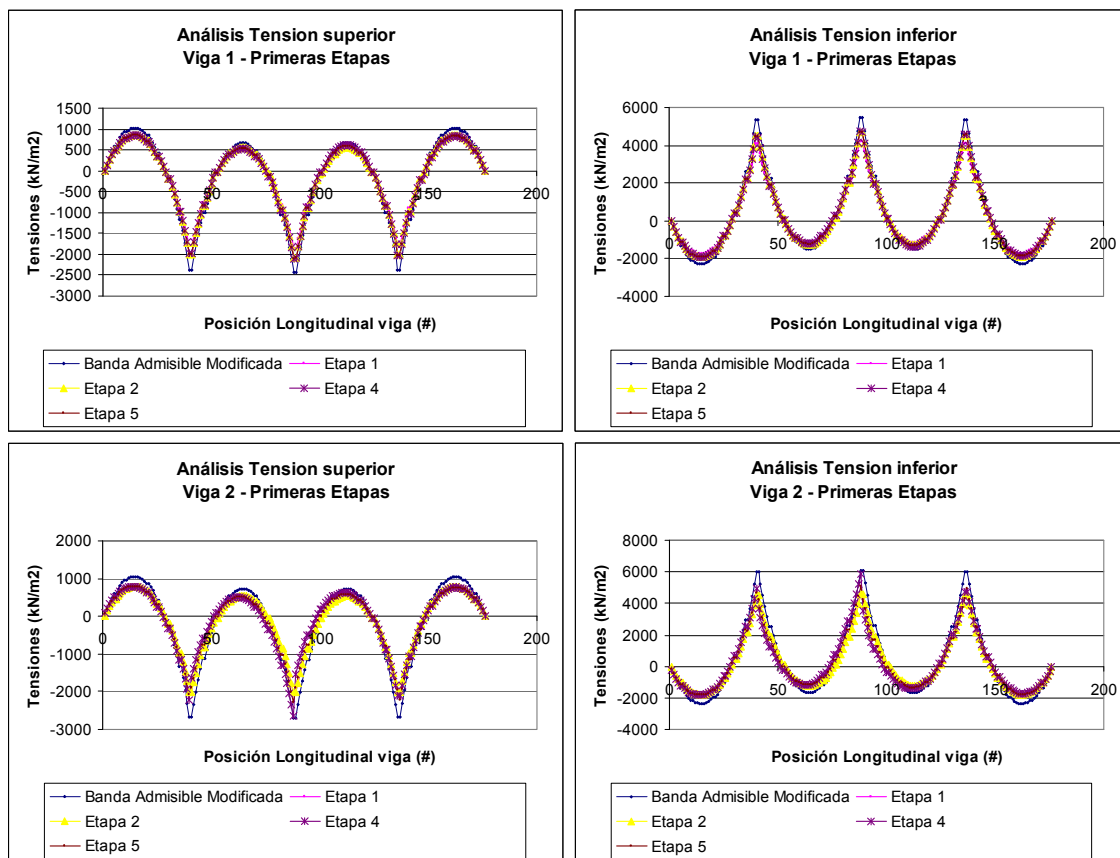


Figura 4. 7. Curvas de tensión para fase de preparación inicial (Tensión superior e inferior).

Sin embargo, dado que se ha presupuesto como límites establecidos no sólo estas curvas de referencia, sino también las capacidades a tracción y compresión, el superar dicho límite no induce directamente rechazos del método, dado que existe aún cumplimiento de la BAM. A raíz de ello, a partir del estudio de las primeras etapas de la fase de construcción el criterio que debe estudiarse es: “evitar que la suma de pesos en cualquiera de estas etapas supere los límites establecidos por la BAM, que para el caso de las primeras etapas constructivas está principalmente limitado por la capacidad a tracción del material”. Esto se debe a que el principal lugar de fallo, siguiendo las recomendaciones aquí planteadas, está definido en los vanos del puente, dado que es allí donde (habitualmente) la curva de tensiones de referencia es más restrictiva. No está demás mencionar que cualquier método constructivo alternativo utilizando este tipo de refuerzo debe corroborar todos los puntos de la BAM y no sólo los del enunciado, debido a que casos excéntricos de carga como son ubicación de grúas, torres u otro sistema de apoyo, pueden ocasionar modificaciones en la curva de tensiones que altere de manera no prevista el correcto funcionamiento del tablero.

El segundo grupo de etapas en la fase de construcción comienza con la desvinculación de las pilas y el tablero, y la aplicación del pretensado exterior. Tal como se aprecia en la (Figura 4. 8), el efecto que se induce en las curvas de tensión es un desplazamiento hacia valores positivos de las tensiones.

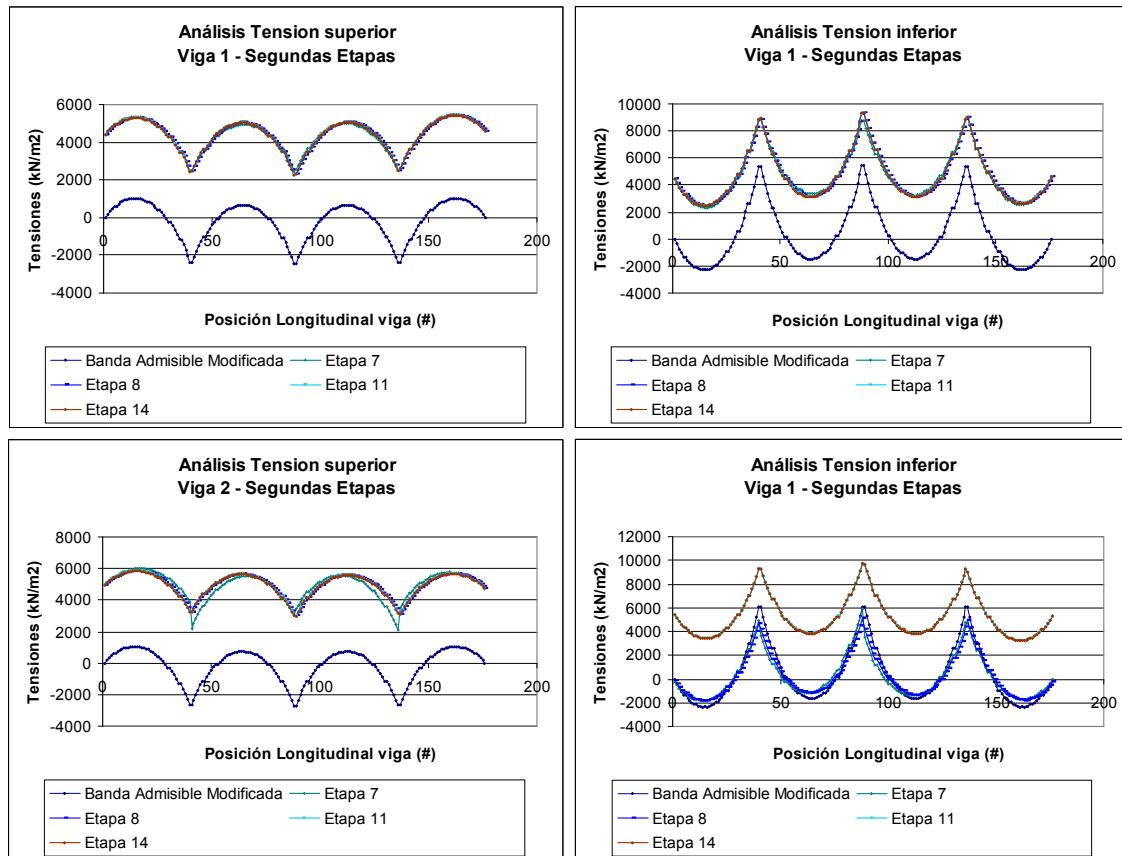
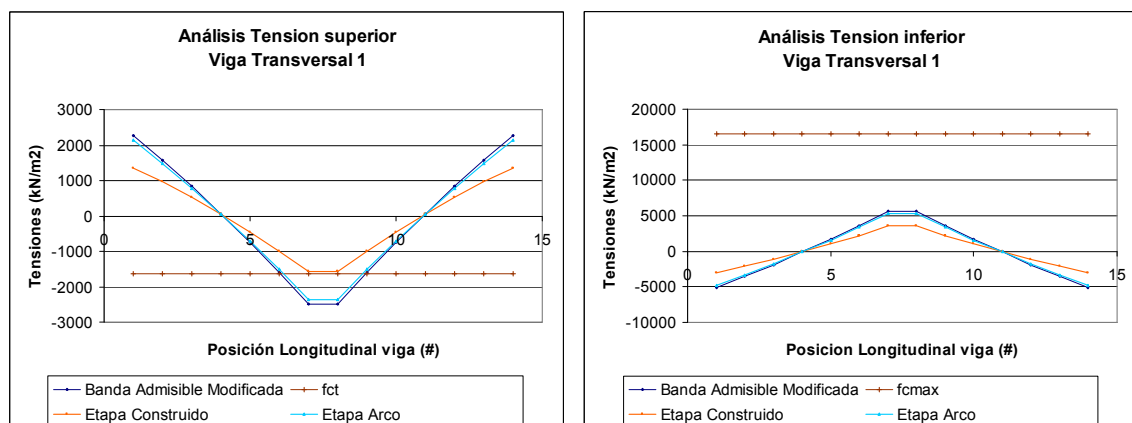


Figura 4. 8. Curvas de tensión etapas finales fase de preparación (Tensión superior e inferior).

En este caso los efectos del aumento de peso por la incorporación de elementos como péndolas, dejan de ser un problema y pierden su condición crítica en el análisis. El parámetro fundamental de estudio de sensibilidad es la fuerza y posición del pretensado, bajo la condición límite de compresiones que puedan romper el tablero. Serán ellos los que definen los rangos de aplicación en fase de preparación de estos elementos.

Este mismo análisis es aplicable para el caso de vigas transversales, tal como se aprecia en las gráficas de la (Figura 4. 9).



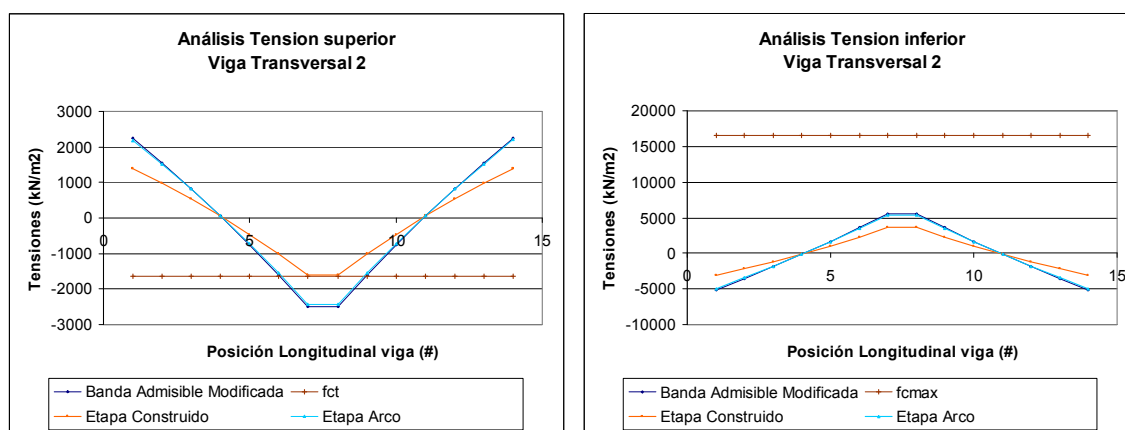


Figura 4. 9. Curvas de tensión vigas transversales para fase de preparación (Tensión superior e inferior).

En estos ejemplos se dibujan las curvas de tensiones de referencia y de las dos etapas más importantes: aplicación máxima de cargas de peso al construir todo el arco, la acción del pretensado como tirante en estado final del puente justo antes del proceso de levantamiento. Como se puede apreciar el parámetro que controla este proceso constructivo según las vigas transversales, está determinado por la fuerza y posición del pretensado exterior, siendo el que permite movilizar la curva hacia valores de tensiones positivas y negativas, según sea el caso, que entrega una diferencia con la curva de referencia aportando mayor grado de trabajo.

Si bien es un tema a considerar, tal como se expuso en el capítulo 3, la condición que impone no es crítica, en vista que durante el proceso de tesado y levantamiento (considerando la estructuración de refuerzo propuesta) estos valores pueden superar en ordenes de magnitud este caso. Por tanto, dentro de los comentarios al respecto es posible determinar la necesidad de refuerzo de vigas o elementos transversales desde la fase de preparación, pero siempre observando los efectos que ocurran en el proceso de levantamiento, tal como se detallan en el apartado siguiente.

#### 4.3.2. Fase de Levantamiento

La fase de levantamiento del tablero es la operación más compleja y delicada de todo el proceso de refuerzo del puente. En ella participan un importante número de parámetros y variables que pueden afectar el desempeño y buen final de este trabajo, considerando en todos ellos los importantes cambios de tensiones en el tablero y la utilización adecuada de cada uno de los elementos de refuerzo, siempre teniendo en consideración que es en esta fase de construcción donde se producen efectivamente los cambios estructurales.

Por esta razón, esta fase se considera el corazón del proceso de refuerzo y en consecuencia es donde se desarrollan los mayores esfuerzos para obtener valores lo más aceptables y seguros posibles, tanto en orden y magnitud de tesado mediante la aplicación de la herramienta TEMEGA, como en la elección de otros parámetros de tipo geométrico o de fuerza. Se entrega a continuación un estudio de sensibilidad detallado de los parámetros más relevantes para la generación de un conjunto de criterios de diseño de este tipo de refuerzo.

### 4.3.2.1. Perfil del arco (tipo e inercias)

La influencia del perfil del arco se ha estudiado en parte en Valenzuela (2010) asociado al estado en servicio y manteniendo una directriz de trabajo relacionada con posicionamientos regidos por obra nueva de puentes tipo network. Sin embargo, el estudio en método constructivo no ha sido evaluado adecuadamente. Adicionalmente, el cambio de criterios en obras de refuerzo mediante arcos con arreglo network y consideraciones de aceptación más laxas hacen necesario una revisión crítica de los resultados presentados.

A partir de ello se incorporan al análisis los perfiles simétricos, y en caso de asimetría de ellos, el posicionamiento de estos con su eje fuerte en el plano del arco.

#### a) Estudio a partir del tesado de referencia de perfiles HD400x421

El siguiente conjunto de datos se obtiene considerando una magnitud y orden de tesado en péndolas verticales indicado en el apartado 4.2, las cuales corresponden al proceso de optimización del proceso de tesado y levantamiento mediante TEMEGA, considerando como parámetro fijo el uso de perfiles HD400x421 en el arco. A continuación se presenta la (Tabla 4. 1) del primer grupo de perfiles estudiados, todos ellos de tipo H.

Tabla 4. 1. Resultados función bondad del tablero según perfil del arco.

Tipo	Función Bondad	Inercia Plano (m4)	Inercia Fuera (m4)	Obs.
HD 400x421 (H)	261469,2	0,00060	0,00159	Levanta
HD 400x509 (H)	257460,5	0,00075	0,00204	Levanta
HD 400x744 (H)	252095,4	0,00120	0,00342	Levanta
HD 400x900 (H)	33636420,4	0,00153	0,00450	Levanta 2 de 3
HD 400x509 (I)	33638511,1	0,00204	0,00075	Levanta 2 de 3
HD 400x744 (I)	167180249,9	0,00342	0,00120	No levanta
HD 400x900 (I)	167180846,4	0,00450	0,00153	No levanta
C90	167184607,5	0,00617	0,00617	No levanta

En primer lugar se aprecia un comportamiento seccionado de las tres formas de levantamiento: la primera donde se produce un levantamiento total del puente, asociado a inercias similares al caso optimizado mediante TEMEGA; un segundo en el cual el levantamiento es parcial; y finalmente uno donde es incapaz de levantar el tablero. La (Figura 4. 1) presenta estos casos a partir de penalizaciones de la función bondad según corresponda.

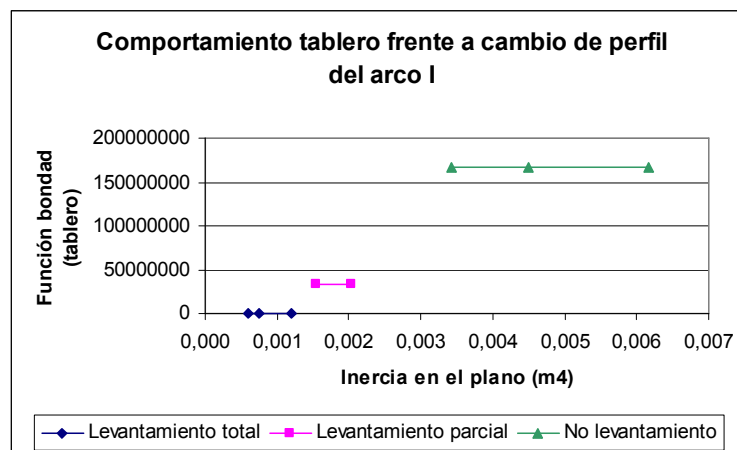


Figura 4. 10. Comportamiento general función de bondad según cambio perfil.

En vista de esta situación, es recomendable un análisis individualizado. En él se aprecia, para el caso del levantamiento total, una mejoría en términos de comportamiento del tablero a medida que se incrementa la inercia en el plano del arco, tal como se aprecia en la (Figura 4. 11).

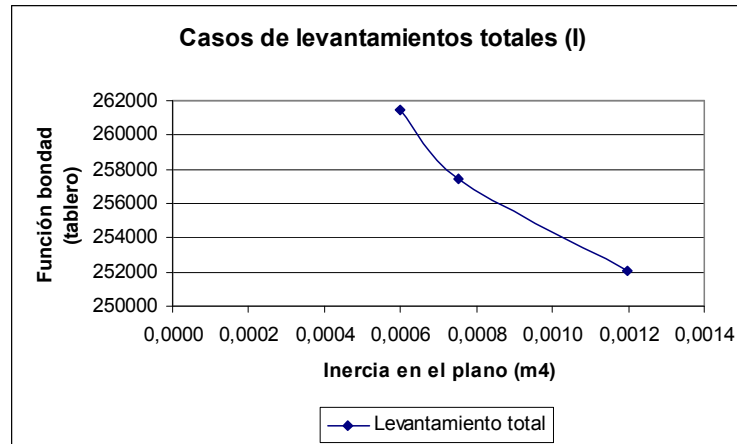


Figura 4. 11. Casos de levantamiento total.

El comportamiento es esperado y consecuente con los estudios realizados en Valenzuela (2010), en el cual a medida que aumenta la inercia en el arco el sistema se rigidiza, generando una ley de esfuerzos en el tablero más semejante a una viga continua. Sin embargo, esta situación tiene un límite superior determinado por el caso en que las tensiones aplicadas en las péndolas verticales, en conjunto con el incremento del peso total del puente (producido por el cambio de perfil en el arco) y la nueva configuración estructural, hacen que sea imposible el levantamiento total del puente. En consecuencia el objetivo no es cumplido. Para el caso presentado de tesado para perfiles HD400x421 optimizados, este límite se encuentra aproximadamente en 2,55 veces la inercia del perfil de referencia, equivalente a 0,00153 m<sup>4</sup>, asociado a un perfil HD400x900, siendo sólo posible el levantamiento del tablero en dos de las tres pilas.

A partir de esta situación es interesante notar el comportamiento asociado al tablero cuando los perfiles y el tesado son incapaces de levantarlo. A continuación se presentan en la (Figura 4. 12) los resultados para los casos de no levantamiento.

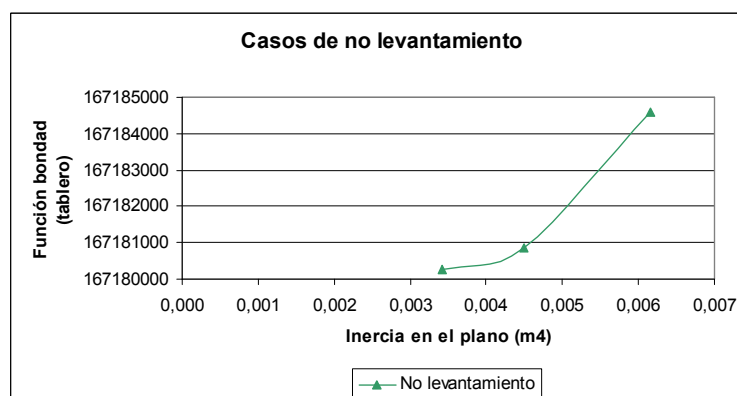


Figura 4. 12. Casos de no levantamiento.

Tal como se espera, el comportamiento empeora a medida que incrementa el tipo de perfil, por un aumento de peso y la incapacidad de levantamiento del tablero.

En consecuencia es posible mencionar que un incremento en la inercia del perfil en el plano es recomendable para efectos de tablero, si y sólo si se produce un levantamiento total; de lo contrario, los aumentos de inercia se vuelven perjudiciales. Para comprobar esta aseveración se presenta el estudio optimizado para perfiles C95X95.

Al realizar un análisis en detalle del caso límite entre levantamiento y levantamiento parcial (HD400x744) bajo estas circunstancias, se rescatan las siguientes consideraciones: el tablero sufre una flecha ascendente máxima producida por el proceso de levantamiento equivalente a 0,19 cm., ubicado en el extremo derecho, a diferencia de lo que ocurre con los otros casos de estudios donde se ubica en el centro del puente. La (Figura 4. 13) presenta la relación de desplazamiento para los diferentes perfiles.

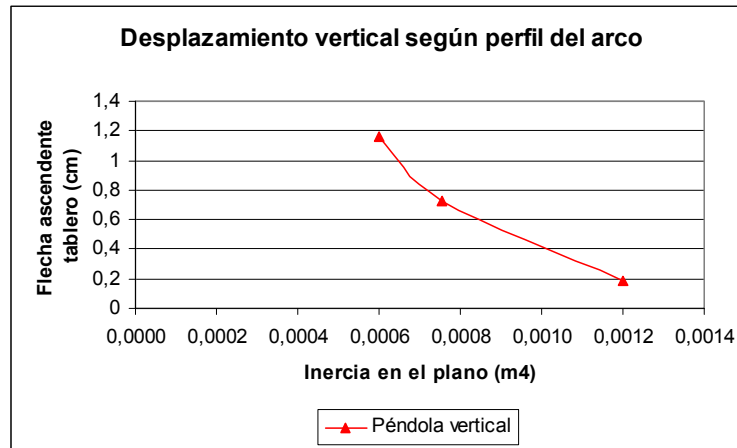


Figura 4. 13. Desplazamiento vertical según cambio de perfil del arco.

El resultado de la función bondad sobre el tablero presenta un comportamiento adecuado, incluidas las etapas en que se retiran pilas (etapas: 3 – 5 – 6), como se presentan a continuación en la (Figura 4. 14) para la viga sobre la que descansa el arco.

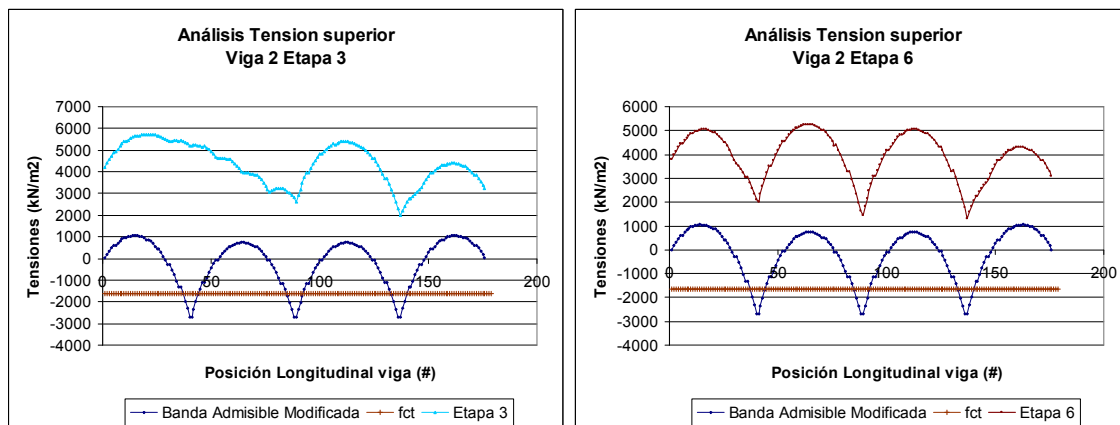


Figura 4. 14. Detalle por etapa de la BAM.

El siguiente análisis presenta el comportamiento del arco frente a esfuerzos en el mismo. La envolvente de esfuerzos de las etapas de tesado se resume en la (Tabla 4. 2):

Tabla 4. 2. Esfuerzos máximos en arco.

<b>Axil (kN)</b>	-4751,3
<b>Momento + (kN-m)</b>	869,2
<b>Momento – (kN-m)</b>	-1551,8

Donde los máximos momentos negativos se asocian a las vecindades de las péndolas verticales que levantan el tablero.

La verificación del perfil del arco cumple con los requerimientos establecidos por Eurocódigo 3, con un ratio de interacción (axil-momento) de 0,651 en la clave del arco.

A partir de estos resultados es posible analizar el comportamiento con los otros perfiles que sí producen levantamiento. Para ello se utiliza el concepto de factor de utilización definido como el porcentaje de la capacidad resistente de un perfil aprovechado para soportar los esfuerzos inducidos por las cargas solicitantes. En la (Figura 4. 15) se aprecia la relación entre factor de utilización e inercias en el plano.

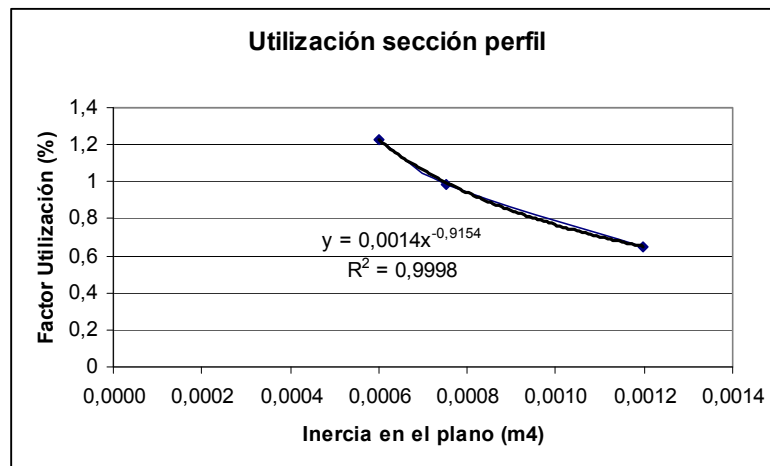


Figura 4. 15. Factor de utilización del perfil.

Como se espera, a menor inercia en el plano (asociado a perfiles menores) aumenta el factor de utilización del perfil, lo cual permite en este caso obtener una cota inferior asociado a la resistencia e interacción de esfuerzos. Tal como se muestra, los perfiles HD400x421 quedan superados por los esfuerzos solicitantes (120%), y muy en el límite los perfiles HD400x509. Esto ratifica el uso de un detector de resistencia del perfil del arco previo al análisis de optimización por tesado en el algoritmo TEMEGA, el cual elimina casos en que en etapa constructiva y de tesado queden subdimensionados frente a cargas solicitantes.

Respecto a los esfuerzos en las péndolas, se aprecia que en el caso de las network se tiene un máximo que supera los 400 kN en etapa final de tesado, con una distribución de acción como se refleja en la (Figura 4. 16).

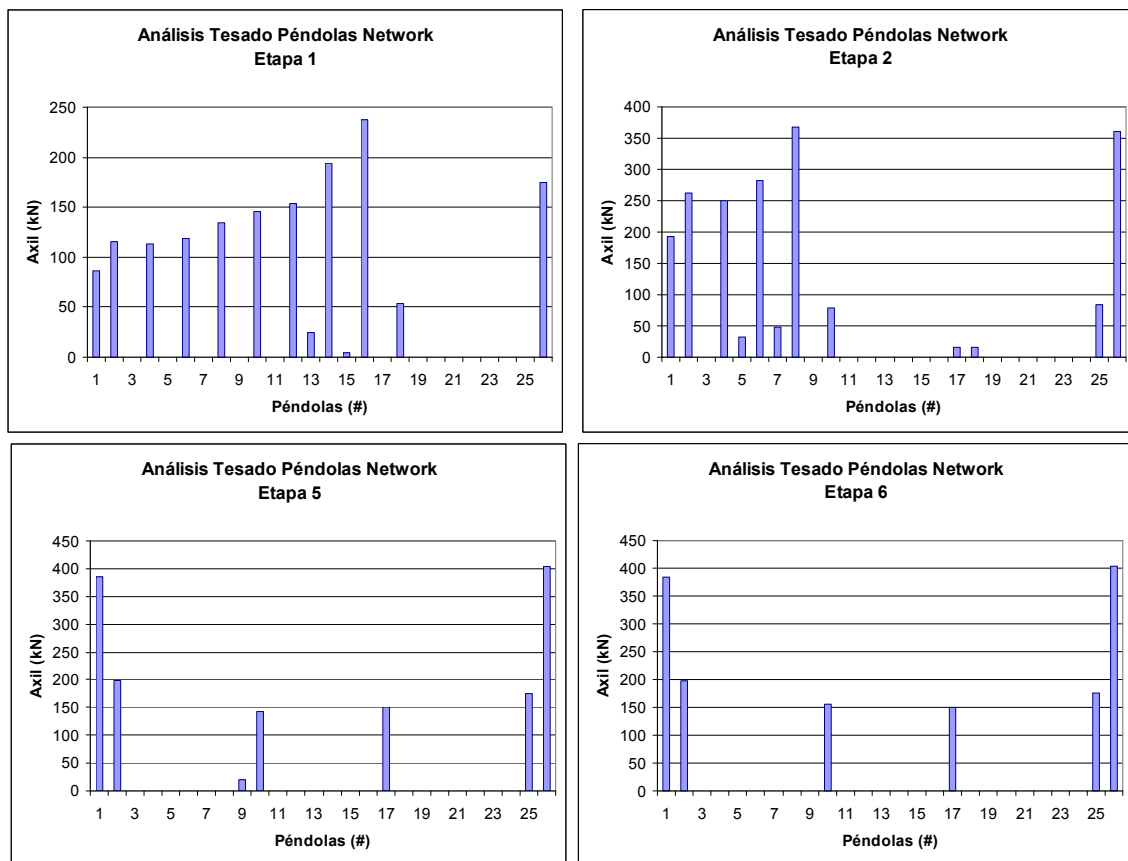


Figura 4. 16. Distribución de esfuerzo axil en péndolas por etapas.

Esta distribución se mantiene para los casos con perfiles de arco menores, aumentando sensiblemente la magnitud de los esfuerzos. En consecuencia, el aumento de perfil no afecta a la distribución de péndolas network con esfuerzo a tracción. De tal manera todos los casos concluyen con sólo 6-7 péndolas network traccionadas.

De igual manera que el factor de utilización se aprecia a continuación en la (Figura 4. 17) la comparación para los diferentes perfiles de arco que levantan el tablero.

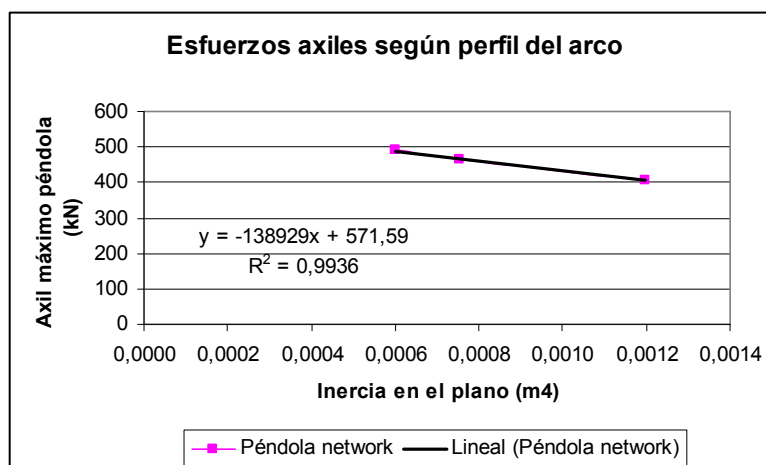


Figura 4. 17. Esfuerzo axil en péndolas network.

Este refleja una disminución lineal del esfuerzo máximo en péndolas network a medida que aumenta la inercia en el plano del arco. El efecto es producido por una redistribución de los esfuerzos asociados a las péndolas verticales como se aprecia en la (Figura 4. 18).



Para el caso de las péndolas verticales, los esfuerzos al final de la etapa de tesado son aproximadamente de 1200 kN en HD400x744.

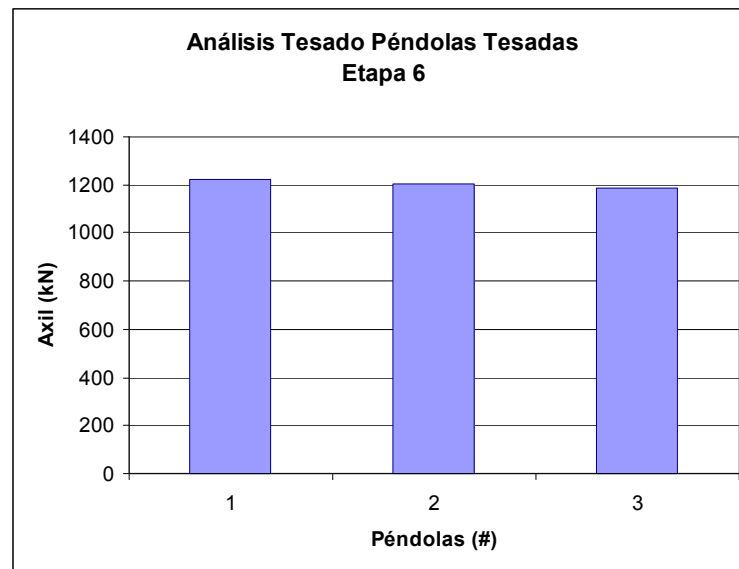


Figura 4. 18. Distribución de esfuerzo axil en péndola vertical.

En este caso, la comparación según perfiles entrega un comportamiento lineal e inverso a lo que ocurre con las péndolas network. La (Figura 4. 19) presenta cómo a medida que aumenta la inercia en el arco, el esfuerzo axil aumenta en las péndolas verticales, eso si con una pendiente menor comparado con las péndolas network.

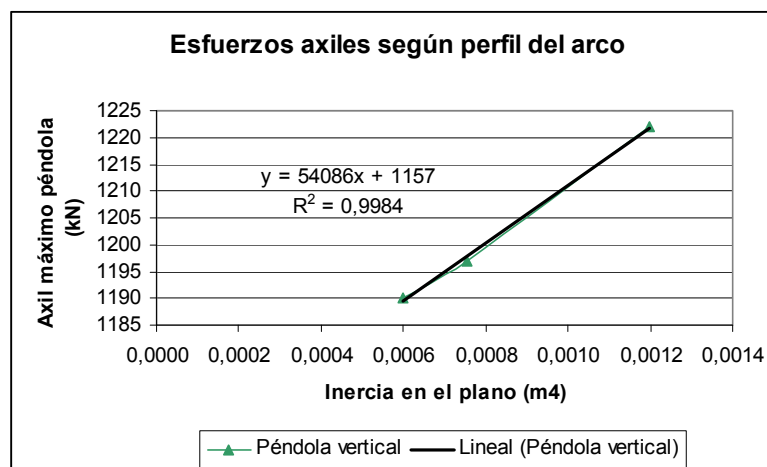


Figura 4. 19. Esfuerzo axil en péndola vertical.

## b) Estudio a partir del tesado de referencia de perfiles C95x95x3,6

Como se ha mencionado en el punto (a) es necesario un segundo estudio optimizado del puente para obtener un conjunto mayor de datos que cumplan satisfactoriamente las modificaciones de los perfiles. Para ello se desarrolla mediante TEMEGA el estudio del puente San Luis utilizando como parámetro fijo un perfil C95x95x3,6, con las siguientes características:

Número de individuos: 7  
Porcentaje de tesado mínimo: 50%  
Porcentaje de tesado máximo: 100%  
Probabilidad de Cruza: 60%  
Probabilidad de Reproducción: 25%  
Probabilidad de Mutación: 15%  
Probabilidad de mutación del orden: 50%

Factor función de bondad: 0,5

A partir de estos factores y realizando un conjunto de 210 análisis de individuos se obtiene la siguiente curva de convergencia de padres aceptables en sus últimas fases presentada en la (Figura 4. 20).

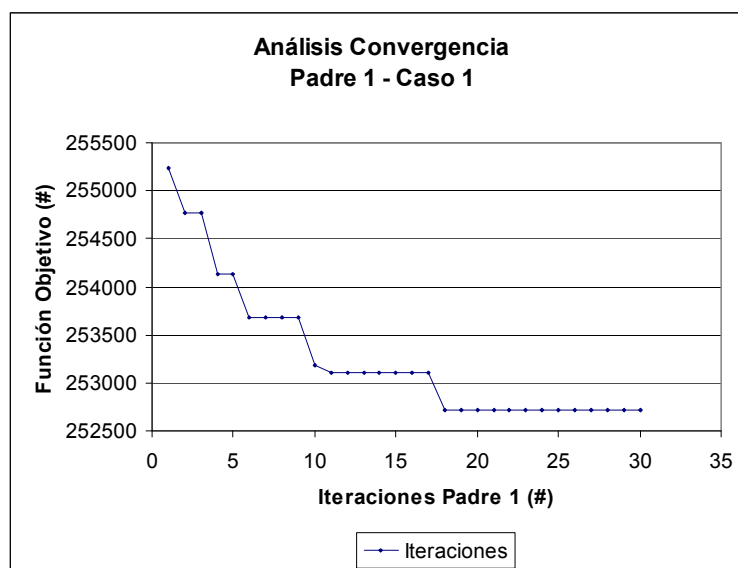


Figura 4. 20. Análisis de convergencia para puente San Luis (TEMEGA)

La solución aceptable final contempla:

Función objetivo ( $\Omega$ ): 505424,5

Función objetivo ( $\Theta$ ): 0

Función de bondad: 252712,2

Entregando el siguiente método de tesado:

Orden de tesado: 2-3-1, péndola central, derecha e izquierda.

Fuerza de tesado: 1372,7 kN, 792,8 kN, 911,5 kN

En la fase del método constructivo se consigue una aceptación total en las vigas longitudinales y transversales.

Al presentarse un perfil mayor que el anterior, se obtienen un conjunto de resultados óptimos de fuerza de péndolas verticales mayores que el necesario para el caso (a). Esto facilita el estudio comparado gracias a un mayor número de perfiles.

Este nuevo conjunto de perfiles incorpora los casos anteriores, pero adicionalmente perfiles mayores y perfiles simétricos. Esto último permite determinar el efecto que tiene la relación de inercias en el perfil del arco para el estudio del tablero y el arco.

La (Tabla 4. 3) presenta las características de inercia de los tipos de perfiles y la función bondad del tablero en cada caso. Nótese que se ordenan de mayor a menor inercia en el plano, lo cual no se relaciona directamente con la inercia fuera del plano.

Tabla 4. 3. Resultados función de bondad según cambio perfil (optimización C95x95)

Tipo	Función Bondad	Inercia Plano (m4)	Inercia Fuera (m4)	Obs.	Relación
HD 400x421	83628271	0,00060	0,00159	No cumple	0,378
HD 400x509	83619833	0,00075	0,00204	No cumple	0,369
HD 400x744	83608893	0,00120	0,00342	No cumple	0,351
HD 400x900	83604424	0,00153	0,00450	No cumple	0,341
HD 400x421r	83612597	0,00159	0,00060	No cumple	2,650
C45x45	83610657	0,00168	0,00168	No cumple	1,000
HD 400x509r	270215	0,00204	0,00075	Cumple	2,707
C55x55	267245	0,0032	0,0032	Cumple	1,000
HD 400x744r	265091	0,00342	0,00120	Cumple	2,849
HD 400x900r	261617	0,00450	0,00153	Cumple	2,933
C65x65	261087	0,00544	0,00544	Cumple	1,000
C90	260053	0,00617	0,00617	Cumple	1,000
C75x75	257147	0,00855	0,00855	Cumple	1,000
C85x85	254563	0,0127	0,0127	Cumple	1,000
C95x95	252712	0,0179	0,0179	Cumple	1,000

Se aprecia que todos los perfiles consiguen levantar el tablero desde sus pilas. Sin embargo, existe una doble etiqueta entre los perfiles que cumplen satisfactoriamente con las exigencias de la BAM y los que la superan en algunos puntos (No Cumple).

A continuación se presenta la gráfica combinada en la (Figura 4. 21) del comportamiento de tablero frente a modificaciones en el perfil.

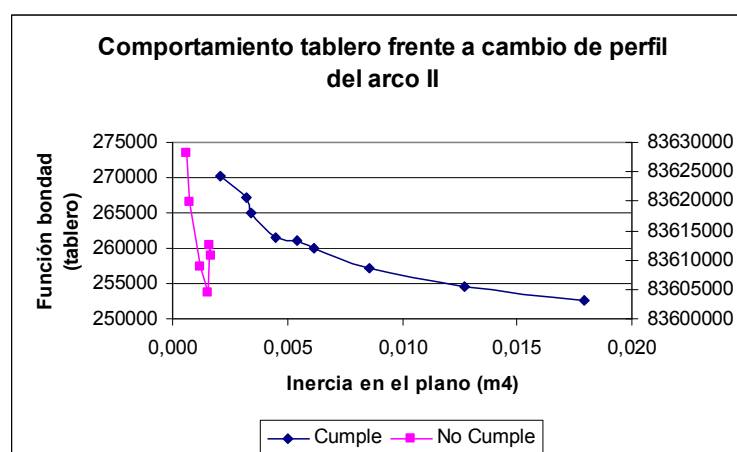


Figura 4. 21. Comportamiento general frente a cambio de perfil

Un primer análisis de la gráfica entrega dos conjuntos de curvas relacionadas con las etiquetas de Cumple y No cumple. Es relevante mencionar que los perfiles con menores inercias en el plano presentan deficiencias en la función de bondad (valores de la derecha), en cambio a medida que aumenta la inercia se consiguen resultados mejores.

Del primer conjunto de resultados definidos por la curva “Cumple”, se concluye que a mayor inercia en el plano del perfil el comportamiento en el tablero mejora, ratificando lo visto en el caso (a). Esta tendencia se ve también reflejada en el segundo grupo de resultados “No Cumple”, disminuyendo los problemas en el tablero al ir incrementando la inercia del perfil. De los casos en estudio y en relación a los parámetros definidos, el límite entre la aceptación y el rechazo del método corresponde a una inercia de  $0,00204 \text{ m}^4$ , equivalente a un 11% de la inercia utilizada para el proceso de optimización ( $0,0179 \text{ m}^4$ ).

En consecuencia se tiene un rango de utilización a partir del comportamiento del tablero muy amplio, el cual se acotará asociado a otros criterios de aceptación, como es la resistencia y factor de utilización de los perfiles del arco.

Al realizar un análisis más detallado de las curvas es posible apreciar algunas perturbaciones en la continuidad de ellas. Gráficamente es relevante la perturbación que se observa en el final de la curva de “No Cumple”. En ella la línea cambia de tendencia al disminuir la inercia generándose un empeoramiento de la función de bondad. En menor medida se aprecia en la curva “Cumple” cómo la tendencia en tres puntos (1, 3, 4) se ven desplazadas a funciones de bondad menores.

La explicación a estos fenómenos radica en los efectos que tienen el tipo de perfil utilizado y la importancia de la relación de inercias en y fuera del plano. Tal como se comentaba en un comienzo, se ha utilizado para este estudio una variedad de perfiles para determinar esta relación.

Para el estudio en detalle de estos se presentan a continuación las gráficas individualizadas de cumplimiento y no cumplimiento según la función bondad, identificando los diferentes perfiles utilizados. Para ello se utiliza la clasificación de “relación de inercias” definida como:

$$Relacion_{INERCIAS} = \frac{Inercia_{PLANO}}{Inercia_{FUERA}} \quad \text{[Ecuación 4. 1]}$$

La (Figura 4. 22) permite identificar estos tres grupos de relaciones de inercia, asociando las inercias simétricas (iguales = 1) a perfiles cuadrados o circulares, relaciones < 1 con perfiles HD, y para > 1 a HD rotados 90°.

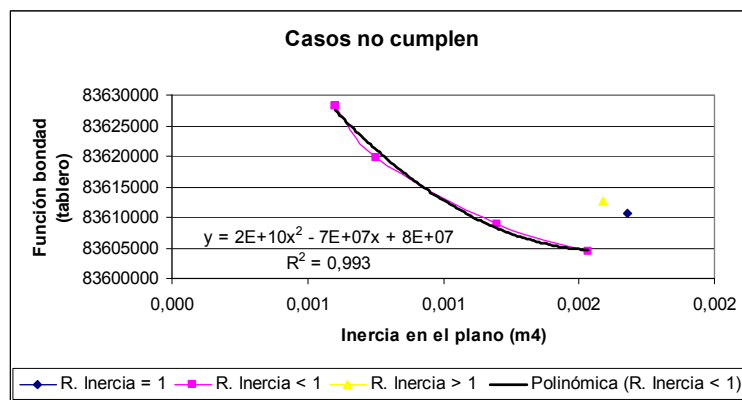


Figura 4. 22. Casos no cumplen función de bondad.

Analizando los casos que no cumplen, se observa un mejoramiento de la función bondad al aumentar la inercia en una relación polinomial de segundo orden. Adicionalmente interesa ver que tanto perfiles simétricos como con ejes muy fuertes en el plano versus fuera de él, presentan peores comportamientos en el tablero respecto a los perfiles HD.

Importante es insistir que el resultado parcial obtenido aquí siempre debe asociarse a las condiciones que induzcan los esfuerzos en el arco (por resistencia o pandeo) y en estado de servicio con efectos de cargas laterales (viento y/o sismo). Es por tanto que debe medirse el comportamiento de estos perfiles, en tanto que frente a este conjunto de tesado no cumplen con los requisitos de tablero, como tampoco bajo su propio criterio de optimización (caso (a)) por efectos de resistencia del arco.

Al revisar lo que ocurre con el conjunto de valores que cumplen con la función bondad se aprecian dos curvas en la (Figura 4. 23). La menor se asocia a perfiles HD rotados  $90^\circ$ , es decir perfiles no simétricos y con relación de inercias mayor a 1. Por otro lado, la curva mayor corresponde a perfiles simétricos cuadrados.

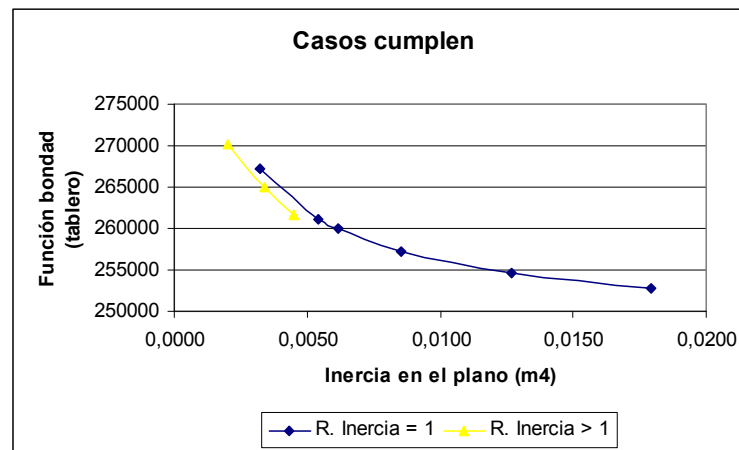


Figura 4. 23. Casos cumplen función de bondad.

Ambas curvas tienen una tendencia polinómica decreciente de segundo orden (más ajustada la primera), en donde a mayor inercia mejor función de bondad. Sin embargo, se aprecia una distancia relativa entre ellas de 2150 puntos de función de bondad, lo cual contextualizándolo no es un valor significativo. Al respecto es importante nuevamente, no tanto el efecto en el tablero que es similar, sino el factor de utilización y resistencias en el conjunto general del puente. Para evaluar adecuadamente los efectos en el proceso de levantamiento y tesado se presenta la (Tabla 4. 4).

Tabla 4. 4. Resultados para perfiles y péndolas según cambio de perfil en el arco.

Tipo	Factor utilización	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)	Inercia plano (m <sup>4</sup> )	Relación inercias
HD 400x421	1,685	765,5	1945,2	4,71	0,00060	0,378
HD 400x509	1,342	489,1	1458,2	3,84	0,00075	0,369
HD 400x744	0,859	414,8	1454,3	2,62	0,00120	0,351
HD 400x900	0,686	378,4	1453,6	2,18	0,00153	0,341
HD 400x421r	0,942	413,1	1471,8	2,93	0,00159	2,650
C45x45	0,889	405,5	1470,3	2,73	0,00168	1,000
HD 400x509r	0,73	371,2	1444,9	1,9	0,00204	2,707
C55x55	0,608	373	1477,6	1,65	0,0032	1,000
HD 400x744r	0,489	359,2	1476	1,47	0,00342	2,849
HD 400x900r	0,394	357,1	1482,7	1,14	0,00450	2,933
C65x65	0,454	364,3	1493,3	1,01	0,00544	1,000
C90	0,444	364,7	1499,9	0,88	0,00617	1,000
C75x75	0,356	354,8	1510,8	0,59	0,00855	1,000
C85x85	0,29	337,5	1526,6	0,32	0,0127	1,000
C95x95	0,242	316,5	1541,1	0,15	0,0179	1,000

A partir del desarrollo entregado en el caso (a) se presenta este conjunto de elementos a estudiar según la variación del perfil.

El primero de ellos se relaciona con el factor de utilización del perfil para cada uno de los casos, relacionados a la interacción axil-momento según las especificaciones del Eurocódigo 3. En cada caso se ha obtenido los máximos momentos en el plano, fuera de él y el axil para el punto más solicitado.

En todos los casos, dada la configuración de tesado, el punto más solicitado se encuentra en la vecindad del arco donde actúa la péndola central. Para el estudio detallado se opta por diferenciar las curvas según la relación de inercias, para comprender los efectos generales y a la vez particulares del cambio de perfil. Se presentan los resultados en la (Figura 4. 24).

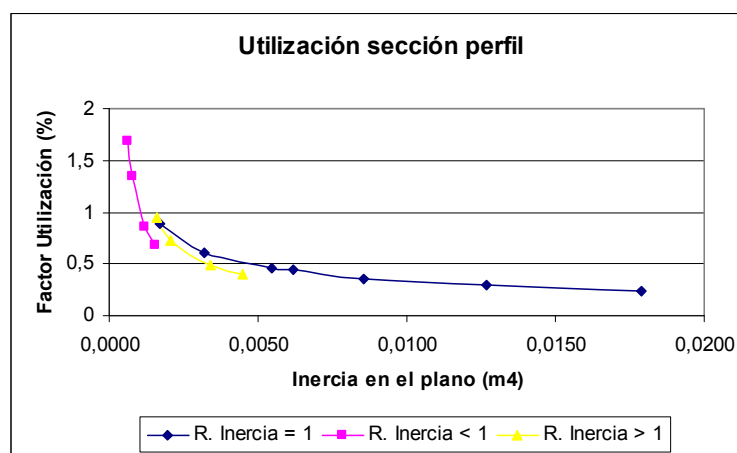


Figura 4. 24. Factor de utilización del perfil del arco.

La tendencia general, como es de esperarse, corresponde a una disminución del factor de utilización del perfil a medida que aumenta la inercia de ellos (aumento de la cantidad de material), registrándose para el caso de la optimización del perfil de referencia un 24%. Esta situación permite obtener un rango elevado de casos para el estudio que cumplen con el requisito de resistencia del material. En el otro extremo se aprecian los casos que no cumplen asociados a los perfiles más pequeños HD, que tal como ocurre en el caso (a), definitivamente pueden

descartarse, generando un límite para este conjunto de parámetros en la elección de perfiles del arco.

En cuanto al resto de perfiles que sí cumplen los requisitos de resistencia, interesante es notar nuevamente la diferencia entre los tipos de perfiles. En términos generales se aprecia que los perfiles con relaciones de inercia menores a 1 van por debajo en la utilización del perfil, siendo los mayores correspondiente a los perfiles simétricos. Esta situación presenta cierta perturbación en los puntos de inicio y fin de las curvas. En ello se aprecia que el perfil HD rotado a pesar de tener una menor inercia presenta un factor de utilización mayor que el correspondiente a un perfil cuadrado 45x45 simétrico, asociado a que presenta un área menor que este último (equivalente a 46 cm<sup>2</sup>). Esto se repite para el resto de casos, lo cual hace invertir la tendencia. Un ejemplo es el caso del perfil C55x55, con un factor de utilización mayor que el HD 400x744 rotado, dado que presenta menor cantidad de área (una diferencia de 225 cm<sup>2</sup>). A partir de ello puede concluirse que la disminución no es lineal entre las diferencias de inercia en el plano y cantidad de material, de tal forma que a mayores áreas de perfil la reducción de la inercia en el plano sigue una curva descendente más pronunciada que la lineal. En otras palabras, la tasa de incremento del factor de utilización según cantidad de material es mayor en los perfiles HD que en los cuadrados simétricos, lo que vuelve más competitivos, por concepto de cantidad de materiales, estos últimos.

Adicionalmente, cabe destacar la relación que existe entre perfiles idénticos, pero rotados, como son los diferentes HD. Si se estudia en particular el caso HD400x421 se aprecia que a igual cantidad de material utilizado el factor de utilización del perfil pasa de 168% a 94%, lo cual implica un grado de aceptación del perfil. La diferencia entre unos y otros va disminuyendo a medida que el perfil aumenta, pasando de un máximo de 0,72 a valores que rondan 0,20.

Se puede comentar al respecto que existe, debido al proceso de tesado y levantamiento, la necesidad imperiosa de tener importantes inercias en el plano del arco, debido a la acción puntual que ejercen las péndolas verticales. Bajo este criterio la utilización de perfiles HD debe descartarse, contemplándose la utilización de perfiles simétricos si los efectos de cargas laterales en servicio así lo requieren.

Un segundo estudio se relaciona con los esfuerzos axiles en las péndolas network y las verticales.

Para el caso de las péndolas network, tal como ocurre en el caso (a), a medida que se aumenta la inercia de los perfiles se produce una disminución de los axiles máximos. En cuanto a la diferencias de tipos de perfiles se aprecia un comportamiento similar al caso del factor de utilización.

Adicionalmente es posible determinar dos grupos de resultados tal como se presenta en la (Figura 4. 25): los asociados con inercias pequeñas (los mismo que no cumplen con la función de bondad) presentan máximos de péndolas network mayores, con una tendencia de disminución más abrupta y diferente al caso de los perfiles que si cumplen, los cuales entregan una tendencia prácticamente lineal.

A ello debe apuntarse que para los perfiles HD a medida que se reducen las inercias pueden alcanzarse cotas de axil en las péndolas network que superan los 700 kN, en cambio en los perfiles de mayores inercias los máximos no superan los 400 kN. Importante es recordar que se utiliza un tesado de las verticales optimizado para perfiles de mayores inercias, lo cual puede

inducir aumentos excesivos de esfuerzos en los casos de perfiles menores. A pesar de ello es importante recalcar que ya estos casos presentaban axiles en péndolas network mayores a los 400 kN.

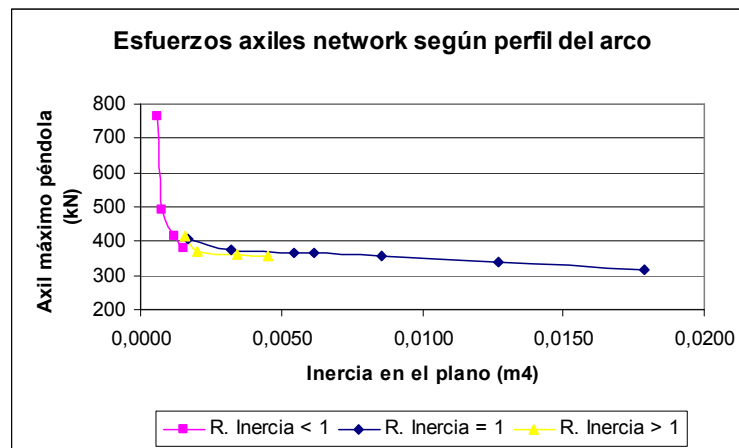


Figura 4. 25. Esfuerzo axil en péndolas network.

Tan importante como el esfuerzo máximo es la distribución de péndolas tesadas y comprimidas. Para ello se presentan en las (Figura 4. 26, Figura 4. 27) el detalle de los perfiles C75x75, caso simétrico y que cumple adecuadamente por resistencias y función de bondad, y el caso HD400x421 que no lo cumple.

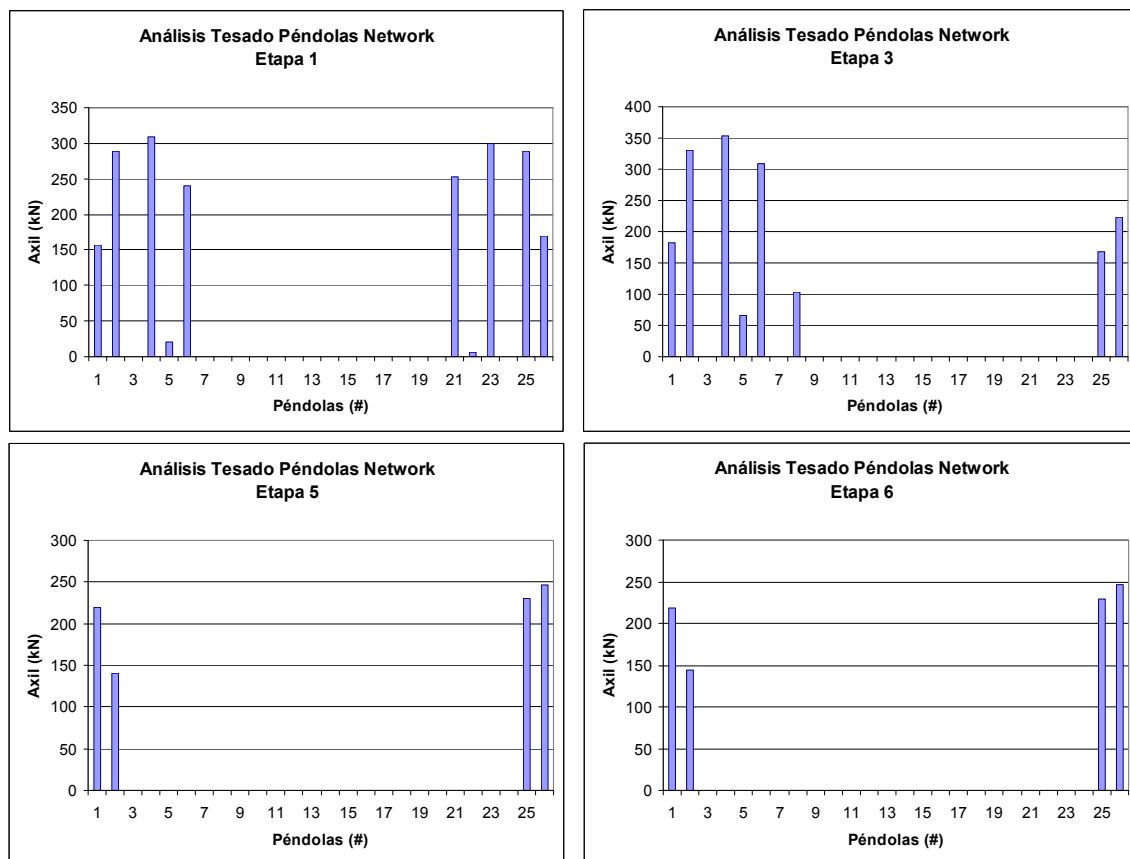


Figura 4. 26. Distribución de esfuerzo axil en péndolas network (perfil C75x75).

Si se observan las gráficas de distribución se puede comentar que a diferencia de lo que ocurría en el caso (a), el número de péndolas network tesadas disminuye ostensiblemente, pasando de la etapa inicial con 9 a sólo 4. Adicionalmente la figura de distribución se modifica,



lo que antes se veía importantemente influenciado por el orden de tesado, en el caso de este tipo de perfiles prácticamente es invariante; en parte la responsabilidad de ello se debe a la menor deformación que sufre el arco al generarse el proceso de tesado de las péndolas verticales. Esto produce una deformación en el arco más controlada y que la modificación tensional de una etapa a otra sea pequeña.

Lo relevante de este punto es notar que la acción de las péndolas network se ve reducida; la acción efectiva de ellas durante el proceso es más limitada que en procesos con tesados para perfiles menores y con magnitudes de tesado en las péndolas verticales menores. Adicionalmente interesa también notar que el conjunto de péndolas network que finalmente queda actuando luego del levantamiento es menor, lo que hace pensar en un proceso de tesado network más homogéneo.

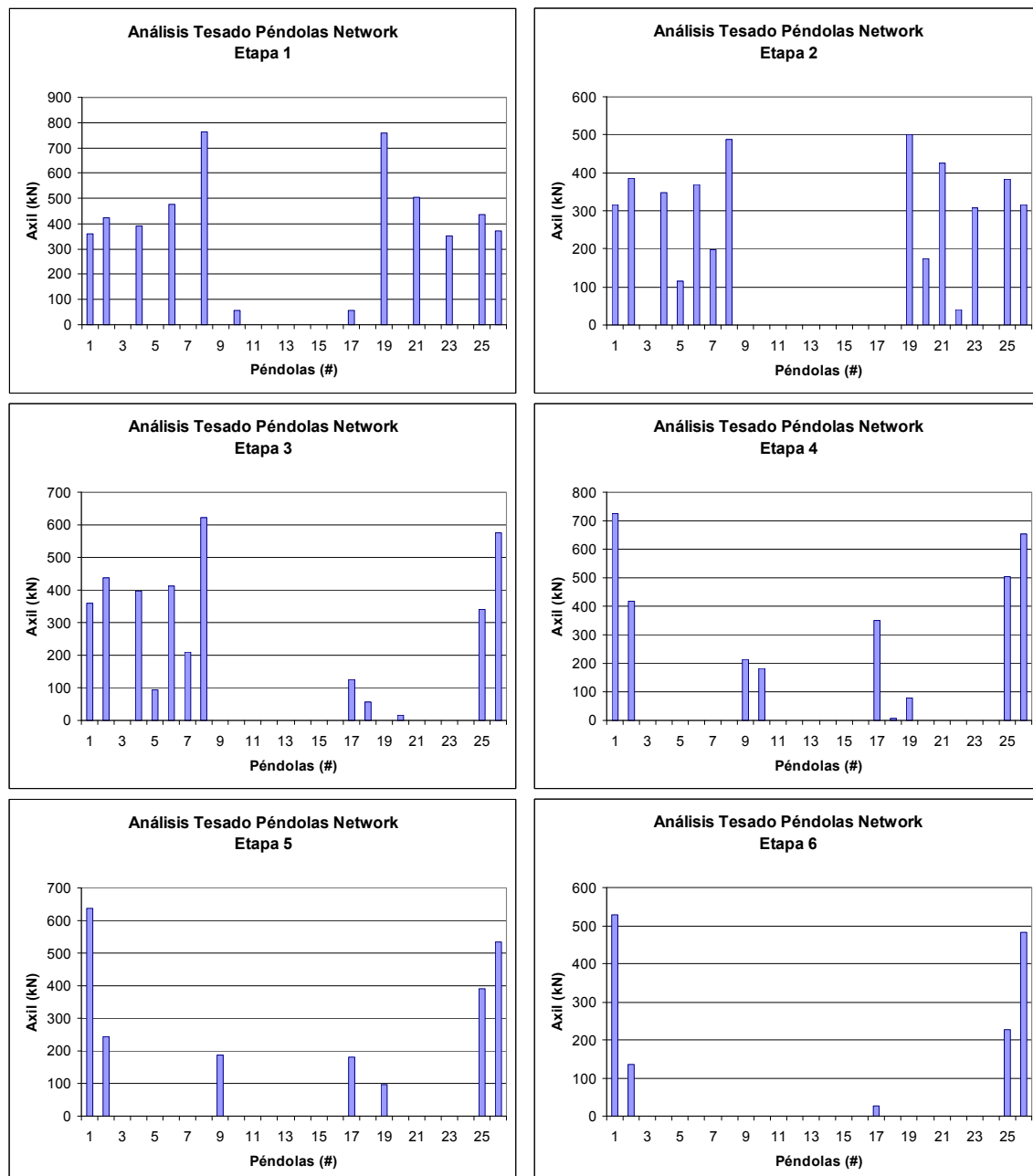


Figura 4. 27. Distribución de esfuerzo axil en péndolas network (perfil HD400x421).

Al observar las gráficas de distribución para el perfil HD400x421 se puede ratificar lo antes mencionado, pero a la vez matizar algunos puntos. Efectivamente la utilización de perfiles menores hace que la participación de las péndolas network aumente dado el mayor grado de deformación en el arco, como se observa en este caso (Figura 4. 27) con 12 péndolas actuando en fase 1 y con 5 en la fase final. Nuevamente se aprecia un comportamiento bastante estable, y es en ello donde pueden matizarse las causas a partir de la comparación con el caso (a). Cabe mencionar nuevamente la relevancia que tienen en el proceso de levantamiento las péndolas network, su uso se justifica por los diferentes esfuerzos que siente el puente durante el levantamiento. Este comportamiento se ve ratificado por estas distribuciones, debido a que en el caso (a) el proceso de levantamiento está asociado a un orden óptimo de tipo 3-2-1, en cambio en este caso (b) el proceso tiene un orden de 2-3-1, luego al actuar de manera asimétrica en el primer caso las péndolas network que actúan tienden a ser las del lado izquierdo en las primeras etapas, en cambio como el proceso en este caso es centrado, la acción de las péndolas tiende a distribuirse en ambos lados del puente de manera simétrica.

¿Cuál de las dos opciones es mejor para el proyecto de refuerzo?, la respuesta es ambas. La razón es que el proceso de levantamiento no intenta optimizar el rendimiento de las péndolas network; la intención última es evitar esfuerzos excesivos del tablero. En consecuencia, la acción de las péndolas network como del resto de elementos de refuerzo sólo responde a las exigencias dadas y que se canalizan mediante el proceso de optimización TEMEGA.

Lo que sí puede comentarse es que a mayor proceso de optimización utilizando perfiles con inercias mayores la necesidad de péndolas network para el proceso de levantamiento disminuye, reducen los esfuerzos solicitantes y el número de ellas participando. Sin embargo, la eliminación de ellas no es una opción posible como se expone en el apartado 4.3.2.4.

En cuanto al máximo esfuerzo axil en las péndolas verticales se presenta la (Figura 4. 28).

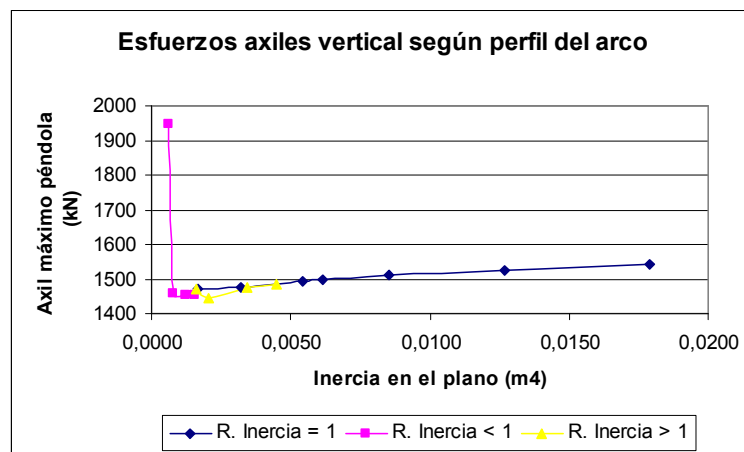


Figura 4. 28. Esfuerzo axil en péndolas verticales.

De igual manera que en el caso (a), la tendencia es a aumentar los esfuerzos axiales en péndolas verticales a medida que se aumenta la inercia en el plano en el grupo de perfiles que cumplen con la función de bondad. En los casos que no cumplen, la tendencia es una leve disminución (caso de HD no rotados), con un punto especial en el caso del menor perfil donde los máximos son considerables.

En este sentido, a medida que se tiene cumplimiento de la función bondad y hay mayor rigidez en la cuerda superior del puente (arco), la tendencia es a aumentar el flujo de esfuerzos por la vía de las péndolas verticales en detrimento de las network.

Si se observa el comportamiento en cada fase, se puede determinar que para el caso de perfil C75x75 el máximo se alcanza al generarse los últimos levantamientos (etapa 5 y 6, Figura 4. 29), teniendo el máximo en la péndola central. Interesante es mencionar que la redistribución de los esfuerzos en las péndolas no es importante.

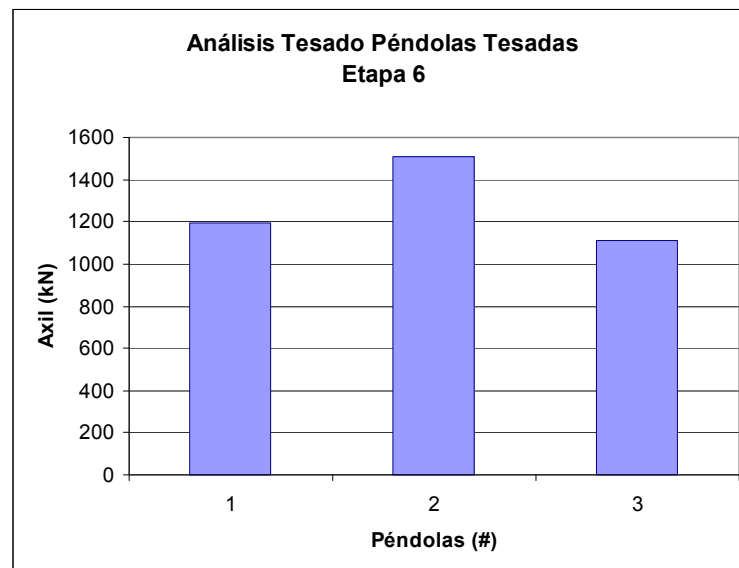


Figura 4. 29. Distribución de esfuerzo en péndola vertical (perfil C75x75).

Si se analiza en detalle el caso del perfil HD400x421 (el de mayor axil en la Figura 4. 30), se aprecia que históricamente la redistribución de esfuerzos en las péndolas es relevante. Los aumentos alcanzan en cada fase los 200 kN, hasta arribar a su máximo cuando se aplica la última de las péndolas (etapa 4). A partir de allí hay una reducción debido a que comienza el proceso de eliminación de las pilas, redistribuyendo los esfuerzos en los otros elementos del puente como son tablero y arco. En consecuencia este caso presenta un máximo, a diferencia de todos los otros perfiles en estudio, no en la etapa final, lo cual hace matizar los resultados obtenidos en ella.

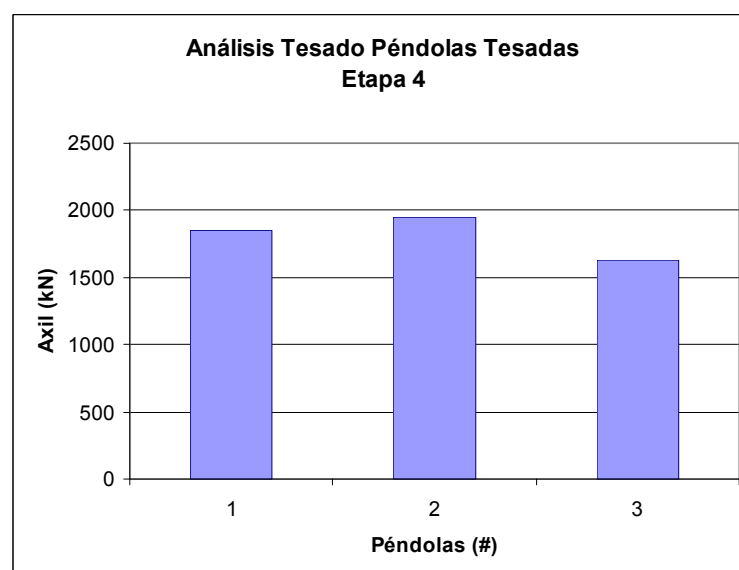


Figura 4. 30. Distribución de esfuerzo en péndola vertical (perfil HD400x421).

En todos estos casos se puede determinar que la aplicación de las péndolas verticales genera una disminución del número de péndolas network que actúan, y a la vez mantiene una

relación directa con los aumentos y disminuciones de esfuerzos axiales; a aumentos de axiles en péndola vertical, aumento de axiles en todas las péndolas network actuantes.

La última característica de análisis corresponde a desplazamiento vertical (flecha ascendente) que sufre el puente al concluir el proceso de levantamiento. En cada caso se espera un valor mayor a cero, dado que el programa TEMEGA busca generar un valor mínimo de levantamiento que supere los 0,04 cm como condición. Del mismo modo, esta situación asegura que el máximo de flecha ascendente presentando aquí corresponda siempre al de la etapa final del proceso de levantamiento, el cual sólo se verá afectado en los estados de cargas posteriores, tanto constructivo (tesado network) como en servicio.

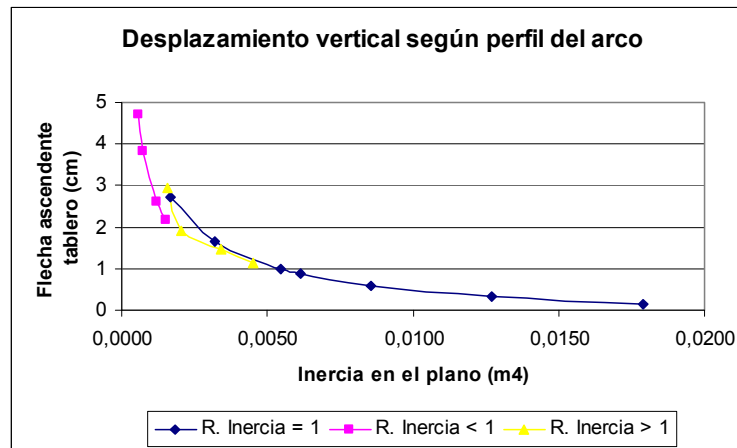


Figura 4. 31. Desplazamiento vertical según perfil del arco.

En la (Figura 4. 31) se aprecia un comportamiento similar a lo visto en los factores de utilización del perfil del arco, con una disminución a medida que aumenta la inercia en el plano. Sin embargo, debe remarcarse que parte de esta situación se debe a que el tesado aplicado corresponde a la optimización con el mayor de estos perfiles; en consecuencia al modificar el perfil es natural que tienda a perderse dicha optimización.

Cabe mencionar que frente a la magnitud de tesado determinada para este perfil el rango de aceptación se reduce a no más de 4 perfiles, asumiendo un cota máxima de flecha ascendente de 1 cm. Perfiles menores alcanzan valores inadmisibles, como es el caso del HD400x421 que se encuentran en la vecindad de los 5 cm.

Si se relacionan los desplazamiento verticales con la función bondad del tablero, se puede comentar que el límite de esta última (Cumple – No cumple) se encuentra en desplazamientos verticales cercanos a los 2 cm.

Tiene relevancia esta situación al momento de definir que magnitud se considerará como cota superior de deformación del tablero, pues a nivel tensional se aprecia que cumpliría; sin embargo, estas flechas ascendentes deben contrastarse con los efectos de los estados de carga, especialmente los efectos en servicio.

Por su parte, la obtención de rangos en esta etapa permite generar un conjunto de valores aceptables que pueden ser utilizados en la etapa de tesado de péndola network, donde sufrirá variaciones tanto de ascenso o descenso por la redistribución de los esfuerzos en la péndolas. Más detalle se especifica en el apartado 4.3.3.

Como se ha observado en el estudio de perfiles el uso para el caso de ejemplo del perfil HD400x421 no es admisible; en consecuencia los estudios desarrollados para las siguientes variables incluyen un breve análisis para el perfil HD400x421, a modo de comparación y se realizan estudios más detallados para el perfil C95x95x3,6 que estructuralmente encaja mejor en un refuerzo para este tipo de puentes.

Una importante anotación sobre el tipo de perfil del arco tiene relación con el efecto de rigidez de éste en el aumento del momento negativo en los bordes. Se ha observado que al aumentar el perfil del arco, se induce un aumento del momento negativo en el tablero el sector de unión entre las cuerdas, dado que el arco va formando, a medida que el perfil crece, un mayor grado de empotramiento. Este tema es de especial interés dado que puede condicionar ciertos diseños, por tal motivo se estudia en detalle en el apartado de zona de perturbación desarrollado en el Anejo IV.

#### 4.3.2.2. Relación flecha del arco / luz del vano

Se presenta a continuación el conjunto de resultados asociados a las modificaciones de la relación luz total del puente (que para el caso San Luis equivale a 60 metros), y la flecha del arco. En la mayoría de los casos se sigue la directriz circular recomendada para obra nueva (Schanack 2008), pero se analiza también el comportamiento en casos de arcos parabólicos.

Al igual que en la variable anterior se utilizan los casos de optimización TEMEGA para los perfiles HD400x421 y C95x95.

##### a) Estudio a partir del tesado de referencia de perfiles HD400x421

El siguiente conjunto de datos se obtiene considerando una magnitud y orden de tesado en péndolas verticales indicado en el apartado 4.2. La tabla siguiente presenta la función de bondad en el tablero según la variación en la relación flecha/luz del puente, considerando para ello un rango de flecha/luz de puentes arco con tablero superior recomendado para obra nueva (Tabla 4. 5).

Tabla 4. 5. Resultados función de bondad según luz/flecha.

Flecha/luz	Flecha (m)	Función Bondad
1/7,14 (0,140)	8,4	255863,9
1/6,45 (0,155)	9,3	259836,8
1/6,01 (0,165)	9,9	261469,2
1/5,88 (0,170)	10,2	263139,4
1/6,01 (0,165 <sup>1</sup> )	9,9	259180,8

Se aprecia en la gráfica siguiente como a menores flechas existe una mejoría en las tensiones en el tablero. Importante de resaltar es la comparación entre arco circular y parabólico. En el caso de referencia de flecha/luz = 1/6,01 el caso parabólico entrega resultados más favorables que el circular, tal como lo refleja la (Figura 4. 32).

<sup>1</sup> Trazado del arco tipo parabólico.

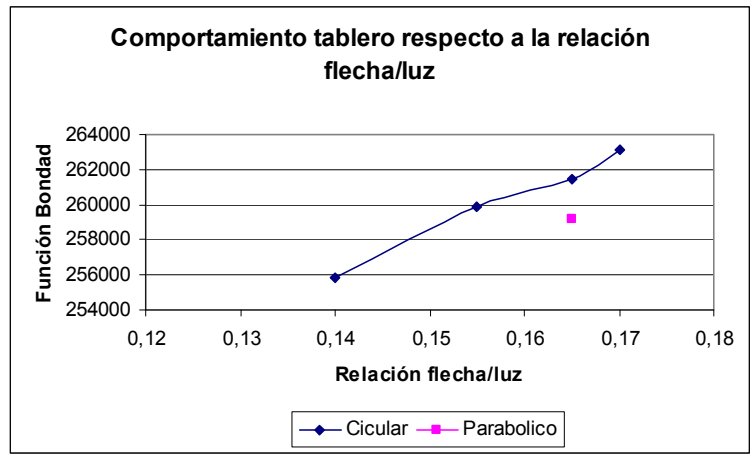


Figura 4. 32. Comportamiento función de bondad según flecha/luz.

Igualmente, es importante notar que, a pesar que se modifique la relación, en estos casos siempre se levanta completamente el tablero y la variación de la función de bondad mantiene un rango reducido.

Para el caso de tesado y tipo de perfil estudiado los factores de utilización superan todos el rango permisible. La (Figura 4. 33) presenta la influencia del tipo de arco y la relación flecha/luz.

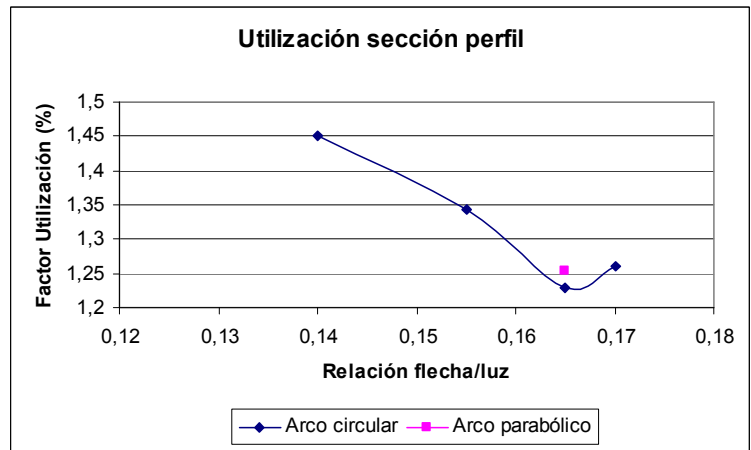


Figura 4. 33. Factor de utilización perfil del arco según flecha/luz.

En este caso es posible ver como disminuye la utilización del perfil hasta un mínimo asociado a la esbeltez de referencia, a partir de allí, el aumento de la flecha en el arco hace utilizar más el perfil. El caso parabólico muestra una mayor utilización del perfil.

Analizando los esfuerzos en péndolas network es posible observar una variación en la distribución de esfuerzos en el caso de arco parabólico, como se muestra en la (Figura 4. 34).

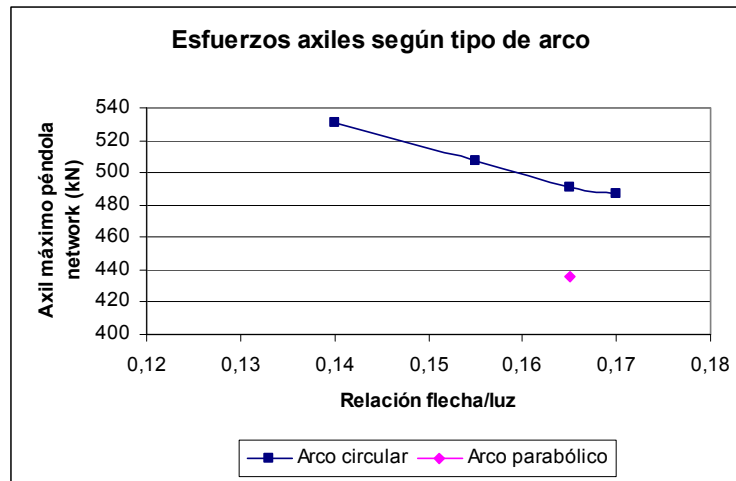


Figura 4. 34. Esfuerzo axial en péndola network.

La misma tendencia se repite para las péndolas verticales mostrada en la (Figura 4. 35).

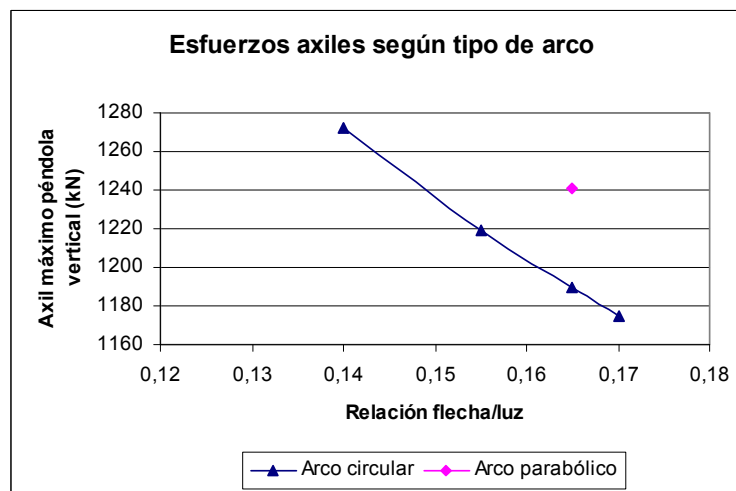


Figura 4. 35. Esfuerzo axial en péndolas vertical.

Al verificar el comportamiento del desplazamiento vertical en el tablero se aprecia en la (Figura 4. 36) la ventaja del arco parabólico para generar levantamientos.

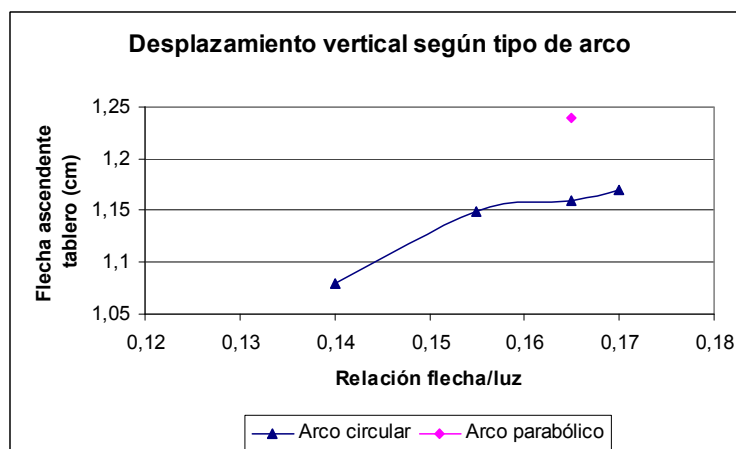


Figura 4. 36. Desplazamiento vertical según flecha/luz del arco.

Finalmente es de interés en el estudio de la flecha del arco las variaciones que sufren las reacciones horizontales en los apoyos. En puentes en arco con tablero inferior la disminución de las flechas tiende a aumentar estas reacciones (Fernández Troyano 1999). Como es de esperarse en el caso estudiado este comportamiento se mantiene. Cabe destacar el hecho que la reducción de las reacciones en el caso parabólico es menor que las circulares para la misma flecha. La (Figura 4. 37) presenta los resultados para el refuerzo con arcos network.

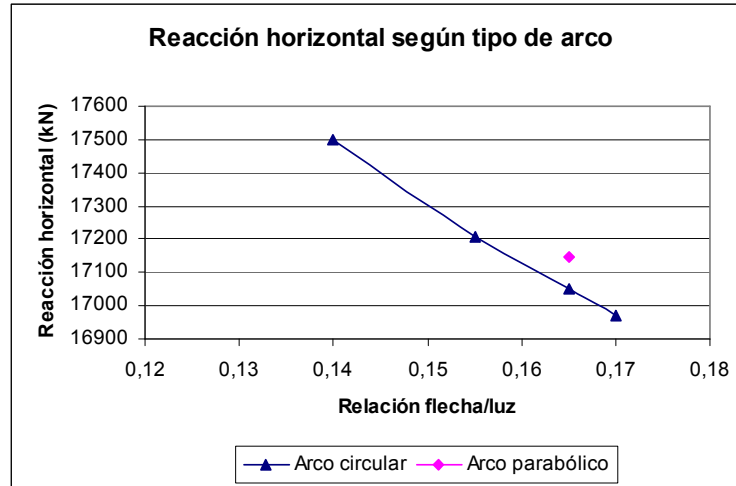


Figura 4. 37. Reacción horizontal según flecha/luz del arco.

### b) Estudio a partir del tesado de referencia de perfiles C95x95x3,6

Se presentan a continuación los resultados para el tesado de referencia de perfiles C95x95, intentando ampliar el conjunto de valores e incluir la variación de tesado en las péndolas verticales en el estudio. Se presenta en la (Tabla 4. 6) los resultados para la función bondad.

Tabla 4. 6. Resultados función bondad según luz/flecha (perfil C95x95).

Flecha/luz	Flecha (m)	Función Bondad
1/10 (0,100)	6	62851163,3
1/7,14 (0,140)	8,4	246563,5
1/6,45 (0,155)	9,3	250831,6
1/6,01 (0,165)	9,9	252712,2
1/5,88 (0,170)	10,2	254282,8
1/5 (0,200)	12	259540,0
1/6,01 (0,165 <sup>2</sup> )	9,9	250103,9

El comportamiento que presenta corresponde a un empeoramiento de la función bondad del tablero a medida que aumenta la relación flecha/luz, con una tendencia de tipo lineal. Por otro lado, al comparar con los resultados del otro perfil se aprecia una mejoría de la función bondad en cada uno de los puntos. Los efectos del caso parabólico y circular se mantienen favorables para el primero. La inclusión de las relación de 0,2 mantiene la tendencia, y la de 0,1 muestra la incapacidad de levantamiento. Todos estos efectos se aprecian en la (Figura 4. 38).

<sup>2</sup> Trazado parabólico



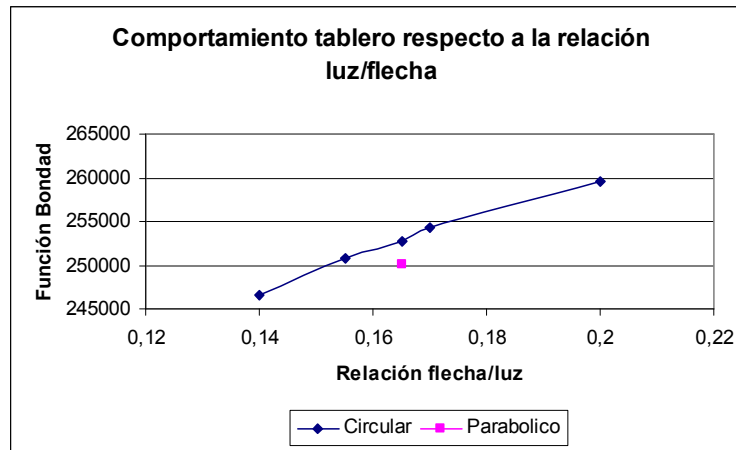


Figura 4. 38. Comportamiento función bondad según flecha/luz,

Tiene interés analizar el detalle de la BAM para los casos circular y parabólico, para determinar donde se encuentra la ventaja en la función bondad de estos últimos. En las (Figura 4. 39, Figura 4. 40) se presenta la última etapa del proceso de levantamiento, en primer lugar para el caso parabólico y la siguiente para la circular.

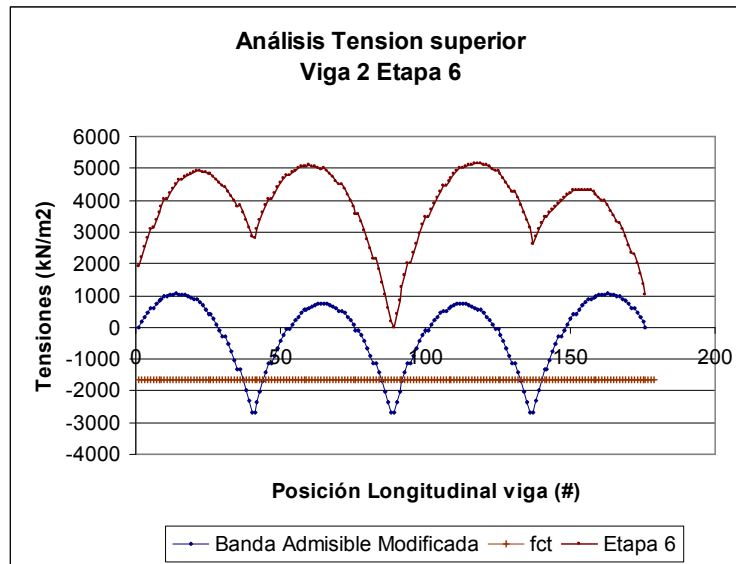


Figura 4. 39. Análisis curvas de tensión para arcos parabólico (función bondad).

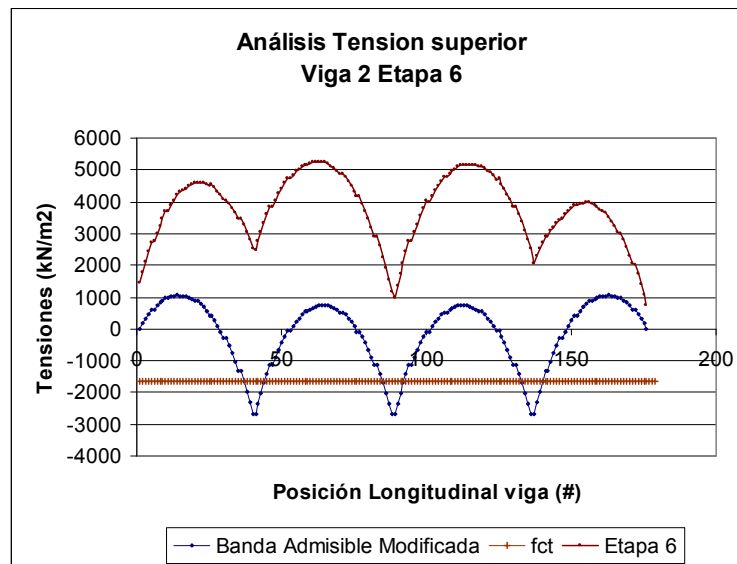
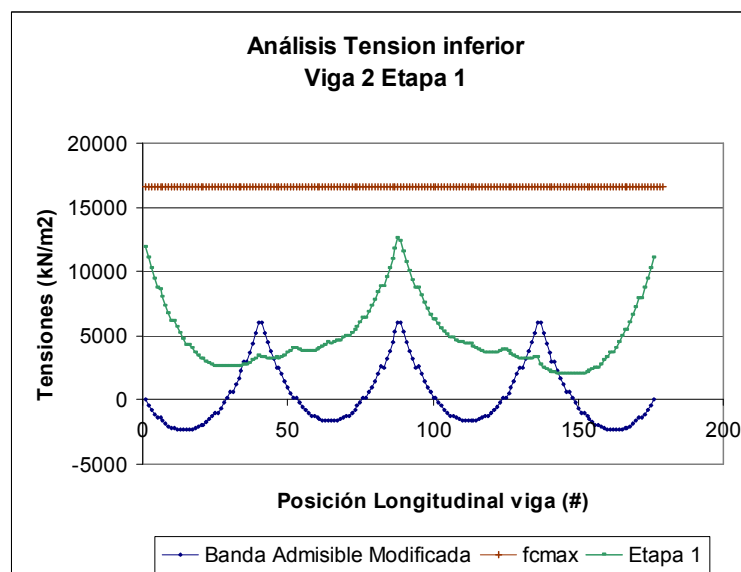


Figura 4. 40. Análisis curvas de tensión para arcos circular (función bondad).

Tal como lo reflejan las gráficas y el valor final de la función bondad, es más favorable el caso parabólico que el circular; sin embargo, al analizar en detalle se observa que la principal diferencia está asociada a los valores de la función bondad en la vecindad de la péndola central. En los laterales los valores son bastante similares, incluso siendo algo mayores en el caso parabólico. En consecuencia, si bien la sumatoria total de los puntos en cada etapa es favorable al caso parabólico, se aprecia un comportamiento más estable (menor dispersión de valores) en el caso circular, lo cual puede interesar en casos que la optimización se ajuste sensiblemente a los valores de referencia. Más aún, si estos valores aumentan su dispersión puede darse el caso que el análisis de tensiones inferiores pueda entrar en conflicto antes que en el caso circular.

Al respecto, nótese la siguiente comparación del estado tensional al aplicarse la primera péndola vertical para el levantamiento (Figura 4. 41). En la primera gráfica se presenta el caso parabólico, en ella se ven aumentos en la zona central producto del tesado de la péndola vertical, la distribución de tensiones hace que los apoyos de las pilas laterales sufran caídas más importantes que las que se aprecian en la segunda gráfica del arco circular. Esta situación puede volverse crítica si no se estudia en detalle estos casos.



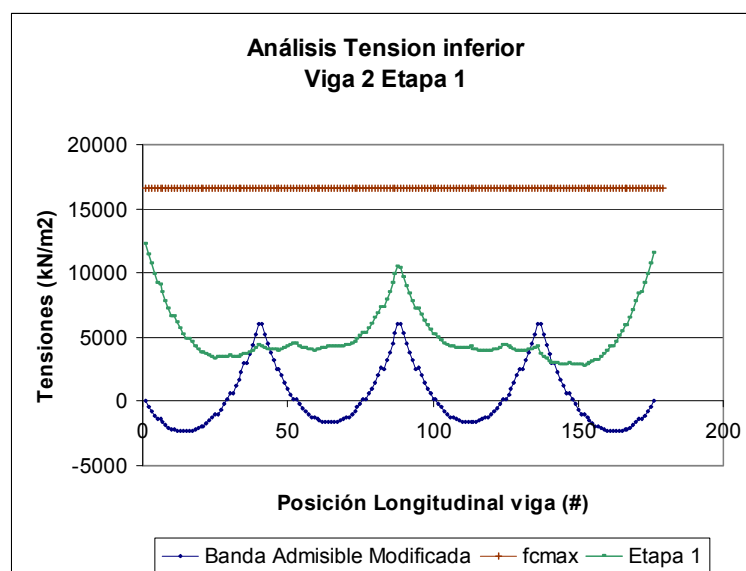


Figura 4. 41. Análisis curvas de tensión para arcos parabólico y circular (esfuerzo axil péndolas verticales).

Un corolario de estas gráficas y de la geometría del arco hace referencia a los efectos tensionales producidos en los bordes extremos del tablero. Se puede apreciar aumentos considerables de las tensiones inferiores en estos puntos justificados inicialmente por el exceso de espaciamiento entre la última péndola network y el fin del arco, asociado a ello el cambio de rigidez del sistema en el borde al acercarse la cuerda superior e inferior (arco-tablero). Esto explica en parte el por qué en el caso parabólico es sensiblemente inferior la magnitud que en el caso circular. En general esta situación permite ratificar el uso de péndolas de retención (ver Anejo IV) que tienen su aplicación posterior en la etapa de tesado network.

Se presenta la (Tabla 4. 7) con el resumen de los resultados asociados a las diferentes variables de estudio para los casos de luz-flecha.

Tabla 4. 7. Resultados para perfiles y péndolas según cambio de flecha/luz.

Flecha/luz	Factor de utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)	R. Horizontal (kN)
1/10 (0,100)	0,291	342,3	1582,8	0,025	17529
1/7,14 (0,140)	0,263	335,2	1566,6	0,17	17811,9
1/6,45 (0,155)	0,253	323,5	1550,4	0,15	17497,9
1/6,01 (0,165)	0,242	316,5	1541,1	0,15	17324,8
1/5,88 (0,170)	0,244	312,7	1531,5	0,12	17233,7
1/5 (0,200)	0,23	304,8	1488,5	0,005	16799,0
1/6,01 (0,165 <sup>3</sup> )	0,256	299,3	1692,1	0,52	17408,7

El estudio del factor de utilización muestra un comportamiento similar al ya analizado del perfil HD400x421, con la consideración que en este caso los valores del arco son aceptables. Sin embargo, la tendencia que mantenía una disminución a mínimos en torno a la relación flecha/luz optimizada, ya no es tal al incorporar el caso de 0,2, donde se aprecia que se reducen aún más estos resultados, tal como se aprecia en la (Figura 4. 42).

<sup>3</sup> Trazado parabólico

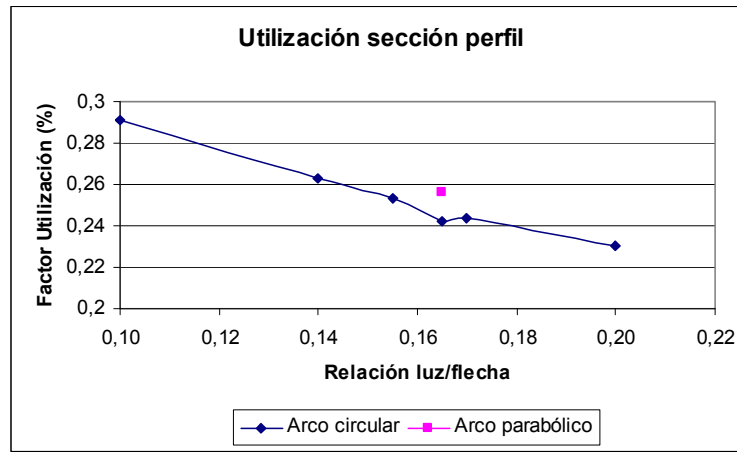


Figura 4. 42. Factor de utilización del perfil según tipo de arco.

En cuanto a la disminución del factor de utilización entre el máximo estudiado (0,1) y el mínimo (0,2), se mantiene relativamente inalterado para los casos de perfiles estudiados, con valores cercanos a los 0,025. Esto hace pensar en que no afectan el orden y magnitud de tesado al factor de utilización según la relación flecha/luz.

Por lo tanto, en cuanto a la relación flecha/luz y el factor de utilización del perfil, puede definirse como criterio el uso de valores pequeños (0,14) en casos de en que se sub-aproveche el perfil o bien no se haya optimizado lo suficiente el material. En cambio, en casos en que el criterio ha sido refinar los perfiles, la relación flecha/luz debe apuntar a los 0,16-0,17.

Atendiendo al estudio de los esfuerzos axiles en las péndolas se aprecia a continuación la (Figura 4. 43) para el máximo axil en las péndolas network.

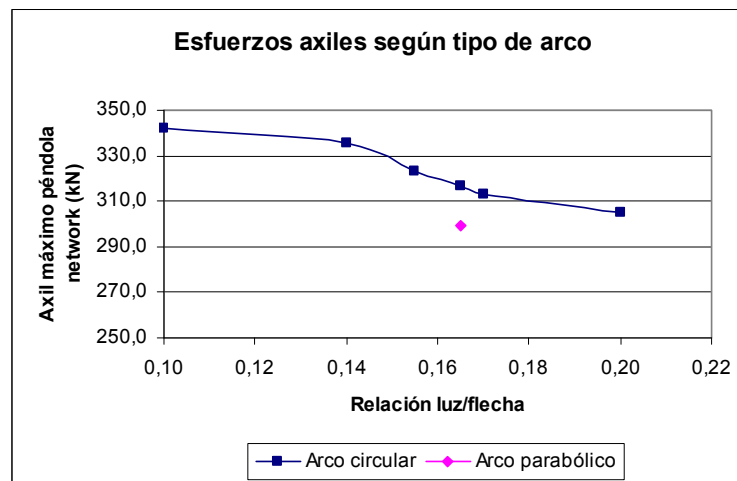


Figura 4. 43. Esfuerzo axil péndolas network según tipo de arco.

De forma análoga para lo que ocurre con el perfil HD400x421, la tendencia es de disminución lineal al aumentar la relación flecha/luz, salvo en el caso 0,17 que mantiene la tendencia. En cuanto a magnitudes se aprecia una reducción de los valores máximos en las péndolas network. En parte esto se debe a la mayor rigidez de la cuerda superior y al aumento en el caso vertical. Para comprender mejor estos efectos se presenta a continuación el estudio detallado de la distribución de esfuerzos.

La (Figura 4. 44) presenta la distribución para una relación flecha/luz de 0,14.

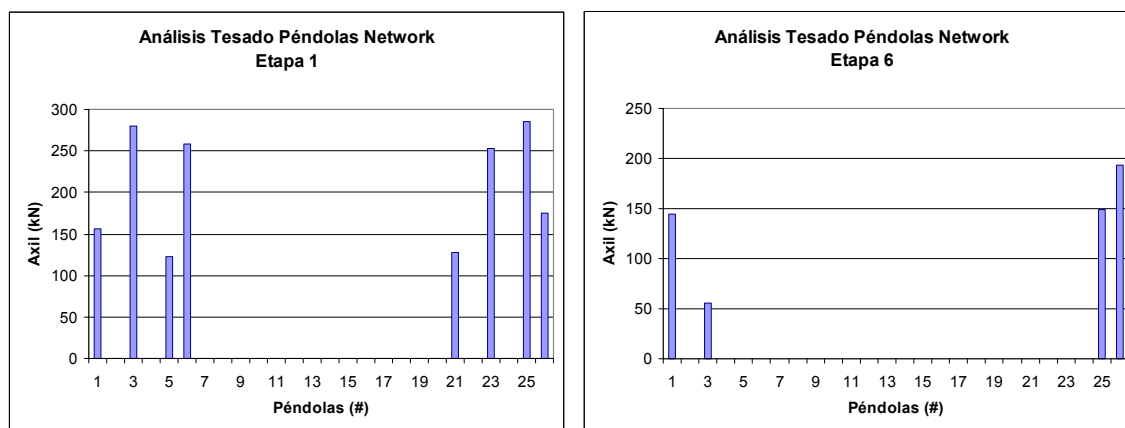


Figura 4. 44. Distribución de esfuerzos péndola network para relación flecha/luz 0,14.

En relación al caso de referencia y óptimo de 0,165 puede mencionarse que la cantidad de péndolas network que actúan en las diferentes etapas es la misma, partiendo con 8 en la primera etapa y finalizando con 4. Solamente a partir de 0,17 el número de péndolas en la etapa final aumenta a 5.

Tal como presentan las gráficas, a medida que la relación flecha/luz disminuye las péndolas network que actúan son las de los bordes, con muy poca variación entre unas y otras.

Dado que dentro de la geometría circular la variación de la distribución y magnitud del tesado de las péndolas network es muy pequeña, se presenta en la (Figura 4. 45) la distribución para el caso parabólico.

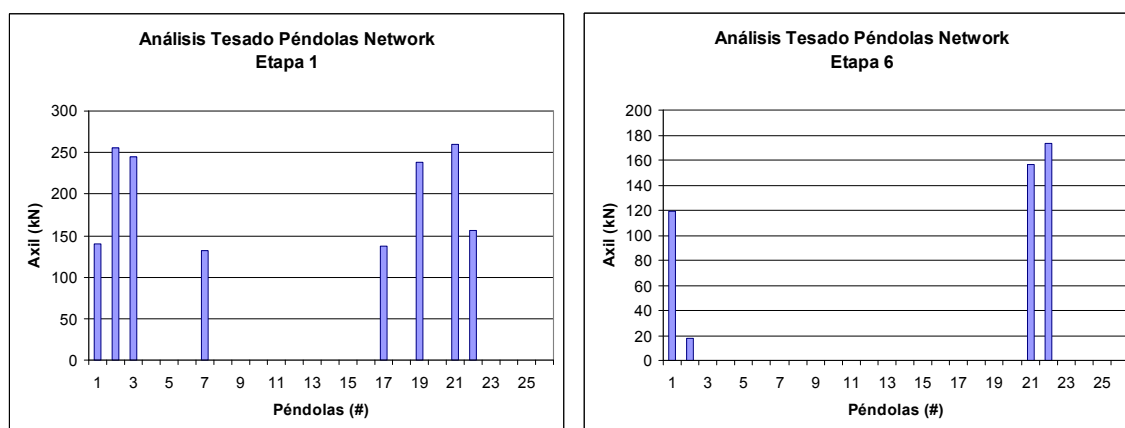


Figura 4. 45. Distribución de esfuerzos péndola network para arco tipo parabólico.

Se aprecia claramente que el número de péndolas actuantes en la primera etapa corresponde a 8, pero con magnitudes 50 kN menores en promedio y con una variabilidad de magnitud menor. En la última etapa de levantamiento el número de péndolas actuantes también son 4 como en el caso circular; sin embargo, al tener magnitudes menores, una de las péndolas presenta valores por debajo de los 20 kN. Lo significativo es el cambio de la distribución de péndolas actuantes, para el caso parabólico existe un claro movimiento desde el extremo derecho hacia el centro. El movimiento en general es hacia el apoyo fijo.

Se puede comentar al respecto que la variable “relación flecha/luz” no afecta la distribución de péndolas tesadas, pero si su magnitud. En cambio una variación del tipo de arco utilizado (circular-parabólico) genera cambios en la distribución y magnitud de las péndolas network.

A continuación se presenta la (Figura 4. 46) para axiles máximos en péndolas verticales.

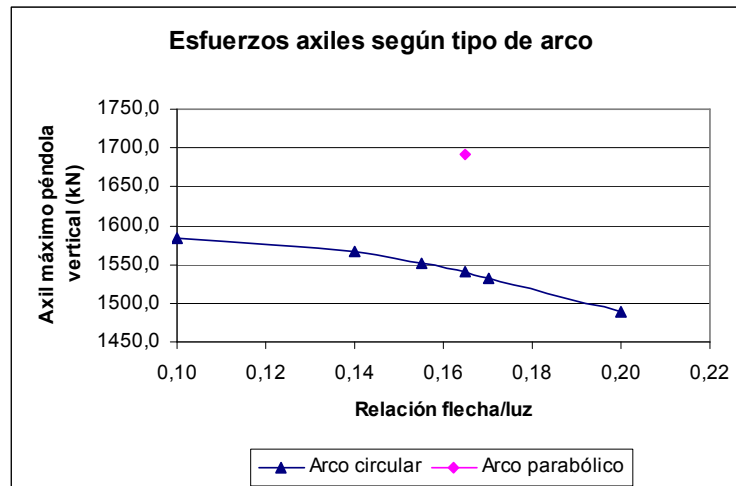


Figura 4. 46. Esfuerzos axiles péndola vertical.

Puede observarse una disminución lineal del axil máximo en las péndolas verticales al aumentar la relación flecha/luz, aunque con una pendiente casi 3 veces menor que el caso (a). Las magnitudes, como se ha comentado, son mayores que en el caso (a). Nuevamente la configuración parabólica presenta valores máximos muy superiores al caso circular.

Analizando en detalle los casos, para la relación 0,14, se puede observar que la redistribución de esfuerzos axiles es poca, solo encontrándose asociada a la péndola central al momento de tesar la última de las péndolas verticales, generando aumentos alrededor de 100 kN. Esta circunstancia hace que el máximo aquí expresado corresponde a las etapas finales de levantamiento (5 y 6). Al analizar el caso de 0,17 se generan aumentos en las péndolas verticales progresivamente al incorporar nuevos tesados, alcanzando sus máximos también en las etapas finales (5 y 6).

A partir de ello se puede comentar que la variación de la relación flecha/luz modifica la magnitud de las tensiones en las péndolas verticales; sin embargo, no afecta al proceso de levantamiento la manera en que se redistribuye el esfuerzo existente en el conjunto de péndolas.

La (Figura 4. 47) presenta los resultados del desplazamiento máximo vertical en el tablero.

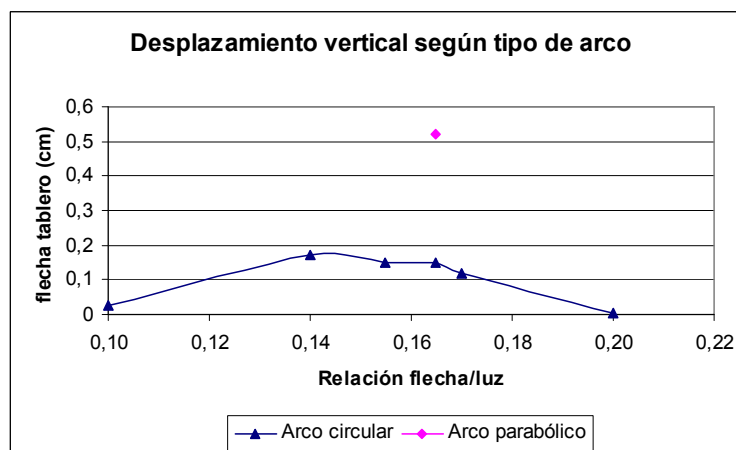


Figura 4. 47. Desplazamiento vertical según tipo de arco.

Como se aprecia en la (Figura 4. 47) la variación del desplazamiento vertical del tablero es casi constante, con una pendiente decreciente muy suave al aumentar la relación flecha/luz, que alcanza valores mínimos para la relación de 0,2. Esto es completamente diferente a lo observado para el perfil HD400x421, donde la tendencia era aumentar los desplazamientos verticales.

Para intentar comprender este fenómeno vemos cada uno de los casos en detalle.

Inicialmente se observa el detalle para el perfil C95x95x3,6. Para el caso 0,14 el máximo desplazamiento vertical se produce en el centro de vano, muy similar en el lado izquierdo. Sin embargo, en el lado derecho el levantamiento se asocia a los 0,04-0,05 cm. mínimo exigido por el programa. Ahora bien, si se observa el caso 0,17, el máximo desplazamiento no se encuentra en el centro de vano, sino en el extremo derecho, por esta razón el valor que se refleja es menor, para conservar máximos en la posición. De tal forma, la disminución de la curva en 0,17 no es real, sino que es reflejo de cómo varía el máximo desplazamiento en el tablero.

Si comparamos los resultados con el detalle del HD400x421 para el caso de 0,14, el máximo desplazamiento también se genera en el centro de vano; sin embargo, los dos extremos presentan un desplazamiento muy similar. Para el caso de 0,17 los efectos del levantamiento son similares al caso 0,14 pero con magnitudes mayores.

La explicación por lo tanto no radica en los efectos que produzca la relación flecha/luz, sino más bien en el orden de tesado y levantamiento de las pilas. Sin embargo, es posible comentar que el efecto de la rigidez de la cuerda superior induce una modificación en el comportamiento de levantamiento, donde si se acercan las rigideces entre las dos cuerdas el conjunto de levantamiento esta limitado entre las relaciones luz/flecha de 0,14 y máximos cercanos a los 0,2.

El último estudio se relaciona con las reacciones horizontales producidas según la relación flecha/luz.

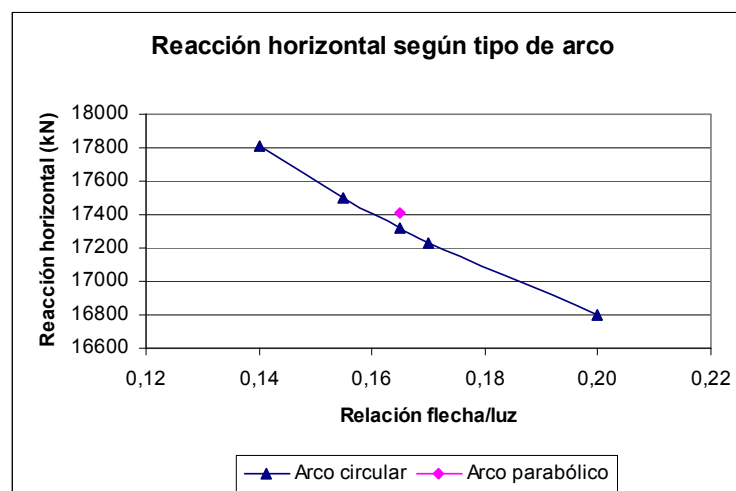


Figura 4. 48. Reacción horizontal según tipo de arco.

Como lo expresa la (Figura 4. 48) el comportamiento es el esperado al aumentar la relación flecha/luz, disminuyendo las reacciones horizontales. Toma relevancia este punto al considerar que estos esfuerzos deben suplirse con la aplicación del pretensado exterior, para evitar problemas en el sistema de estribos y apoyos.

La disminución es lineal con la característica que para el caso C95x95 presenta una pendiente más pronunciada que el caso (a).

A partir de todas estas variables es posible ratificar el rango de flecha/luz entre los 0,14 – 0,17. Considerando valores óptimos en eficiencia de material del arco entorno al 0,165. Adicionalmente, se recomienda el uso de arcos circulares para obtener mejores resistencias en el arco y funciones de bondad aceptables en el tablero, pero bastante más homogéneas. Adicionalmente se ratifica por la facilidad constructiva y de cálculo de esta tipología.

#### 4.3.2.3. Relación áreas péndola network/vertical

En el proceso de optimización de materiales uno de los parámetros interesantes de estudiar es el uso reducido, pero eficiente, de las péndolas. Tal como se ha investigado para el perfil del arco, es interesante observar el comportamiento de las péndolas a nivel estructural tanto en el tablero como en el arco. En este caso el estudio se centra en la relación entre las áreas de las péndolas activas (verticales) y las pasivas (network). El comportamiento se verifica primeramente a construcción, destacando inicialmente que cada proceso de tesado no supera (según criterio de TEMEGA) las resistencias del material, ni el límite a fatiga de cada una de estas péndolas.

##### a) Estudio a partir del tesado de referencia de perfiles HD400x421

El primer punto de análisis se centra en el comportamiento en la BAM. Para ello se han considerado las siguientes relaciones de áreas en la (Tabla 4. 8), asumiendo un área de péndola vertical de 28,27 cm<sup>2</sup> y péndolas network como barras circulares con diámetros entre los 2 y 10 cm.

Tabla 4. 8.: Resultados función de bondad según relación de diámetros péndolas.

Diámetro network (cm)	Relación Network/Vertical	Función Bondad
2	0,33	268717,9
4	0,67	261396,5
6	1,00	261469,2
8	1,33	264333,3
10	1,67	269758,2

La (Figura 4. 49) muestra que para efectos de tablero, basado en un tesado optimizado del perfil HD 400x421, los casos óptimos están en una relación de diámetros entre 0,67 y 1. Importante es destacar que en cada uno de estos casos la función de bondad mantiene un comportamiento adecuado y consigue el levantamiento total del tablero.



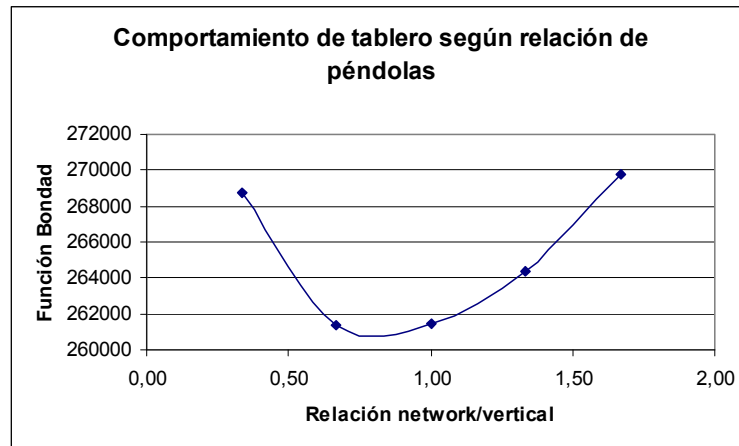


Figura 4. 49. Función de bondad según relación de áreas de péndola.

El análisis de los esfuerzos en péndolas entrega resultados diferentes para cada conjunto de péndolas. Al revisar los esfuerzos axiales máximos en el proceso constructivo se observa que las péndolas network, a medida que la relación de diámetro aumenta, van aumentando su esfuerzo axial máximo de manera lineal (Figura 4. 50), aunque eso no indica un aumento del número de péndolas network traccionadas en la etapa final.

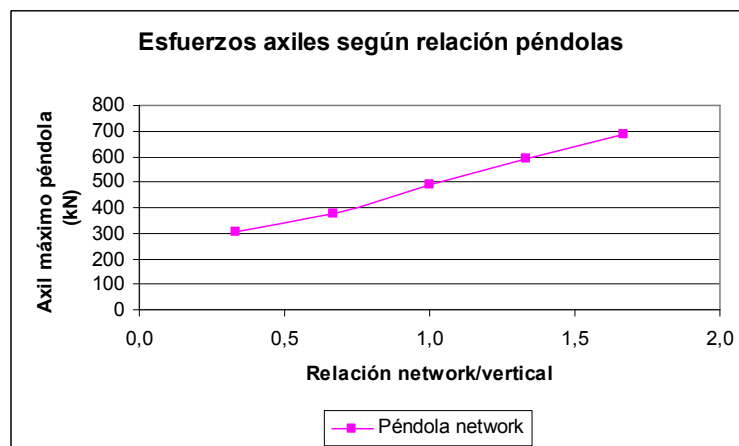


Figura 4. 50. Esfuerzos axiales en péndola network según relación de diámetros.

Sin embargo, en el caso de las péndolas verticales el comportamiento presenta una fuerte disminución del esfuerzo axial máximo hasta una relación de 1. A partir de allí vuelve a generarse un aumento, aunque de manera más atenuada (Figura 4. 51).

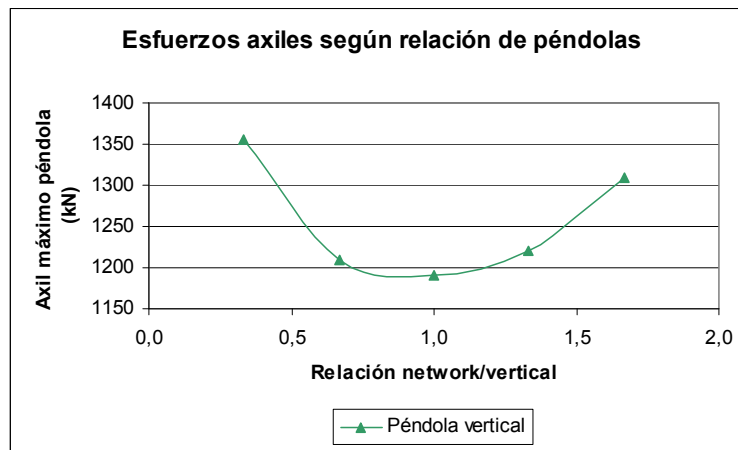


Figura 4. 51. Esfuerzo axiles en péndola vertical según relación de áreas.

Referente a la utilización del perfil del arco se aprecia un comportamiento similar al caso de los esfuerzos en péndolas verticales (asociados por la inducción de momentos en el perfil). De tal forma se presenta la (Figura 4. 52), notando que la atenuación de la segunda rama de la curva es mayor en este caso.

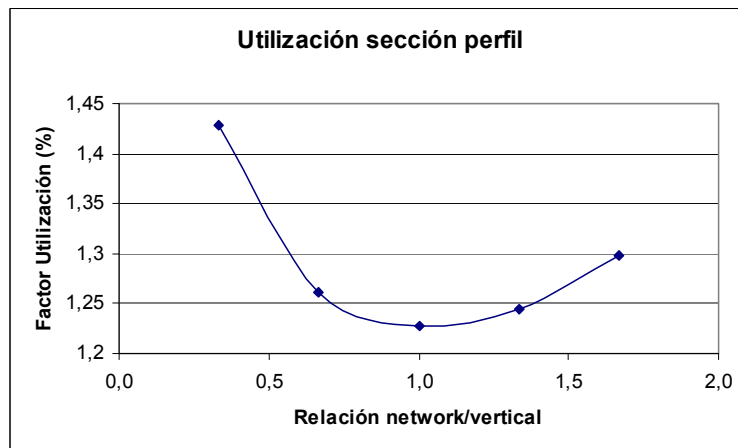


Figura 4. 52. Factor de utilización del perfil del arco según relación de áreas.

Finalmente, los desplazamientos verticales del tablero presentan un comportamiento en el cual existe un mínimo asociado a una relación de 0,67, que incrementa progresivamente al aumentar dicha relación (Figura 4. 53).

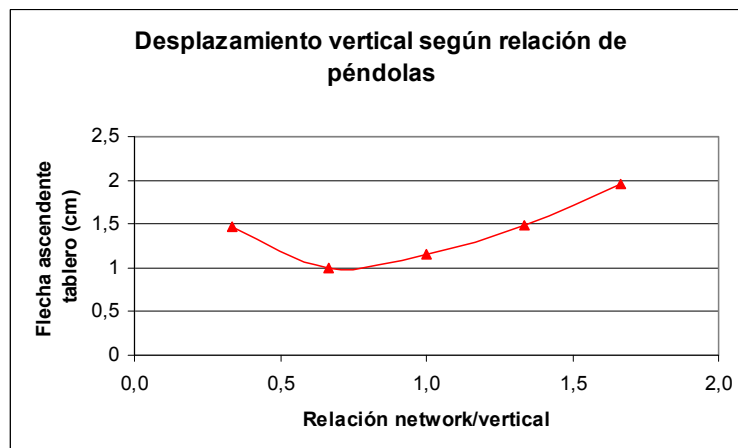


Figura 4. 53. Desplazamiento vertical según relación de áreas de péndolas.

## b) Estudio a partir del tesado de referencia de perfiles C95x95x3,6

Se presenta a continuación el conjunto de resultados para este tipo de perfil de la función bondad.

Tabla 4. 9. Resultados función de bondad según relación de diámetros péndolas

Diámetro network (cm)	Relación Network/Vertical	Función Bondad
2	0,33	83591315,88
4	0,67	254074,5413
6	1,00	252713,3015
8	1,33	33637710,91
10	1,67	33637114,4

Como se observa de la (Tabla 4. 9), a diferencia de los resultados obtenidos del caso (a), la posibilidad de uso de todas las relaciones de diámetros se ve acotada. Si antes era posible utilizar cualquiera, dado que cumplían la condición de levantamiento y de aceptación de la BAM, para este tipo de perfil no es así.

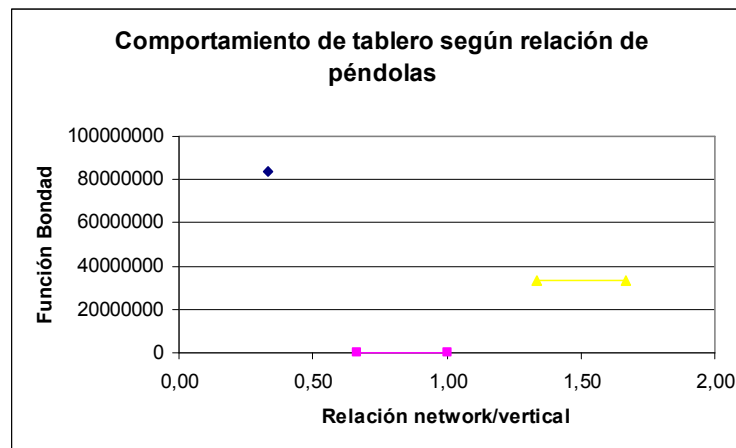


Figura 4. 54. Comportamiento del tablero según relación de diámetros de péndolas.

La (Figura 4. 54) permite observar los tres tipos de situaciones. Para relaciones pequeñas (diámetro 2 cm en péndola network) observamos que el tablero es levantado a costa de no cumplir con los criterios de la BAM. La segunda situación son las relaciones en que el tablero logra levantarse y cumple con los criterios de la BAM. Finalmente los últimos son los casos en que el tablero no es levantado, específicamente logra levantar 2 de los 3 apoyos (de manera longitudinal). La (Figura 4. 54) lo presenta, mostrando la penalización que aplica el programa TEMEGA para cada caso. A partir de ello, es posible comentar que valores admisibles de relación de péndolas según la función bondad se acotan a 0,67 – 1, lo que para el caso de perfiles HD400x421 correspondía a estados óptimos.

Para comprender los cambios que genera la relación de péndolas es necesario un análisis detallado por etapas. Para el caso de relación 0,2 se aprecia que el no cumplimiento de la BAM se ve asociado a los extremos del tablero, por el incumplimiento desde la etapa 1 a la 4 de los criterios de compresión en tensiones inferiores, tal como se ve en la (Figura 4. 55).

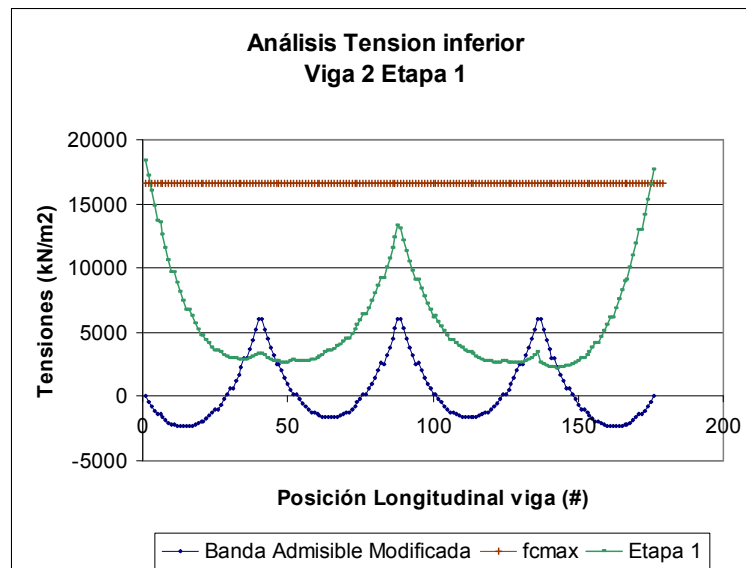


Figura 4. 55. Curvas de tensión para relación de áreas 0,2.

Al aumentar la relación de péndolas lo que se consigue es rigidizar las zonas de vano, permitiendo con ello reducir estas tensiones, suavizando las curvas, tal como se presenta en la (Figura 4. 56) de la relación de áreas 0,67.

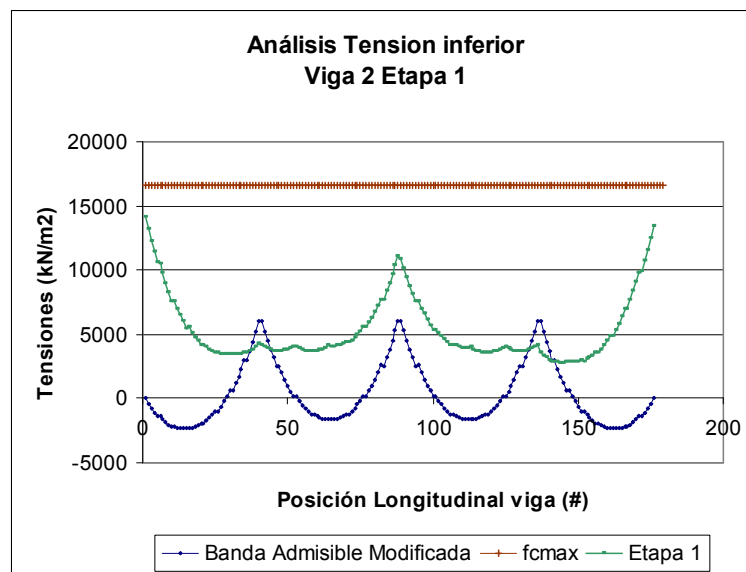


Figura 4. 56. Curvas de tensión para relación de áreas 0,67.

Se aprecia claramente como disminuyen las tensiones positivas en cada uno de los picos de la curva, lo que permite la admisibilidad de esta configuración. Una alternativa a esta solución es la utilización de péndolas de retención, como se explica en el Anejo IV.

A continuación se presentan los resultados de la relación de diámetros para el resto de parámetros estudiados.

Tabla 4. 10. Resultados para perfiles y péndolas según cambio de relación de áreas.

Relación diámetros network/vertical	Factor Utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)
0,33	0,295	145,2	1723,8	0,94
0,67	0,254	261,6	1580,5	0,31
1,00	0,242	316,5	1541,1	0,15
1,33	0,234	345,1	1510,4	0,15
1,67	0,233	361,9	1509,5	0,12

Los resultados presentados en la (Tabla 4. 10) deben estudiarse con cuidado debido a que los dos últimos valores corresponden a casos en que el tablero no ha logrado levantarse totalmente. En consecuencia se entregan divididos entre las etiquetas “Levanta” y “No levanta”, para distinguir los comportamientos.

Al analizar los distintos parámetros puede observarse un comportamiento similar a lo ocurrido con la función de bondad. En ellos la distinción entre la capacidad de levantamiento genera una reducción respecto al caso (a) del rango de valores aceptables de diámetros de péndolas.

Al analizar el caso del factor de utilización del perfil se aprecia en la (Figura 4. 57) cómo los valores de aceptación tienden a ser menores a 1.

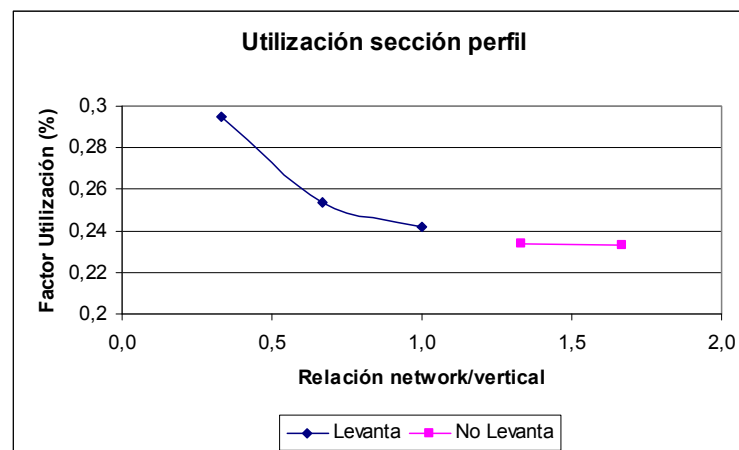


Figura 4. 57. Factor de utilización perfil del arco según relación de áreas.

Se produce una disminución progresiva del factor de utilización, entre el 0,33 hasta alcanzar una relación igual a 1, debido a la mejor distribución de los esfuerzos en el arco gracias a la aplicación de las péndolas network, que a medida que aumentan su área participan activamente en el traspaso o flujo de esfuerzos entre arco y tablero. A partir de ahí los resultados pierden validez dado que no consiguen levantar el tablero. En consecuencia se obtiene una reducción o mínimo en la relación de 1.

Si se compara con el caso (a) puede observarse que lo que ocurre es una eliminación de la rama ascendente como condición de aceptación. En ambos casos el mínimo se consigue en una relación 1, sólo que en este caso el superar la barrera hace inadmisibles su uso.

Por lo tanto, en términos de utilización de material es conveniente disponer áreas de péndolas lo más similares posible.

La explicación a este fenómeno de imposibilidad de levantamiento se puede justificar a partir del estudio de los axiles en péndolas network y verticales.

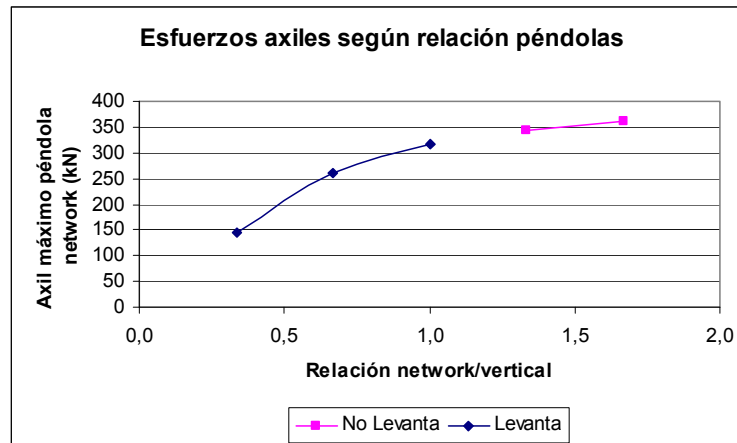


Figura 4. 58. Esfuerzo axil en péndola network según relación de áreas.

La (Figura 4. 58) de péndola network permite ratificar el aumento de la participación de ellas en el flujo de esfuerzos. Esta condición hace que aumente progresivamente el máximo axil en ellas.

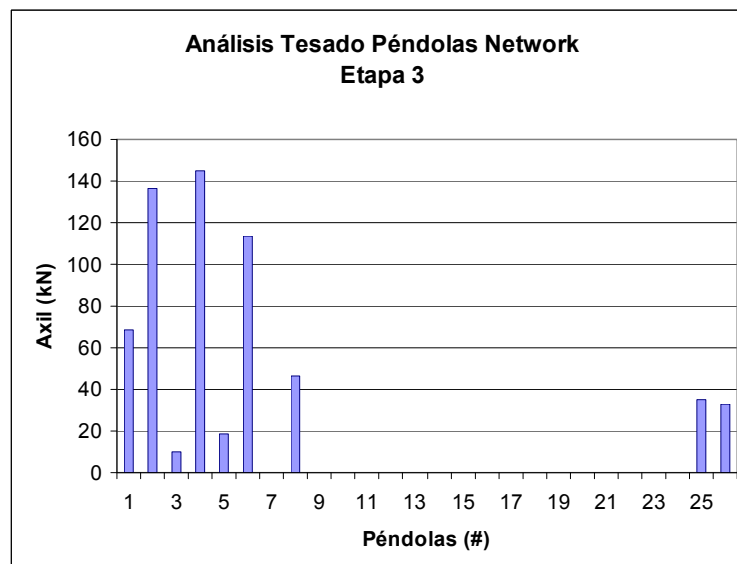


Figura 4. 59. Distribución de esfuerzos axil en péndolas network.

La (Figura 4. 59) presenta la distribución de esfuerzos en las péndolas network para el caso con relación 0,33 en la tercera etapa de levantamiento, fase donde ocurre el máximo esfuerzo en péndola. Esta distribución es la misma que se observa en la etapa 3 para el caso de relación de diámetros 1, salvo que esta última tiene una péndola menos traccionada. La gran diferencia se encuentra en la magnitud de los esfuerzos que en todos los casos son mayores para la relación 1.

Por lo tanto, la modificación de la relación de diámetros no altera la distribución de esfuerzos en las péndolas, pero si la magnitud de dichos esfuerzos. Esto hace que el comportamiento conserve cierta relación, dado que el aumento de estos esfuerzos hace que el arco tenga más puntos equivalentes de apoyo y en consecuencia los esfuerzos se distribuyan mejor.

Idealmente el comportamiento debiera apuntar a un mayor número de péndolas traccionadas, pero al no conseguirse la opción de aumentar la participación de las péndolas network, equilibrar las acciones de las verticales puede ser una alternativa viable.

Este fenómeno se ratifica al observar la curva de esfuerzos axiles máximos en las péndolas verticales (Figura 4. 60).

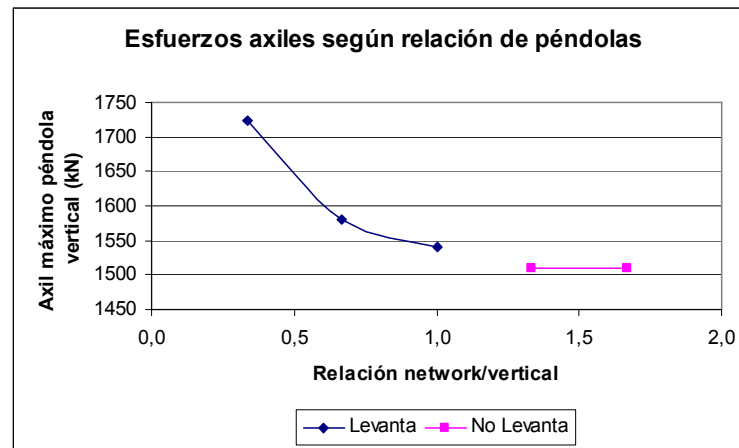


Figura 4. 60. Esfuerzo axil en péndola vertical según relación de áreas.

Se observa claramente la disminución de los esfuerzos axiales y en consecuencia, la tendencia a equiparar los esfuerzos entre las péndolas verticales y network.

Aquí es donde se justifica la etiqueta de “No Levanta”, pues existe un punto (relación = 1) en el cual los esfuerzos en las péndolas verticales se reducen mucho, y la acción de esfuerzos en las péndolas network no colaboran adecuadamente para producir el levantamiento del tablero.

Este punto encontrado se ajusta a las condiciones propias de la configuración de péndolas network, debido a que una alteración en ellas hace trabajar en mayor o menor medida las péndolas verticales, o incluso pueden participar favorablemente en el proceso de levantamiento.

Finalmente se presentan en la (Figura 4. 61) los resultados para el desplazamiento vertical en el tablero.

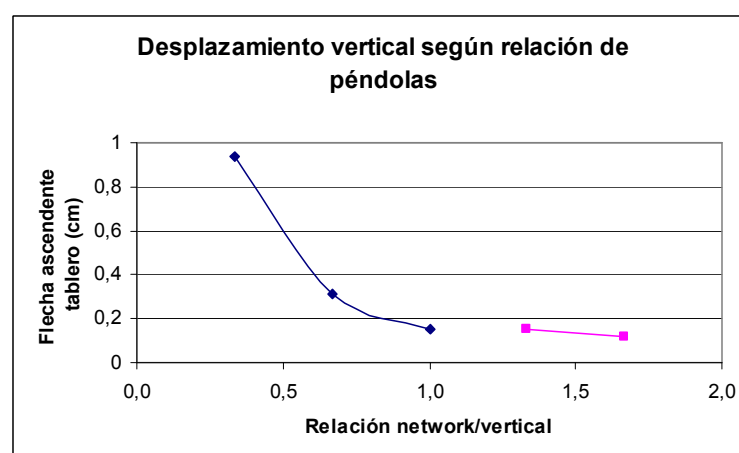


Figura 4. 61. Desplazamiento vertical según relación de áreas.

Como ocurre con los otros parámetros, la curva mantiene un comportamiento similar a lo visto en el caso (a), salvo el truncado de la rama derecha y que en este caso el mínimo obtenido corresponde a la relación 1, en comparación a la relación 0,67.

En estos casos el máximo se ubica en el centro de vano y presenta una disminución acelerada a medida que se equiparan los diámetros. Esto viene a ratificar el comportamiento general antes descrito.

¿Por qué en este caso la curva cae y no se recupera a diferencia de lo que ocurre en el caso (a)?

Las explicaciones a partir de los gráficos son directas, se aprecia que existe una recuperación de los esfuerzos axiales en péndolas verticales después de alcanzar el mínimo en la relación de diámetros = 1. Esto hace que exista también una curva de recuperación en cuanto al factor de utilización de perfiles. El mismo fenómeno ocurre para el caso de desplazamientos verticales del tablero, aunque comenzando con un mínimo en la relación de áreas de péndolas de 0,67.

Lo que no queda del todo explicado es lo que ocurre con la curva de axiles en las péndolas network, la cual en vez de generar estas dos ramas, mantiene un incremento constante. Lo que ocurre en este caso, es el hecho de que el óptimo propuesto por TEMEGA (del conjunto de posibles) presenta un orden de tesado de las péndolas verticales diferente al caso (b), el cuál hace que el trabajo de las péndolas network sea más eficiente y favorable durante la fase de levantamiento, es decir, produce una distribución de las péndolas actuantes (incluso con un número mayor de ellas) que generan esta situación.

#### **4.3.2.4. Configuración de péndolas pasivas**

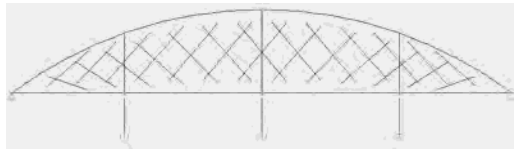
Tal vez uno de los estudios más interesantes al momento de decidirse por un refuerzo mediante arcos corresponde a la configuración de péndolas que se escoge para conseguir un comportamiento estructural eficiente y un aspecto estético agradable. Al respecto, mucho se ha desarrollado en obra nueva, tanto por comportamiento estructural como por factores arquitectónicos (Capítulo 2). Para el estudio de obra reforzada - de gran interés de este trabajo - se presenta este apartado relacionado con las ventajas y desventajas del uso de configuraciones network en la fase constructiva del método de refuerzo.

Del conjunto de configuraciones de péndolas, entre los que se destacan las verticales, inclinadas, Nielsen y network, el buen desempeño de éstas últimas ya se ha demostrado satisfactoriamente para obra nueva (Brunn & Schanack 2003). En cambio el estudio de ellas participando como parte de un proceso de refuerzo sólo ha tenido referencia en Valenzuela (2010). En el estudio se ha realizado una aproximación a las ventajas de la configuración network asociadas a esfuerzos de flexión en el tablero para cargas en servicio, en particular cargas móviles.

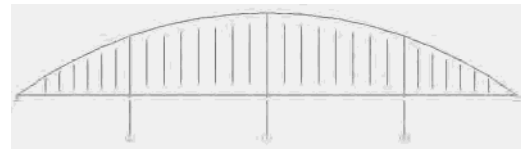
A partir de los buenos resultados obtenidos en servicio, se presenta el siguiente estudio que analiza el comportamiento en la etapa constructiva. Para ello se han escogido 4 tipos de configuraciones (Figura 4. 62):



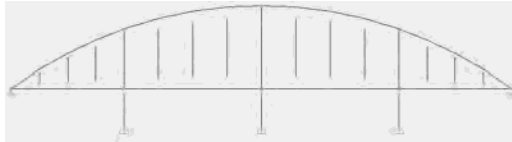
1. Péndolas network.



2. Péndolas verticales pasivas (más número).



3. Péndolas verticales pasivas.



4. Sin péndolas pasivas.

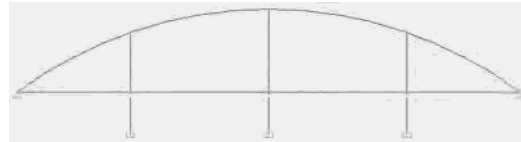


Figura 4. 62. Esquemas de arreglos de péndolas pasivas.

Se han escogido este grupo de casos para cubrir adecuadamente diferentes situaciones entre ellas:

En el caso (4) es interesante observar el comportamiento asumiendo un proceso constructivo en el cual no se considera la colocación de péndolas pasivas durante el proceso de tesado, permitiendo observar la importancia y los efectos que tiene la aplicación de ellas en dichas etapas.

El caso (3) presenta el uso de un grupo de péndolas verticales, con espaciamentos grandes entre una y otra. Esto permite observar la importancia de utilizar péndolas pasivas y definir un parámetro del número necesario de ellas.

Para lo anterior se utiliza (2) como criterio de comparación, el cual además de tener el mismo número de péndolas que el caso de referencia tipo network (1), permite observar las bondades de esta última configuración.

#### a) Estudio a partir del tesado de referencia de perfiles HD400x421

El primer estudio, tal vez el más importante para efecto del método de refuerzo, es el del estado del tablero en el proceso de tesado asociado a la función de bondad (Tabla 4. 11).

Tabla 4. 11. Resultados función de bondad según tipo de configuración péndola pasiva.

Tipo arreglo	Nº Referencia	Función Bondad
Network	1	261478
Verticales +	2	272690
Verticales	3	83602040
Sin péndolas	4	83952667

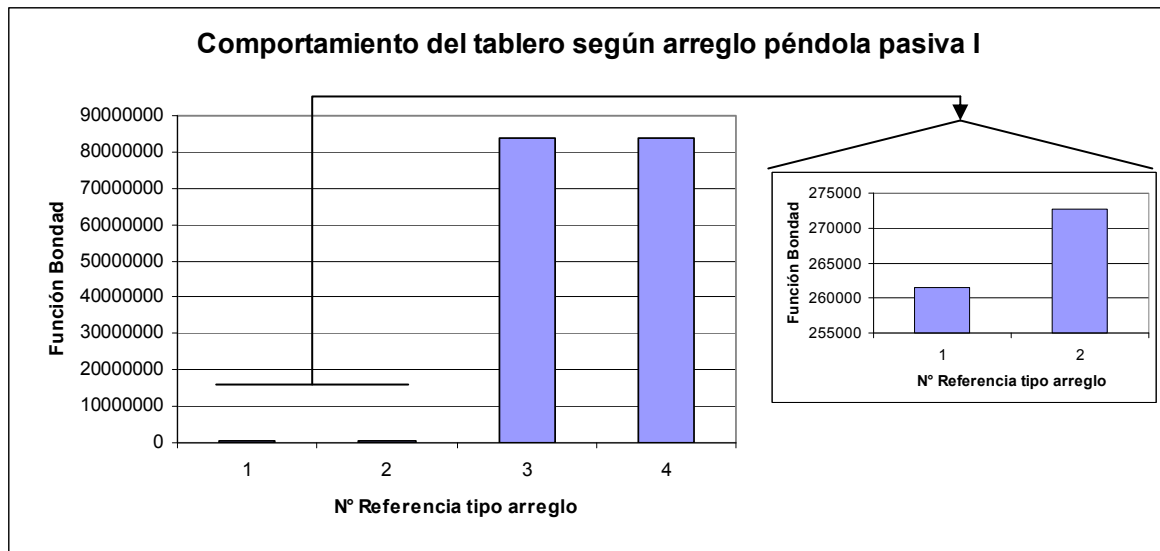


Figura 4. 63. Comportamiento general función de bondad según configuración péndolas pasivas.

Un sencillo análisis de la (Figura 4. 63) permite observar la importancia en etapa constructiva que tiene la colocación de péndolas pasivas. La diferencia en la función de bondad en el tablero es notable entre los dos conjuntos de arreglos. Por un lado, los casos sin péndolas y con un número limitado de ellas, presentan dos ordenes de magnitud más que los con un arreglo tupido de péndolas pasivas. Dentro de esta aptitud se observa que el peor de los casos es el uso sin péndolas pasivas; y el mejor, el correspondiente a una configuración de péndolas tipo network. La explicación de ello es el uso de estas péndolas como elementos amortiguadores en el tablero en cada una de las etapas de levantamiento, de esta manera se crea un lecho de apoyos elásticos que reduce los esfuerzos en el tablero. A menor distancia entre péndolas, los momentos se reducen más, si a esto se le suma la condición de cargas asimétricas producidas por el levantamiento no simultáneo desde las pilas, el uso de las péndolas network toma mayor relevancia, actuando para el caso de refuerzo como lo hace en obra nueva frente al estado en servicio en tablero y arco.

Una posible analogía del uso de las péndolas network como refuerzo respecto a la obra nueva es: “Los esfuerzos inducidos por el proceso de levantamiento se asemejan a la acción de cargas puntuales en cada uno de los apoyos levantados, de la misma forma que en obra nueva la distribución de esfuerzo mejora con las péndolas network al ser solicitado el puente mediante cargas puntuales (vehiculares)”.

Para el estudio en detalle se analizan a continuación los efectos en las etapas más relevantes según el criterio de la BAM.

Si verificamos lo que ocurre con el caso (4), sin péndolas, es interesante observar los efectos generados entre la etapa 2 y la 3, al producirse el primer levantamiento del tablero desde uno de los apoyos.

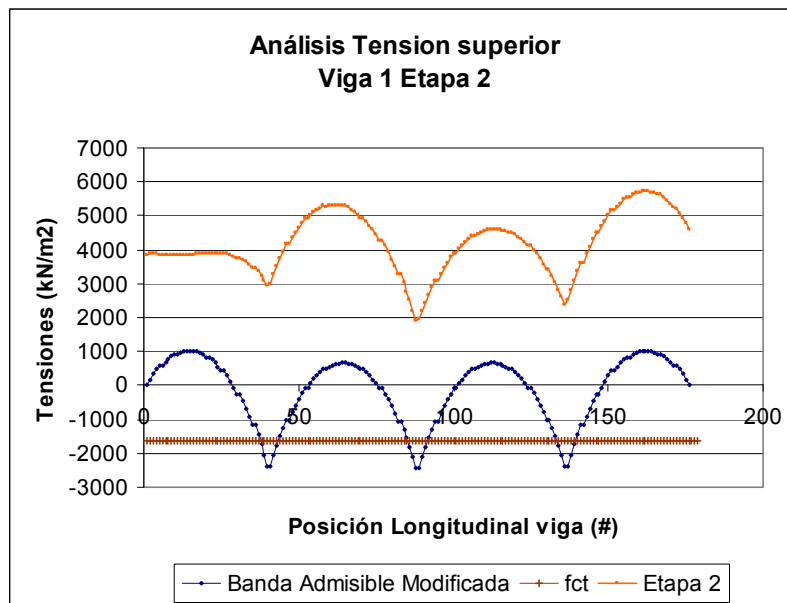


Figura 4. 64. Curva de tensiones para caso sin péndolas pasivas (etapa 2).

En esta primera etapa (Figura 4. 64) el comportamiento es aceptable dentro de la BAM. Sin embargo, al verificar la etapa siguiente, la aceptación es prácticamente nula tal como lo muestra la (Figura 4. 65).

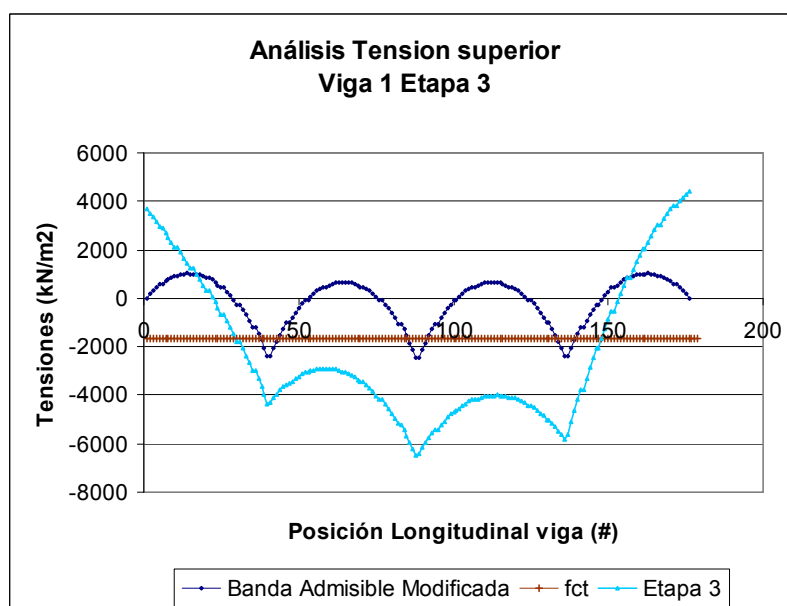


Figura 4. 65. Curva de tensiones para caso sin péndolas pasivas (etapa 3).

Estos resultados son para la viga que no soporta el arco directamente. En este caso las condiciones de aceptación según la BAM son aún peores, no siendo aceptable incluso desde la etapa 2, tal como muestra la (Figura 4. 66).

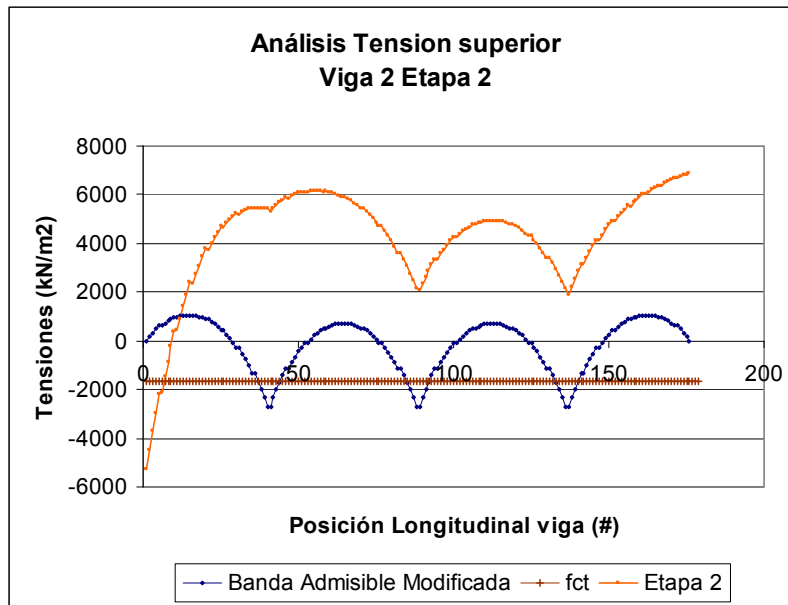


Figura 4. 66. Curva de tensiones para caso sin péndolas pasivas (etapa 2, viga central).

Al revisar lo que ocurre en cada una de las etapas según el criterio, es posible determinar que el proceso de levantamiento sin utilización de algún sistema de péndolas pasivas que generen una correcta redistribución de los esfuerzos en el tablero no es posible sin producir fisuras en el tablero, tanto a tracción como a compresión. Esta aseveración se refleja en la (Figura 4. 67), que expresa por etapa los niveles de aceptación según la BAM para la viga central, asumiendo una total aceptación al alcanzar los 178 puntos.

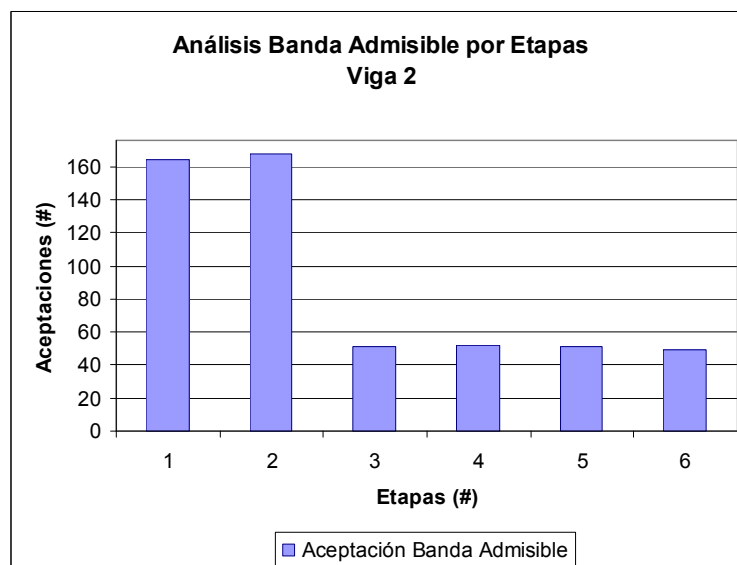


Figura 4. 67. Admisibilidad del proceso de levantamiento para viga central.

El segundo arreglo en estudio es el de péndolas verticales con número reducido de ellas (3). En este caso se ve que nuevamente hay un castigo importante a la función de bondad, asociado a la falta de aceptación en varias etapas constructivas. Sin embargo, y a diferencia del caso sin péndolas, el valor de la función bondad es menor, por lo tanto al hacer un estudio en detalle de las fases de aceptación se observa que si bien no es aceptable por la BAM su comportamiento mejora considerablemente respecto al primer caso de estudio.

En este caso el problema de la aceptación se identifica con la etapa 2 del proceso de tesado en la viga central (que soporta el arco) y afectado por dos puntos de control que generan fisuras a tracción en la fibra inferior, tal como lo presenta la gráfica de la BAM.

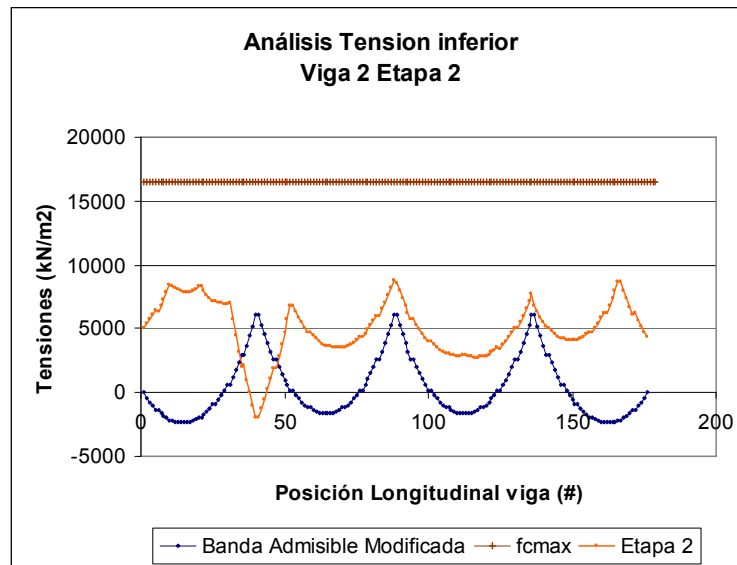


Figura 4. 68. Curva de tensiones para caso péndolas pasivas vertical (etapa 2, viga central).

Se produce un fallo en el sector del primer apoyo en pila como se aprecia en la (Figura 4. 68). De tal manera, la (Figura 4. 69) que representa el nivel de aceptación total del método se presenta como.

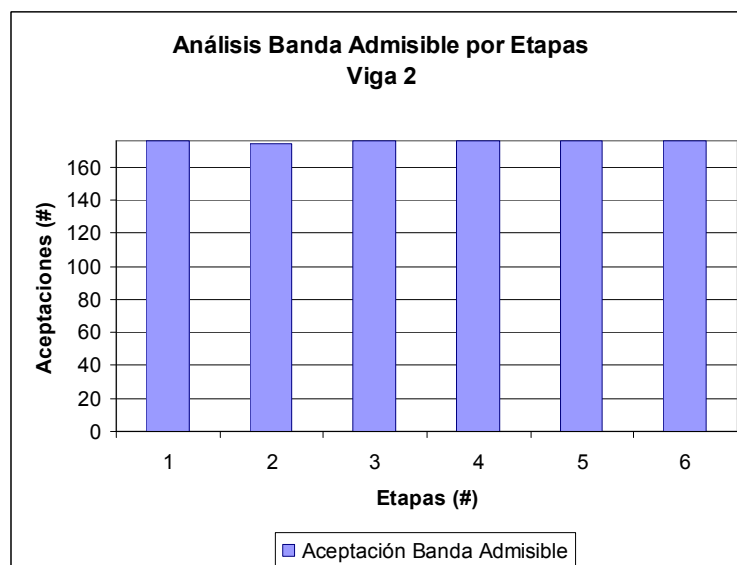


Figura 4. 69. Admisibilidad proceso de levantamiento.

En este caso, a pesar de ser un comportamiento bastante adecuado y generar importantes mejoras respecto al caso sin péndolas, el diseñador no debe aceptar el método.

Al respecto puede comentarse que lo relevante para los aspectos de este estudio radica en que la incorporación de péndolas pasivas reduce notablemente los problemas en el tablero por esfuerzos.

El tercer arreglo en estudio corresponde a un conjunto de 26 péndolas verticales actuando pasivamente. Tal como se espera, según los resultados, en el análisis detallado del comportamiento del tablero se aprecia que en toda etapa del proceso de levantamiento y en toda viga se cumple satisfactoriamente la BAM, tal como presenta la (Figura 4. 70).

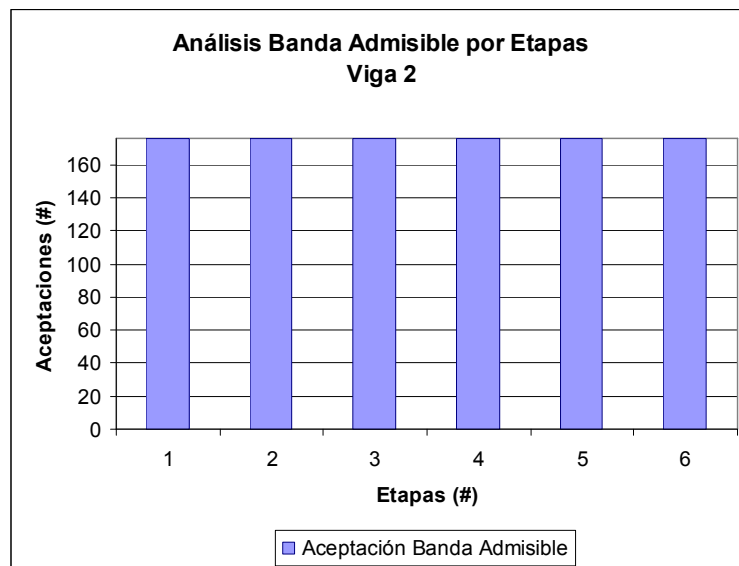


Figura 4. 70. Admisibilidad proceso de levantamiento (péndola pasiva vertical gran número).

Interesa particularmente cómo el problema de la etapa 2 se ve solucionado con la incorporación de este segundo grupo de péndolas. Por esta razón es posible aceptar este método constructivo y de tesado para un posible refuerzo. La incorporación de este segundo grupo de péndolas pasivas es la responsable de la importante diferencia en la función bondad entre los casos (3) y (2). Sin embargo, para efecto de este estudio no basta con la aceptación simple del método, es importante analizar el comportamiento general de cada una de las etapas. Para este caso, a pesar de que se obtiene una mejor función de bondad, la solución no es del todo adecuada, basándose en la idea de un comportamiento de viga continua, tal como se presenta en la (Figura 4. 71) de la BAM para la etapa final de tesado de este caso.

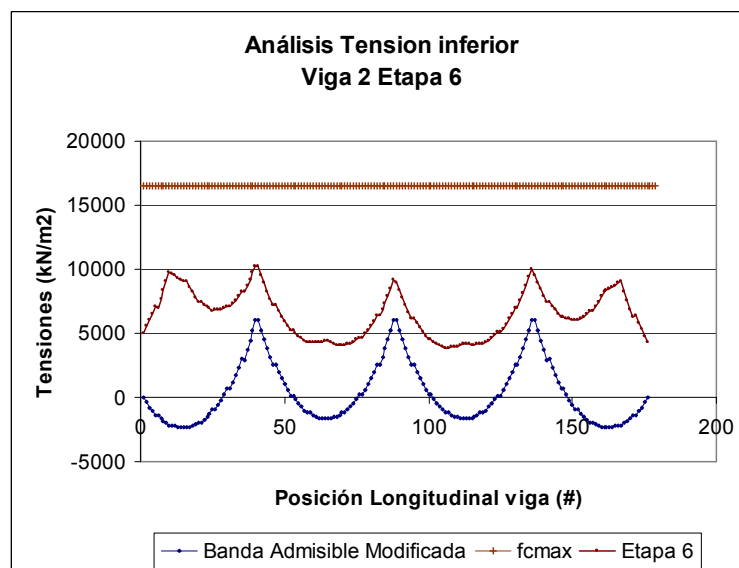


Figura 4. 71. Curva de tensiones en arreglo de péndolas pasivas verticales (más número).

Se aprecia claramente que la curva de tensiones se encuentra ubicada dentro de la BAM; sin embargo, a pesar que en términos generales sigue el comportamiento de la viga continua, solo consigue reproducir dos valles y tres picos, presentando aumentos de tensiones positivas en los vanos exteriores.

Finalmente si se observa el último de los casos (network), al igual que en el caso (2) la aceptación es total en cada una de las etapas. Adicionalmente la función bondad también se ve mejorada, y esto se refleja en el mejor comportamiento general que tienen las curvas de tensiones en las BAM, tal como lo muestra la (Figura 4. 72) de la etapa final de tesado.

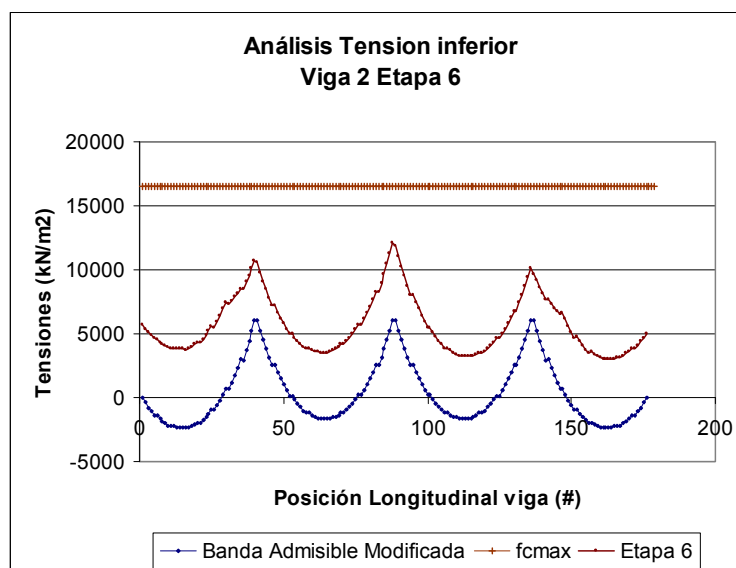


Figura 4. 72. Curva de tensiones en arreglo de péndolas pasivas network.

El arreglo network consigue mejorar el comportamiento general de la curva de tensiones, reduciendo los picos de tensiones positivas en los vanos exteriores del puente.

Esto permite concluir que en aspectos relacionados con esfuerzos en el tablero, un arreglo de péndolas pasivas tipo network mejora el comportamiento y permite un proceso de tesado más armónico. Si a esto se le agrega los beneficios de obra nueva y en estado en servicio, el arreglo network es una alternativa muy favorable para métodos de refuerzo. En el capítulo 5 de análisis de sensibilidad en servicio se verifican estos enunciados.

Para el presente análisis de sensibilidad, adicionalmente a la aceptación y buen desempeño del arreglo network respecto a la BAM en el tablero, es relevante el buen comportamiento del arco y péndolas. A partir de ello los siguientes estudios.

Respecto a los esfuerzos en el arco y al factor de utilización del perfil, es importante para una correcta lectura de los resultados destacar que el arreglo de péndolas verticales, caso (2), considera un espaciamiento entre péndolas, tanto en el arco como en el tablero, de 2,06 metros. A diferencia de los casos (3) y (1) en que dicho espaciamiento es aproximadamente de 4,17 metros.

Esta situación genera, tal como se presenta en la (Figura 4. 73), una disminución del factor de utilización del caso (2) respecto al de péndolas network, pasando de 1,228 a 1,104. A raíz de lo cual se aprecia que al comparar el arreglo network con el de péndola vertical (3) existe una mejor distribución de los esfuerzos por parte del arreglo network, aunque las diferencias no

son tan radicales como con el caso (2): 1,266. Notablemente más exigido el perfil que no presenta péndolas pasivas.

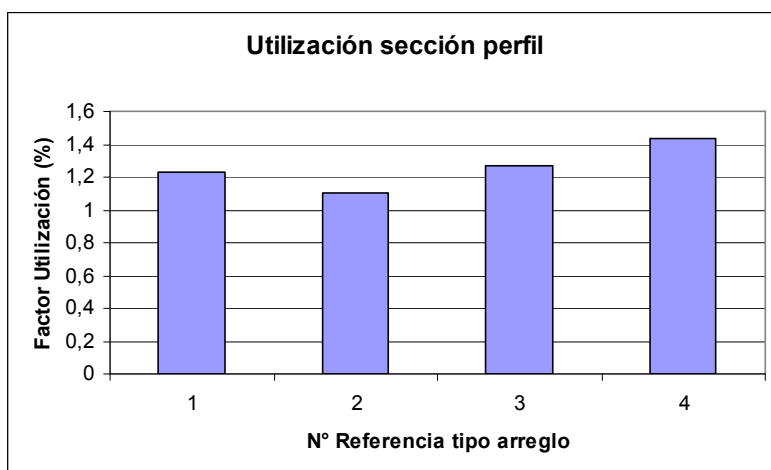


Figura 4. 73. Factor de utilización perfil del arco según arreglo pasivo.

Como corolario de este análisis es posible definir que para un adecuado comportamiento del arco frente a cargas constructivas es recomendable un espaciamiento reducido de las péndolas pasivas en el arco y tablero. A pesar de ello las bondades del arreglo network frente a cargas asimétricas aparecen claramente reflejadas. Adicionalmente, el hecho de una separación mayor del arreglo network respecto a vertical (2) viene a incrementar las ventajas en el comportamiento del tablero y función de bondad, al obtenerse resultados mejores con espaciamientos mayores. Finalmente, el resultado hace pensar sobre la correcta distribución del arreglo network, con el objetivo de reducir la cantidad de péndolas y material. En tal caso, un arreglo adecuado network deberá evitar unión de péndolas en un solo sector, tanto en el tablero como en el arco, volviendo más eficiente el sistema.

Un segundo análisis corresponde a los esfuerzos en péndolas tal como se refleja en la (Figura 4. 74). Para el caso de las péndolas pasivas se presentan los tres casos que poseen dichas péndolas. En ellos se aprecia cómo el caso con péndolas verticales (3) al tener menor número de ellas hace que se distribuyan más, de la misma forma en el caso de las verticales (2), el valor del axil (419 kN) es bastante menor, incluso respecto a las péndolas network (491 kN), aunque son rangos que no afectan posibles fallas de los elementos.

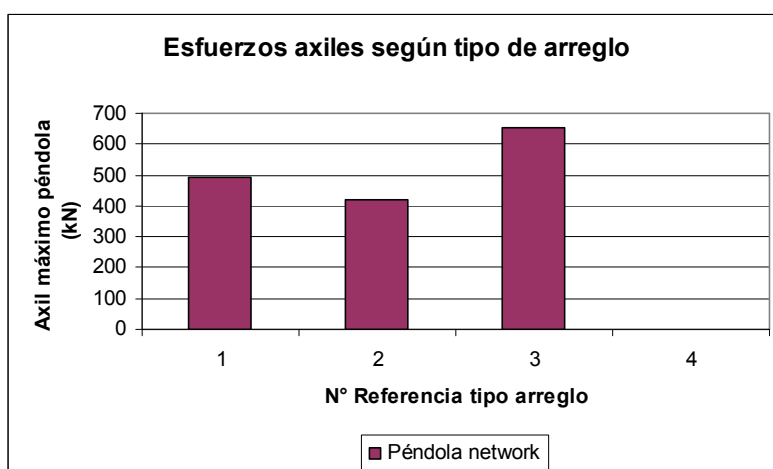


Figura 4. 74. Esfuerzo axil de péndola network según arreglo pasivo.



Respecto a las péndolas verticales se produce un cambio, asociado a la distribución de esfuerzo en las pasivas (Figura 4. 75). En este sentido para el caso sin péndolas pasivas el incremento en las verticales es importante, alcanzando valores cercanos a la resistencia última (2041 kN). En cambio, los otros tres casos mantienen esfuerzos similares entre ellos, aunque la distribución de magnitudes cambia. En este caso, la menor deja de ser la vertical para ser la network (1190 v/s 1263 kN).

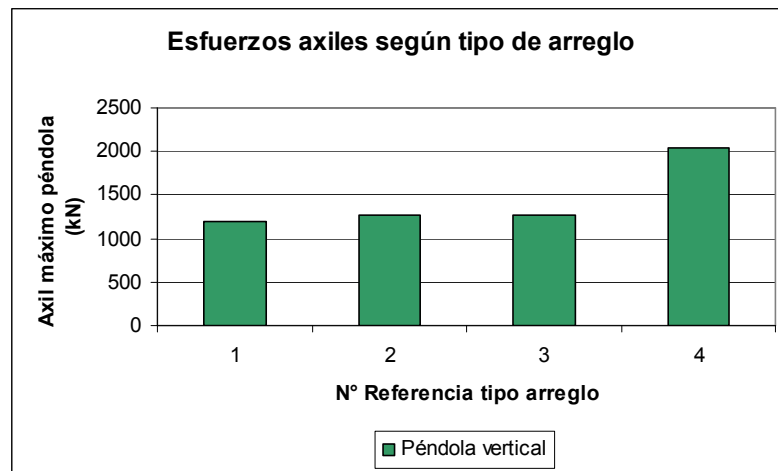


Figura 4. 75. Esfuerzo axil péndola vertical según arreglo pasivo.

Finalmente en lo referente a la flecha ascendente encontrada tras el proceso de levantamiento, se aprecia en la (Figura 4. 76) que el caso sin péndolas pasivas se encuentra un orden de magnitud por encima de los otros casos. A pesar de ello, sólo se consigue el levantamiento total del tablero en la última fase de tesado. Esto hace meditar sobre una optimización individualizada del proceso de levantamiento para este caso.

Por su parte, el análisis para los otros tres casos entrega valores similares, siendo el mayor correspondiente a la vertical (2) con 1,62 cm, y el menor el caso de la network con 1,16 cm. Evidentemente, concluir al respecto dependerá de las necesidades en cada caso, pero es posible comentar que frente a iguales fuerzas de tesado aplicado, la rigidez mayor del arreglo network hace más controlado el levantamiento que en caso de péndolas verticales.

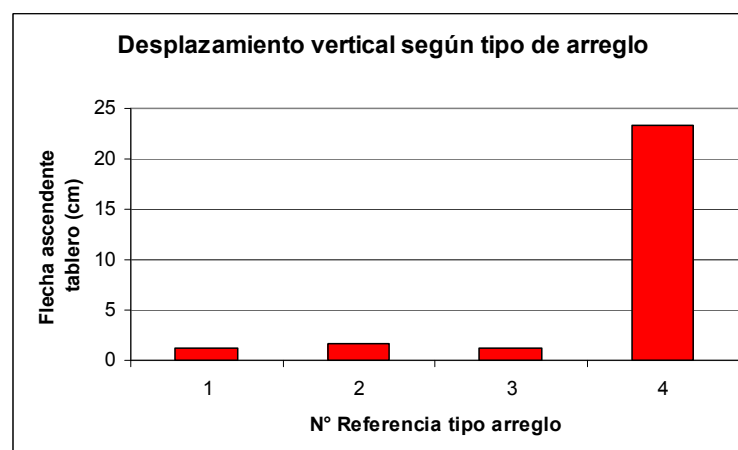


Figura 4. 76. Desplazamiento vertical tablero según arreglo pasivo.

**b) Estudio a partir del tesado de referencia de perfiles C95x95x3,6**

Para el caso de estudio mediante esta optimización, los resultados globales varían poco, referente a las ventajas que presenta aplicar péndolas pasivas y dentro de ellas la aplicación de las network, tanto en lo referente a la función de bondad como en los otros estudios.

A partir de ello, se puede comentar que el arreglo dispuesto de las péndolas pasivas actúa indistintamente del tipo de perfil optimizado, pero con la precaución de observar que el orden de tesado de las péndolas verticales si puede modificar algunos de estos resultados. Es por ello que se presenta el conjunto de resultados para identificar en cada estudio las variaciones particulares más significativas.

Se presenta la (Tabla 4. 1) de resultados de la función de bondad del tablero.

Tabla 4. 12. Resultados función de bondad según tipo de arreglo péndola pasiva.

Tipo arreglo	N° Referencia	Función Bondad
Network	1	252712,2
Vertical +	2	255779,6
Vertical	3	255621,0
Sin péndolas	4	83603659,7

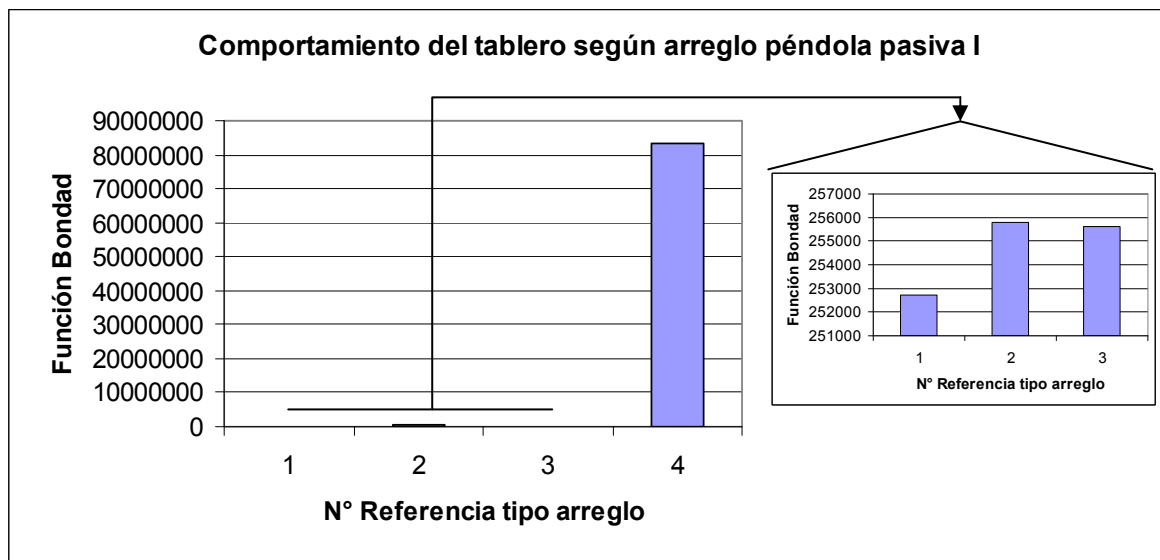


Figura 4. 77. Comportamiento función bondad según arreglo péndolas pasivas.

Tal como se aprecia en la (Figura 4. 77), los resultados globales son similares a los obtenidos en el caso (a), con la excepción que ahora sólo el refuerzo sin péndolas pasivas no es aceptable. Adicionalmente el arreglo con péndolas verticales obtiene mejores resultados que el caso tupido de péndolas verticales. Lo que si queda nuevamente ratificado es que el arreglo network consigue los mejores resultados.

En términos generales se puede observar que la función bondad en cada uno de los casos reduce su valor, esto hace pensar en una mejora de las tensiones en el tablero respecto a la BAM, justificada por el aumento de rigidez del sistema, lo que induce a que el comportamiento tienda a parecerse a la de una viga continua con mayor facilidad, asumiendo un proceso de optimización mediante TEMEGA que induce a estos resultados.

Al analizar el arreglo (4) sin péndolas ya se puede observar algunas diferencias con el estudio del caso (a). Tal como se presenta en la (Figura 4. 78), las etapas de rechazo de la BAM se reducen, siendo exclusivas de la viga que soporta el arco.

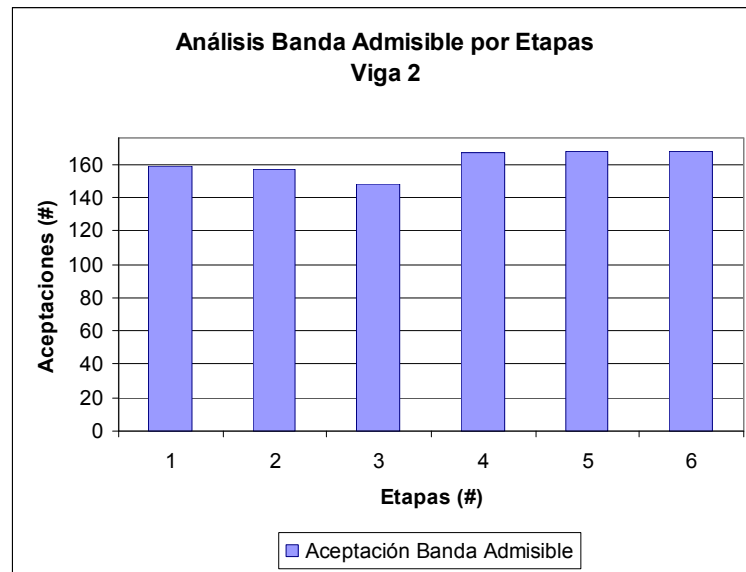


Figura 4. 78. Admisibilidad proceso de levantamiento.

Un ejemplo de ello es la etapa 3, donde bajo esta configuración de orden de tesado y con un perfil mayor, las tensiones no sufren un cambio de signo. En este caso se aprecia claramente el comportamiento de viga continua acentuado en la primera péndola tesada (vertical central). Esto hace que en toda la viga exterior (sin arco) no haya problemas con respecto a la BAM (Figura 4. 79).

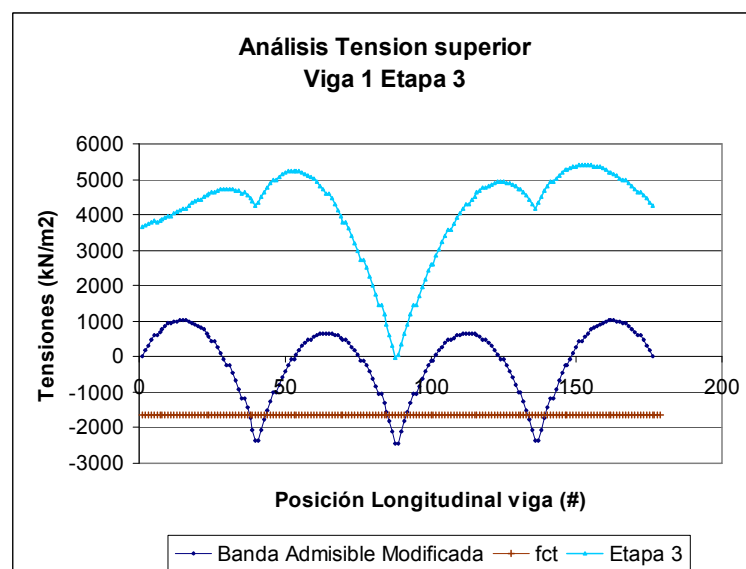


Figura 4. 79. Curva de tensión en viga exterior según arreglo sin péndola.

Si se observa una de las curvas de la viga 2, se aprecia que el fallo de la BAM ahora se produce por un descontrol de la curva de tensiones en los bordes del puente y en la péndola vertical central. Este descontrol se asemeja al exceso de distancia entre puntos de apoyo que provoca un desbalance de las tensiones, que se traduce en una carencia de atenuación de las tensiones más críticas, como son las producidas por las péndolas verticales o en las condiciones de borde, donde hay modificaciones importantes del sistema de rigidez (Figura 4. 80).

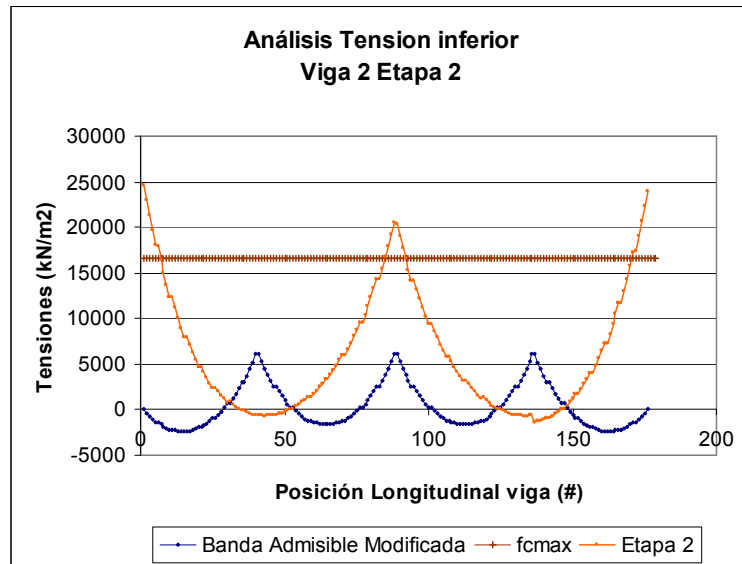


Figura 4. 80. Curva de tensión según arreglo sin péndolas para viga central.

Lo preocupante de este caso es el fallo a partir de fisuración por compresión, lo que vuelve irreversible el problema.

Al revisar los resultados de los arreglos verticales de péndolas pasivas, se aprecia que en este caso el arreglo con mayor número de péndolas verticales es peor en términos de función de bondad del tablero. Al ver el detalle en ambos arreglos la viga exterior sigue un comportamiento de viga continua en cada una de sus fases; sin embargo, en la viga que soporta el arco se aprecian situaciones como las reflejadas en la (Figura 4. 81, Figura 4. 82).

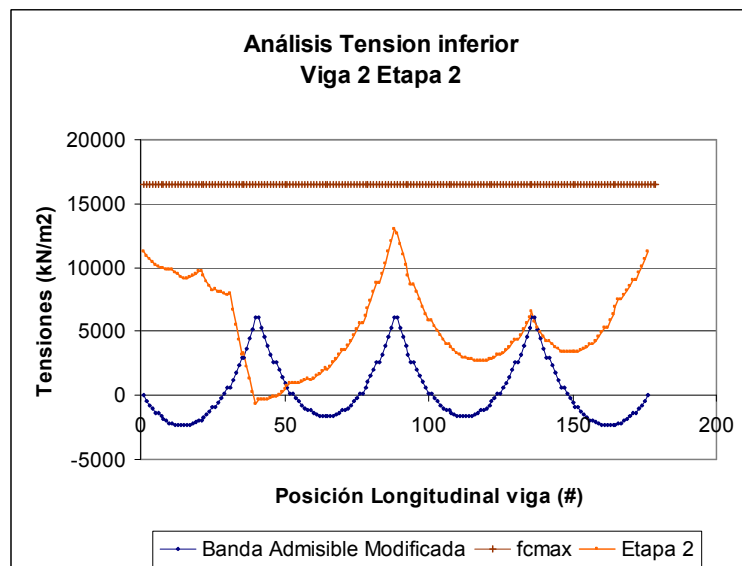


Figura 4. 81. Curva de tensión según arreglo vertical de péndolas para viga central

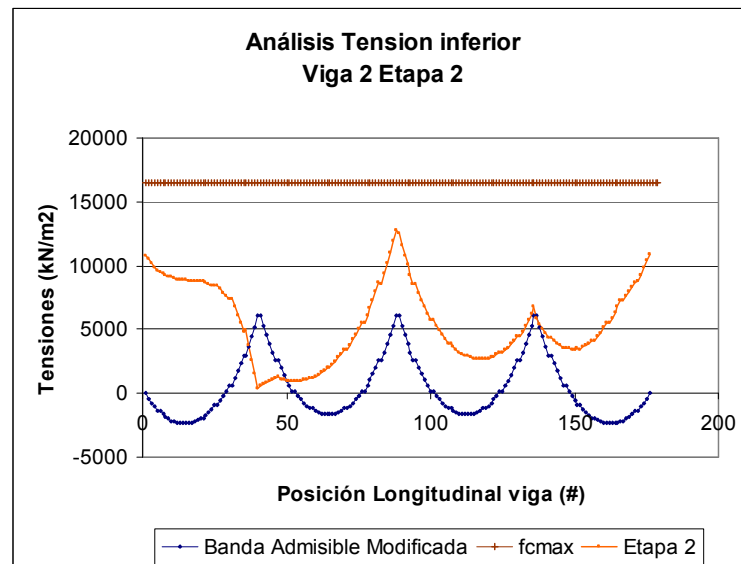


Figura 4. 82. Curva de tensión según arreglo vertical de péndolas (mayor número) viga central.

La primera de ellas corresponde al arreglo de péndolas verticales reducido y la segunda al caso con mayor número de péndolas verticales. En ambos la curva no se ajusta totalmente a una viga continua; sin embargo, todos los puntos cumplen la BAM. Como se aprecia las curvas son muy similares y en consecuencia la ventaja obtenida del caso con menos péndolas es a partir de la sumatoria de pequeños puntos que aventajan al otro arreglo y no a un comportamiento general mejor.

Un comportamiento general mejor nuevamente se puede observar en el arreglo network, donde el aumento del perfil y su optimización de tesado entregan un resultado más armónico y ajustado a las curvas de referencia, tal como se presenta en la (Figura 4. 83).

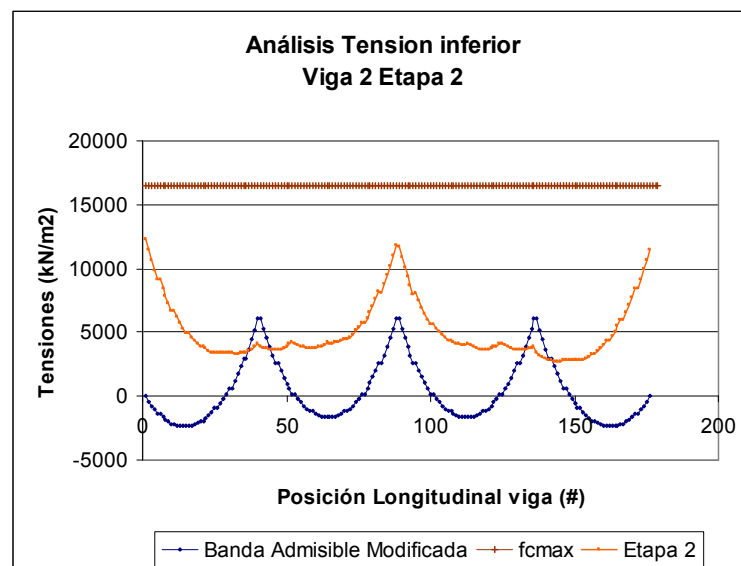


Figura 4. 83. Curva de tensión según arreglo network.

A partir de los resultados presentados en cada uno de los casos, es posible aseverar que: “El uso de péndolas network en etapa de levantamiento como péndolas pasivas es la mejor alternativa en cuanto al comportamiento tensional del tablero. Lo cual justifica su uso”.

En conclusión, el arreglo de péndolas network para la etapa constructiva tiene un efecto eficiente en el tablero y no necesariamente asociado a reducciones en los esfuerzos del arco, como se ve en los siguientes estudios.

Al respecto se pueden mencionar los efectos presentados en el caso (a), donde el arreglo network no consigue ser el estudio con el menor factor de utilización del arco. Sin embargo, al realizarse dicho análisis para el caso (b) los resultados tienden a mejorar para el arreglo network, tal como lo presenta la (Figura 4. 84).

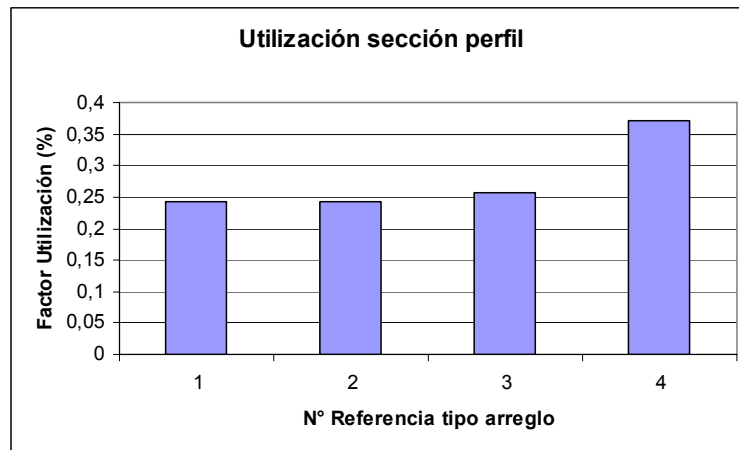


Figura 4. 84. Factor de utilización según tipo de arreglo pasivo.

Lo que se expresa aquí es la ventaja del arreglo incluso frente a distancias de péndolas menores presentes en el arreglo vertical. Estos resultados, además de confirmar los efectos positivos del arreglo network, lo que presentan es la importancia que tiene el par orden-magnitud de tesado obtenidos por TEMEGA. La razón es que la modificación generada induce cambios en el flujo de esfuerzos entre las cuerdas. Esto se puede observar en la (Figura 4. 85, Figura 4. 86).

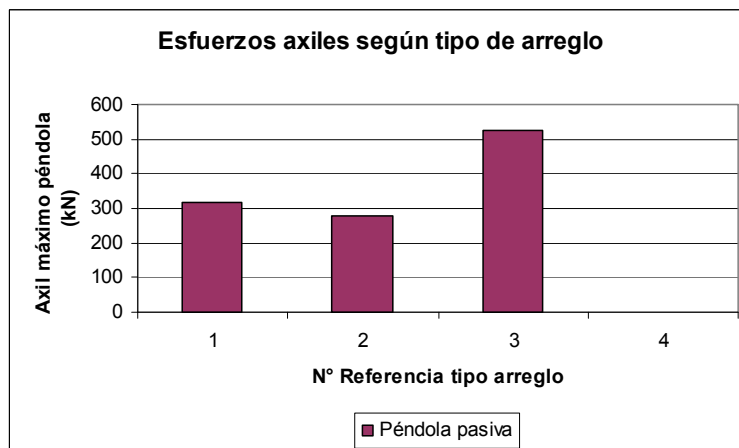


Figura 4. 85. Esfuerzo axil en péndolas pasivas.

En esta primera gráfica se observa cómo el comportamiento es similar al caso (a), siendo los esfuerzos máximos en péndola pasiva mayores en el caso network que en el vertical. Sin embargo, la diferencia entre ellas se ve reducida, pasando de 72 kN a solo 39 kN.

Esto por si solo no es gravitante; sin embargo, al analizar la (Figura 4. 86) de péndolas verticales activas se aprecia un cambio importante, pues los esfuerzos entre estos dos arreglos son casi iguales.

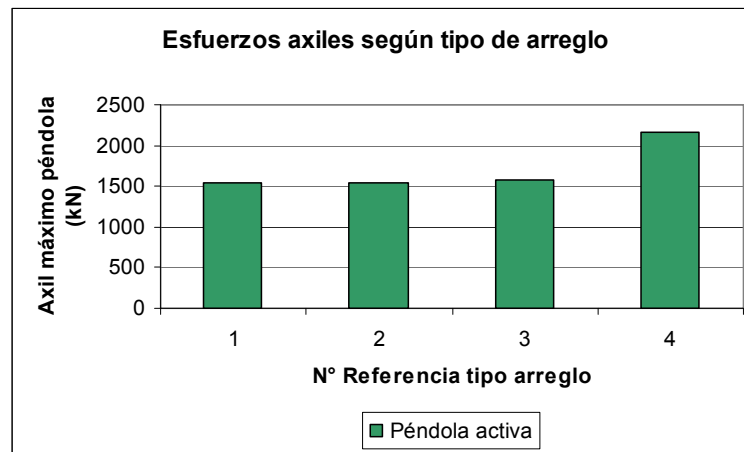


Figura 4. 86. Esfuerzo axil en péndolas activa.

Por lo tanto se pasa de una diferencia en el caso (a) de 74 kN a solamente 5 kN. Estos dos efectos combinados hacen que el arreglo network sea más participativo en la distribución de esfuerzos y permita ser competitivo (incluso más aún) en cuanto a factor de utilización del arco frente al arreglo vertical.

#### 4.3.2.5. Pretensado exterior

Otro de los factores importantes a analizar es el uso adecuado de un tirante que actúe como parte del sistema de esfuerzos internos del nuevo puente network. En obra nueva, el uso de este tirante se asocia a pretensado en vigas específicamente diseñadas para ello, o bien el uso de tablero metálico.

Para obras de refuerzo esta última alternativa es de uso poco probable, dado que el enfoque se centra en puentes con tablero de hormigón. A pesar de ello podría ser interesante una línea futura de investigación sobre dicho tema. Los que sí son posibles para obra de refuerzo son la creación de vigas nuevas, específicamente en casos de duplicidad de arcos, considerando una posición externa de estas vigas. O bien la alternativa desarrollada en profundidad en este trabajo: utilizar un sistema de pretensado exterior que reduzca las reacciones horizontales en los estribos, evitando generar modificaciones en ellos.

Por esta razón se plantea el siguiente estudio de sensibilidad que busca determinar la influencia que tiene la fuerza de pretensado exterior aplicada.

Al respecto, es importante mencionar que las hipótesis de trabajo consideran que el tablero actúa en conjunto frente a las acciones del pretensado exterior, sin generarse desplazamientos relativos entre puntos de una misma sección, es decir, actuando como diafragma rígido en el plano del tablero.

Finalmente, recordar que la propuesta del método constructivo contempla que el posicionamiento del pretensado exterior no utilice desviadores y que el trazado del pretensado es recto centrado respecto del centro de gravedad de la sección, para reducir el número de variables actuando en el sistema y tener un control mayor en el proceso de levantamiento. Sin embargo, en el presente estudio se considera un sistema con pretensado exterior con posicionamiento excéntrico respecto al centro de gravedad de la sección para poder cuantificar el grado de influencia que ello genera al proceso de levantamiento.

**a) Fuerza de pretensado exterior**

El estudio de la fuerza se centra exclusivamente en el estudio obtenido del proceso de levantamiento optimizado mediante TEMEGA del perfil C95x95x3,6, dado los resultados obtenidos de los otros parámetros que descartan el uso de perfiles tan pequeño como HD400x421.

A partir de sus resultados de orden y magnitud de tesado se estudian los efectos de la fuerza de pretensado exterior para perfiles C95x95x3,6 y C75x75x3,6 manteniendo una posición en el tablero igual en todos los casos en estudio, permitiendo tener un espectro amplio de soluciones (Tabla 4. 13).

Tabla 4. 13. Resultados función de bondad según fuerza de pretensado.

Fuerza (kN)	Función Bondad (C95)	Función Bondad (C75)
8000	33491430,8	133598,6
10000	33539886,4	175484,3
12000	33589547,9	216598,4
14000	252713,3	257146,9
16000	293577,9	297695,4

El efecto que presenta la fuerza de pretensado, dependiendo del tipo de perfil estudiado y de un grado de excentricidad en su trazado puede producir dos efectos. Tal como se aprecia en la (Figura 4. 87) para el perfil C95x95, al corresponder al perfil optimizado, el descenso de la fuerza de pretensado genera el incumplimiento de la BAM en el tablero.

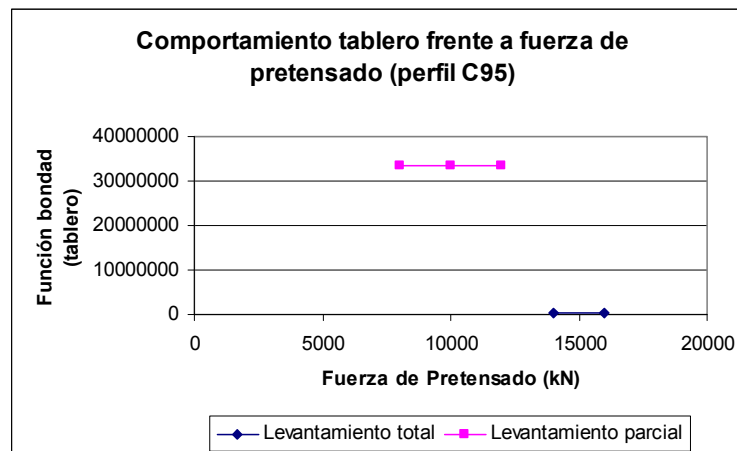


Figura 4. 87. Comportamiento función de bondad según fuerza de pretensado.

En este caso se presentan dos etiquetas, “Levantamiento total” para los casos en que la fuerza de pretensado es igual o superior al entregado por el proceso de optimización; y “Levantamiento parcial” para los casos con fuerzas inferiores, generando levantamientos del tablero de sólo dos de las tres pilas existentes. Esto indica que los efectos de flecha ascendente que induce el pretensado exterior en el proceso de levantamiento son relevantes cuando el trazado no es recto o ubicado en el centro de gravedad del sistema.

En cambio al observar la (Figura 4. 88) del perfil C75x75, al ser un perfil menor al utilizado en el proceso de optimización, los resultados hacen que todos los casos produzcan un levantamiento satisfactorio del tablero, e incluso con valores de función de bondad bastante favorables en cuanto al cumplimiento de la BAM, tal como lo presentan la siguiente gráfica.



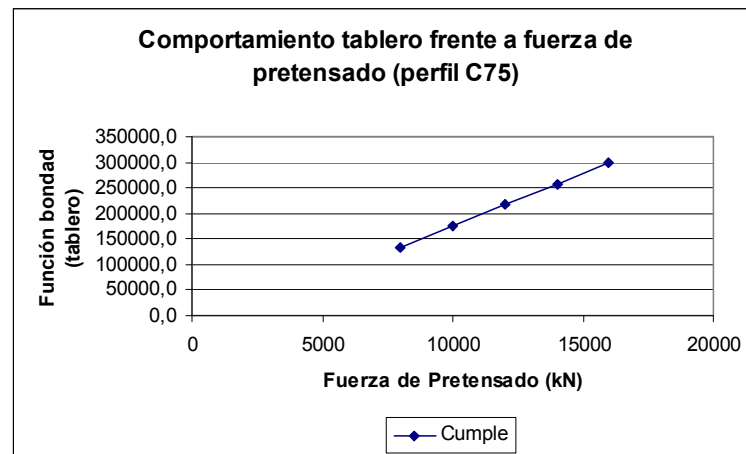


Figura 4. 88. Casos que cumplen la función de bondad.

En este caso el aumento de la fuerza de pretensado induce empeoramiento de la BAM. Para los valores entregados y la utilización de un perfil C75x75 la fuerza de 14000 kN está sobredimensionada para efecto de la función de bondad.

Una manera de observar la acción de la fuerza de pretensado en la BAM es la que se refleja en la (Figura 4. 89, Figura 4. 90), correspondientes a la última etapa del proceso de levantamiento.

En ellas se puede analizar que a mayor aumento de la fuerza, la curva de tensiones tiene un desplazamiento vertical, que en caso de una fuerza de 8000 kN esta sólo un poco por encima de la curva de referencia del puente original; en cambio, al considerar fuerzas de 16000 kN la curva ya se encuentra a media distancia de la BAM.

De tal manera, si la fuerza de pretensado es menor podría generarse una caída de la curva de tensiones por debajo de las condiciones que impone la BAM, induciendo un fallo por fisuración del tablero. Esta observación es igualmente válida para efectos con aumentos excesivos de la fuerza de pretensado generando en este caso fallos por fisuración por compresión, tanto en tensiones superiores como inferiores.

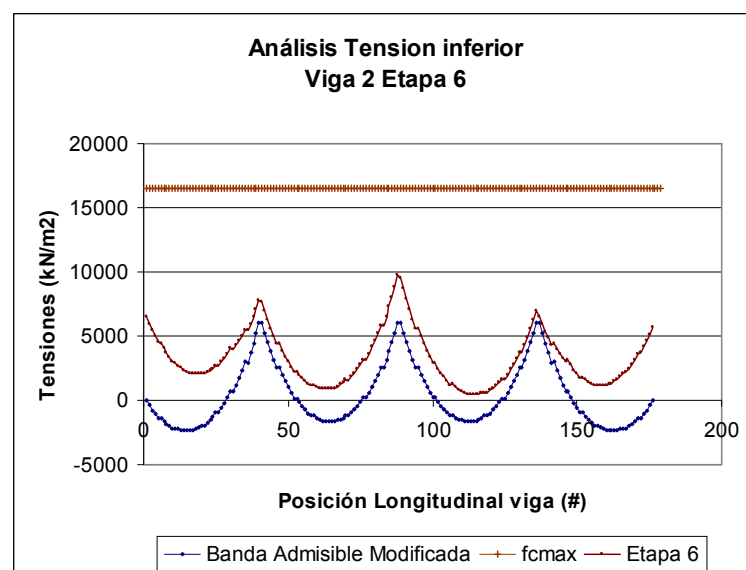


Figura 4. 89. Curva de tensiones para fuerza de pretensado de 8000 kN.

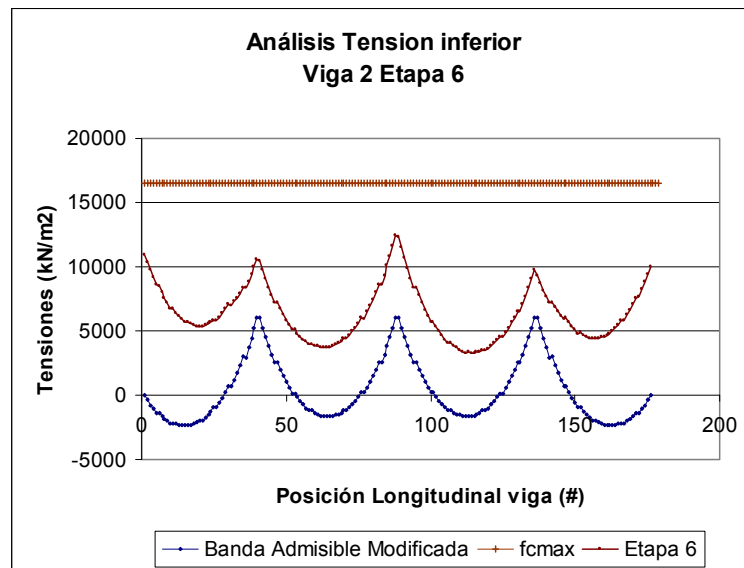


Figura 4. 90. Curva de tensiones para fuerza de pretensado de 16000 kN.

La aplicación de una fuerza que induzca tensiones muy ajustadas a la curva de referencia puede producir efectos no deseados en las aplicaciones posteriores de cargas, tanto en etapa network como en servicio. Sin embargo, el espíritu de reducción de fuerzas y material aplicado evitan que la curva de tensiones por fuerza de pretensado suba excesivamente.

A partir de ello, estas condiciones permiten comentar que la fuerza de pretensado a aplicar según la función de bondad se encuentra en un rango admisible definido por la BAM, que para un perfil optimizado por TEMEGA no debe ser menor que el parámetro de fuerza aplicado. Sin embargo, éste puede ampliarse si la solución según el criterio ingenieril hace disminuir el perfil del arco utilizado.

Para permitir abordar con mayores herramientas esta definición de criterio, se presentan en las (Tabla 4. 14, Tabla 4. 15) los resultados de esfuerzos en los diferentes elementos del puente. Obsérvese los resultados para perfiles C75x75 y C95x95 (con la precaución que los primeros no levantan el tablero).

Tabla 4. 14. Resultados para perfiles y péndolas según fuerza de pretensado (perfil C75).

Fuerza Pretensado (kN)	Factor Utilización (%)	Máximo axil Network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)
8000	0,369	354,3	1518,4	0,586
10000	0,365	354,4	1515,9	0,589
12000	0,361	354,6	1513,3	0,592
14000	0,356	354,8	1510,8	0,595
16000	0,352	354,9	1508,3	0,598

Tabla 4. 15. Resultados para perfiles y péndolas según fuerza de pretensado (perfil C95).

Fuerza Pretensado (kN)	Factor Utilización (%)	Máximo axil Network (kN)	Máximo axil Vertical (kN)	Flecha (cm)
8000	0,251	315,8	1530,2	0,21
10000	0,247	316,1	1528,2	0,21
12000	0,243	316,3	1526,2	0,21
14000	0,242	316,5	1541,1	0,15
16000	0,237	316,8	1537,3	0,17

El análisis del factor de utilización del perfil del arco muestra la poca relevancia que tiene la fuerza de pretensado exterior. Los aumentos de éste, tanto en el perfil C75x75 como en el C95x95, inducen una disminución lineal con una pequeña pendiente, tal como se presenta en la (Figura 4. 91).

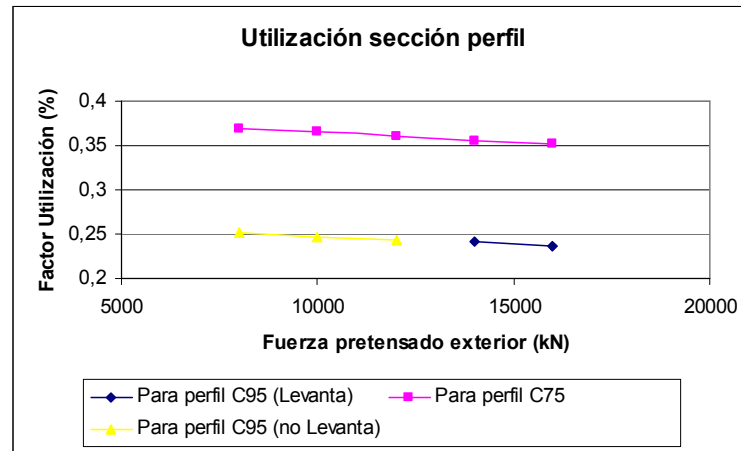


Figura 4. 91. Factor de utilización según fuerza de pretensado.

Si se analiza el caso de los esfuerzos en péndolas se aprecia que las tendencias son similares. En ambos casos las curvas muestran que los efectos del pretensado son prácticamente nulos en las péndolas network (Figura 4. 92).

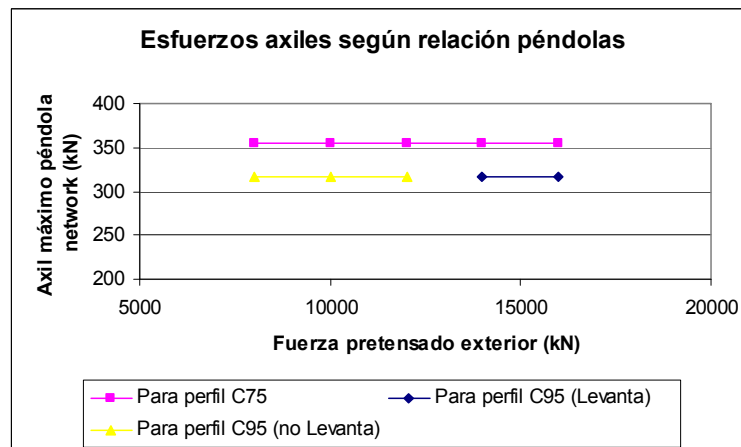


Figura 4. 92. Esfuerzo axil péndola network según fuerza de pretensado.

Para los dos perfiles los máximos esfuerzos siempre ocurren en etapa 3, produciéndose disminuciones de hasta 100 kN al llegar a la última etapa.

Por su parte, los axiles máximos en péndolas verticales presentan un proceso de disminución lineal en ambos tipos de perfiles, tal como se muestra en la (Figura 4. 93).

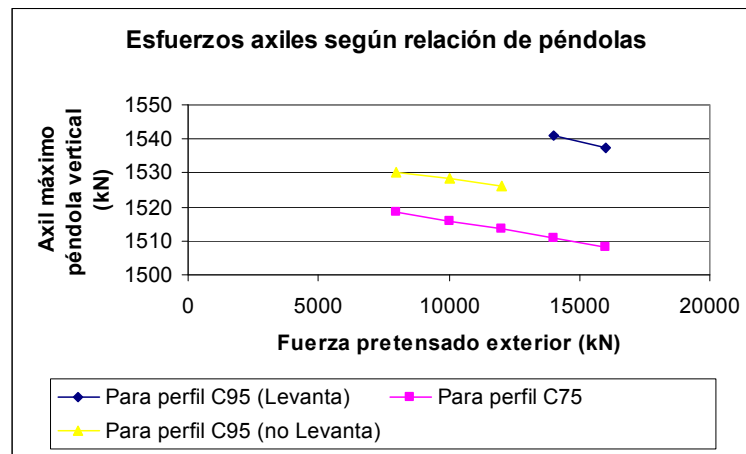


Figura 4. 93. Esfuerzo axil péndola vertical según fuerza de pretensado.

Este efecto tiene absoluta concordancia con los efectos que induce el pretensado exterior con ubicación excéntrica, pues al aumentar esta fuerza genera un esfuerzo que colabora con el proceso de levantamiento del tablero, en consecuencia a mayor fuerza, las péndolas necesitan menores tesados para poder levantar el tablero.

Esta colaboración se ve ratificada al observar los resultados en la (Figura 4. 94) del desplazamiento vertical en el tablero. En ellos se aprecia un aumento del valor a medida que aumenta la fuerza, aunque tal como se comentaba, este aumento es menor pues a pesar que existe una redistribución de esfuerzos entre péndolas y cuerdas que hace disminuir los esfuerzos en los elementos, se induce un margen de desplazamiento.

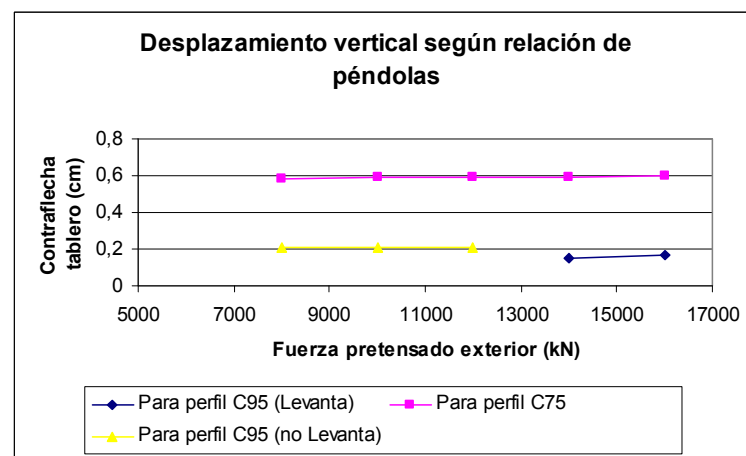


Figura 4. 94. Desplazamiento vertical según fuerza de pretensado.

Por lo tanto, se puede concluir que la aplicación de magnitudes mayores – menores de pretensado tiene un incidencia directa en la BAM a partir del desplazamiento de las curvas de tensiones, pero tiene una influencia menor en los otros elementos del puente. Por tanto las conclusiones presentadas respecto a la función de bondad del tablero quedan confirmadas.

### b) Excentricidad del pretensado exterior

La otra variable del par-variable pretensado exterior es la excentricidad del pretensado, el cuál es muy importante en el diseño del refuerzo mediante arcos. Ya se ha comentado la importancia estructural de este elemento como mecanismo de cierre del sistema de fuerzas internas en el arco. La justificación de su trazado recto por simplicidad, hacen que quede una

variable en estudio correspondiente a la excentricidad respecto a la fibra neutra de la sección del tablero.

En principio, dada la configuración y el concepto inicial de fondo, la ubicación debe quedar definida a una distancia 0 de la línea neutra. Sin embargo, el estudio de sensibilidad permite confirmar esta suposición y observar la influencia que tiene la modificación de esta ubicación en los diferentes elementos del puente.

Para el presente estudio se utilizan los resultados del proceso de optimización del perfil C95x95, y se presenta la confirmación de algunos puntos para la reducción del perfil a C75x75 considerando una fuerza de pretensado exterior constante (14000 kN).

Tabla 4. 16. Resultados función de bondad según ubicación de pretensado.

<b>Distancia (m)</b>	<b>Función Bondad (perfil C95)</b>	<b>Función Bondad (perfil C75)</b>
-0,3	83842446,4	83883014,1
-0,2	83728740,2	n/d
-0,1	83638143,0	n/d
0	251723,9	254176,3
0,1	187847650,1	n/d
0,2	187919809,7	n/d
0,3	188038600,4	188085593,1

Lo primero relevante es la gran diversidad de resultados obtenidos (en ambos perfiles, ver Tabla 4. 16). Se aprecia que se produce un levantamiento con cumplimiento de la BAM en ambos perfiles, tal como se esperaba tras la optimización mediante TEMEGA. A partir de allí cualquier modificación de la ubicación del pretensado induce problemas a la función de bondad del tablero. Los comportamientos son absolutamente esperados, pues si la ubicación del pretensado se ubica por debajo de la línea neutra sus efectos tienden a aumentar las tensiones en la BAM, generando en la función de bondad un incremento tal que no cumple los requisitos establecidos.

El comportamiento se aprecia en la (Figura 4. 95, Figura 4. 96). La primera presenta las tensiones para una excentricidad de 0,3 metros por debajo de la fibra neutra (-0,3 metros). En ella se observa que el fallo de la BAM esta asociado a aumentos en los bordes del tablero. Este efecto se produce por los momentos inducidos por el pretensado exterior en la zona de anclajes, los cuales se ven atenuados tras el paso de cada una de las péndolas verticales que actúan como flujos de tensiones hacia la cuerda superior.

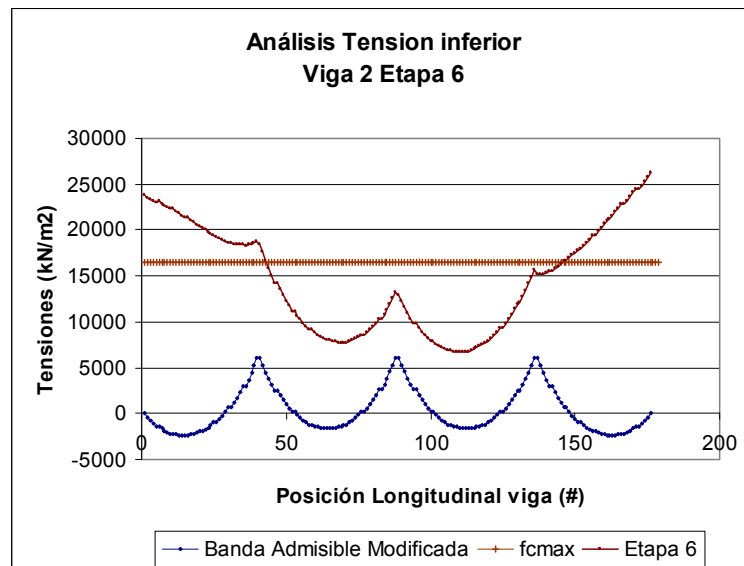


Figura 4. 95. Curva de tensión para posición de pretensado -0,3 metros.

Para confirmar este hecho se aprecia la (Figura 4. 96) correspondiente a una ubicación de 0,1 metros por debajo de la fibra neutra (-0,1 metros), en ella se ve que los momentos inducidos en el sector de bordes son menores dada la menor excentricidad, alcanzando valores límite de aceptación en la función de bondad del tablero. Esto hace pensar que reducciones de esta ubicación (entre -0,1 y 0 metros) generan estados de tensiones aceptables en el tablero.

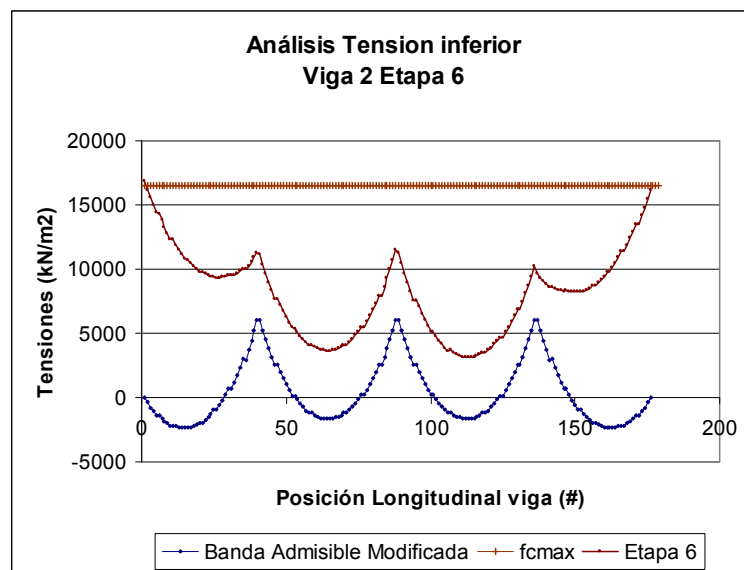


Figura 4. 96. Curva de tensión para posición de pretensado -0,1 metros.

Por el contrario si la ubicación es por sobre la línea neutra, la fuerza de pretensado inducida genera flectores que dificultan el proceso de levantamiento, observándose dicha incapacidad en la función de bondad del tablero mediante una penalización. Estos resultados se aprecian mejor en la (Figura 4. 97, Figura 4. 98).

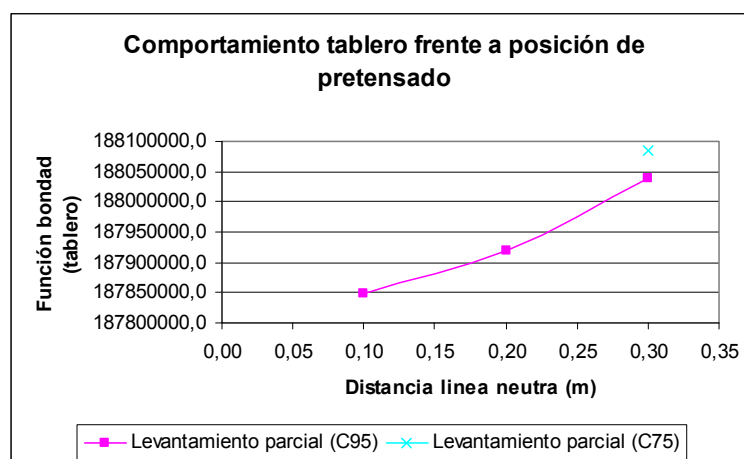


Figura 4. 97. Comportamiento función de bondad según ubicación, levantamiento parcial.

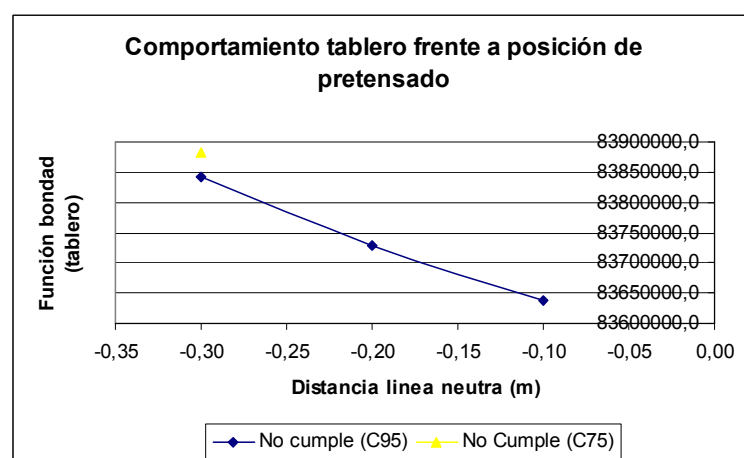


Figura 4. 98. Comportamiento función de bondad según ubicación, no cumple BAM.

Como se aprecia en ambos casos, la reducción del perfil empeora las condiciones del tablero. Esto también se puede observar en el caso de aceptación cuando el pretensado coincide con la línea neutra.

Se presenta a continuación el detalle de los resultados para perfiles C95x95. Se incorpora en el estudio las reacciones horizontales y verticales para observar posibles beneficios en el estribo al modificar el sistema interno de esfuerzos. Todos estos resultados se comparan también con los valores obtenidos en los casos extremos (0,3; 0; -0,3) para perfiles C75x75. (Tabla 4. 17, Tabla 4. 18).

Tabla 4. 17. Resultados para perfiles y péndolas según excentricidad de pretensado (perfil C95).

Distancia (m)	Factor Utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)	Reacción Horizontal (kN)	Reacción Vertical (kN)
-0,3	0,245	265,3	1634,3	3,28	16504	1910
-0,2	0,244	295,5	1648,5	1,58	16748	2152
-0,1	0,24	317,3	1504	0,697	17027	2423
0	0,242	316,5	1541,1	0,15	17324	2668
0,1	0,218	313	1467,1	0,53	17323	2588
0,2	0,2	309,6	1414	0,815	17330	2521
0,3	0,18	306,6	1351,8	1,12	17320	2646

Tabla 4. 18. Resultados para perfiles y péndolas según excentricidad de pretensado (perfil C95).

Distancia (m)	Factor Utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)
-0,3	0,321	284,1	1460	4,28
0	0,356	354,8	1510,8	0,595
0,3	0,304	327,7	1449,3	1,44

Al analizar el factor de utilización del perfil del arco, se observa que a medida que va bajando la ubicación del pretensado hay un incremento de la utilización del perfil. Esto no se aprecia en el caso del perfil C75x75, donde hay un máximo muy claro. Sin embargo, esta situación se debe a la falta de datos, dado que no se produce levantamiento del tablero. En el caso C95x95, si bien hay un incremento progresivo partiendo de un mínimo asociado a los -0,1 metros, éste se da solamente en los valores de la función bondad en que no cumple con la BAM, dado que el caso de la línea neutra sufre un aumento en la utilización del perfil. La descripción se aprecia en la (Figura 4. 99)

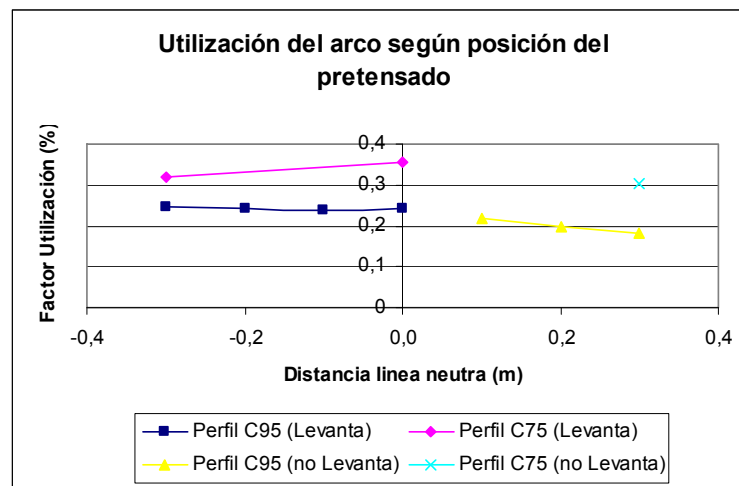


Figura 4. 99. Factor de utilización según ubicación pretensado.

La razón de este aumento se debe al mayor flujo de esfuerzos por las péndolas verticales a medida que la distancia se incrementa, en detrimento del uso de axiles máximos en las péndolas network. Esto genera un proceso de focalización de tensiones en el arco que induce al aumento de la utilización del perfil. En la (Figura 4. 100) se presenta la distribución de axiles en péndolas network para el caso de -0,3 metros de posición del pretensado. Se observa claramente el efecto antes mencionado, llegando a ser extremo el problema de la inutilidad de acción de estas péndolas pasivas.



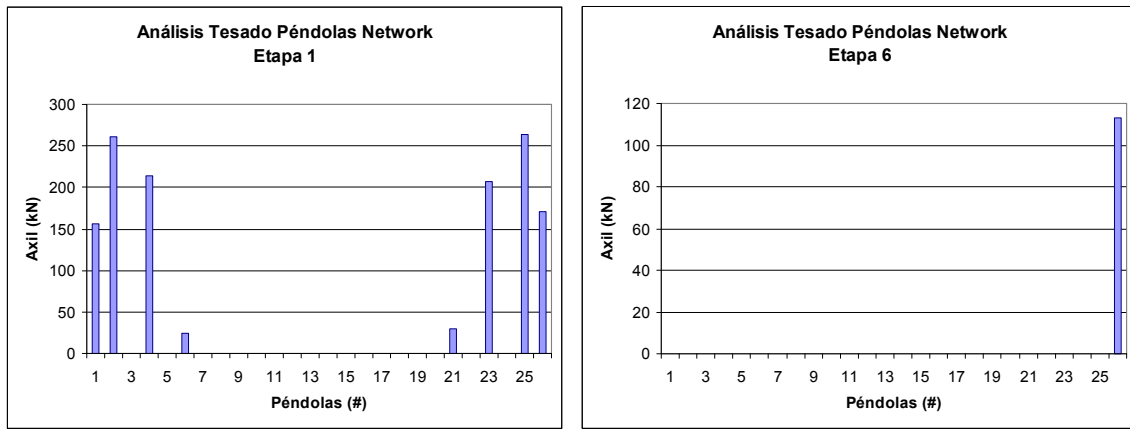


Figura 4. 100. Distribución de esfuerzos axiles en péndolas network. Caso -0,3 metros.

Nótese la diferencia al acercar la posición del pretensado a -0,1 metros respecto a la línea neutra (Figura 4. 101). En este caso la distribución de tesado en péndolas network aumenta, lo que permite la disminución del factor de utilización del perfil del arco.

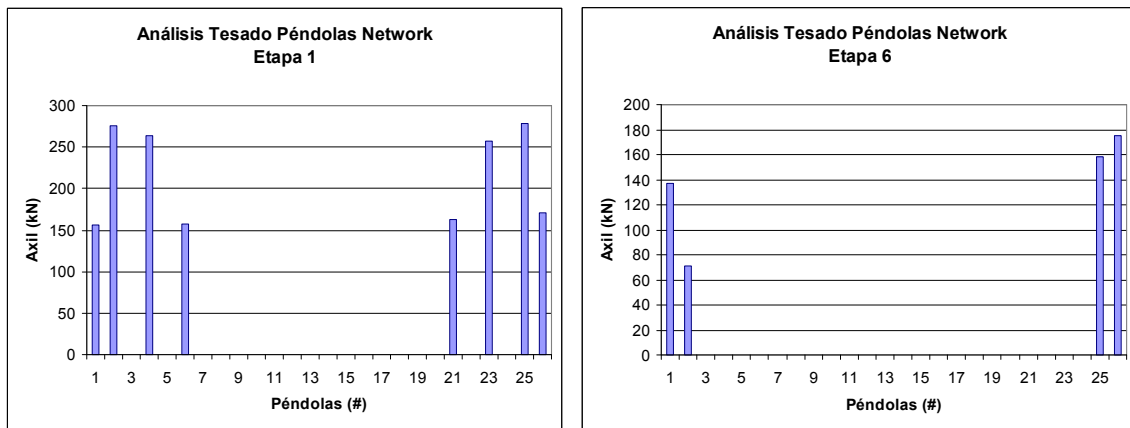


Figura 4. 101. Distribución de esfuerzos axiles en péndolas network. Caso -0,1 metros.

Cabe mencionar que todos estos procesos se dan en una vecindad de esfuerzos muy cercana, por lo cual las diferencias de valores son poco significativas en términos de resistencias en el arco. Para observar este comportamiento de las péndolas se presentan las (Figura 4. 102, Figura 4. 103).

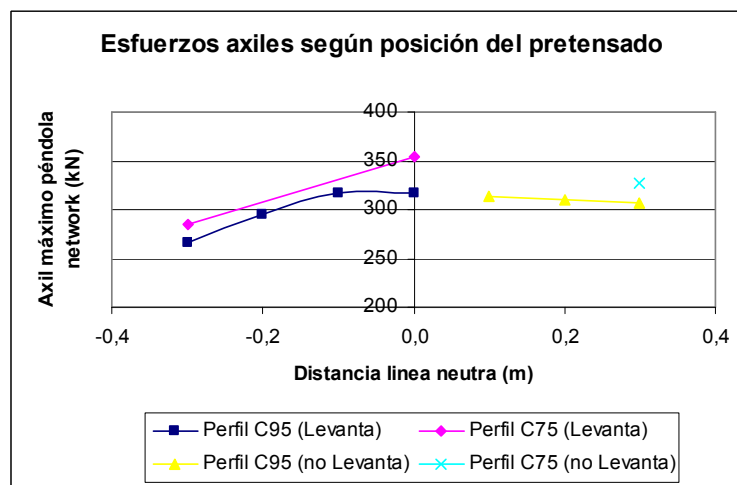


Figura 4. 102. Esfuerzo axil en péndolas network según ubicación pretensado.

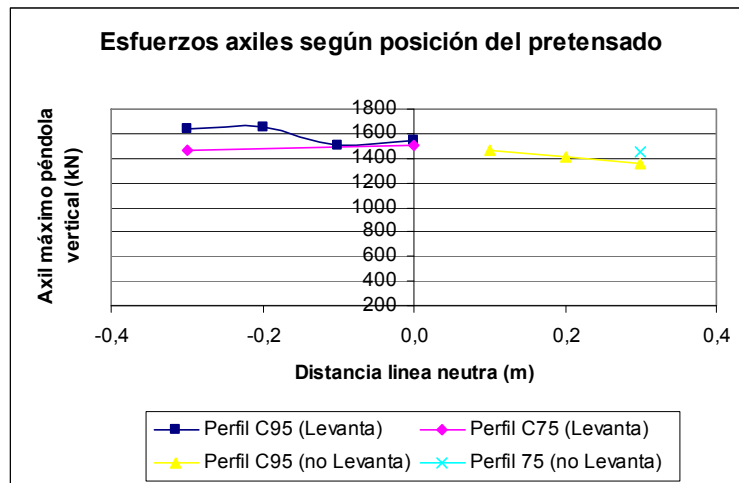


Figura 4. 103. Esfuerzo axil péndola vertical según ubicación de pretensado.

Otro punto de mucha relevancia es el desplazamiento vertical que experimenta el tablero. Ya se puede intuir, por la función de bondad del tablero, que estos desplazamientos máximos para el caso de distancias negativas son considerables, dado el no cumplimiento de las tensiones en el tablero. Por otro lado, los desplazamientos en el caso de distancias positivas corresponden a valores máximos registrados en apoyos liberados, considerando que el tablero no ha podido ser levantado íntegramente. La (Figura 4. 104) muestra estas consideraciones.

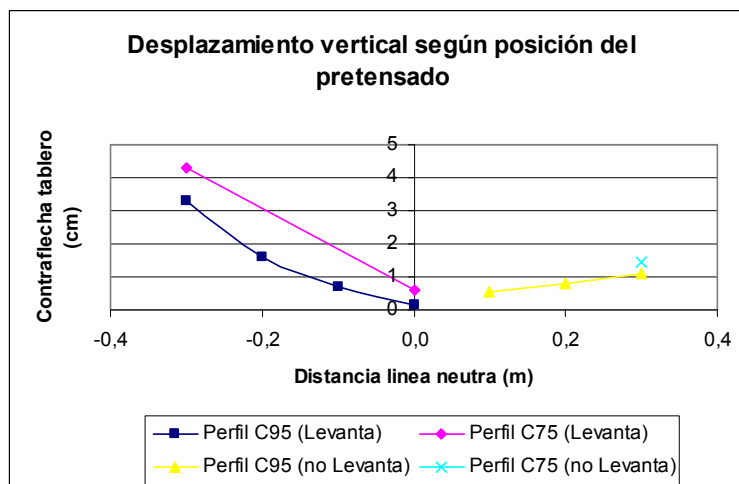


Figura 4. 104. Desplazamiento vertical según ubicación pretensado.

Lo que se aprecia es una disminución importante del desplazamiento, pasando de casi 3 cm a menos de 1, considerando el mínimo para la ubicación del pretensado en la línea neutra. Siempre es bueno recordar que el proceso se optimiza a este punto, sin embargo es interesante destacar la diferencia sustancial entre la ubicación del pretensado y el incremento de levantamiento, que en una aproximación podría ser de 1 centímetro de flecha ascendente por cada 10 centímetros de excentricidad del pretensado. En consecuencia la influencia de la posición tiene una importancia altísima en el comportamiento general del tablero del puente y en los buenos resultados del proceso de levantamiento.

Finalmente, se presentan los resultados para las reacciones horizontales y verticales en los apoyos de estribos. En este caso sólo se trabaja con los resultados del perfil C95x95.

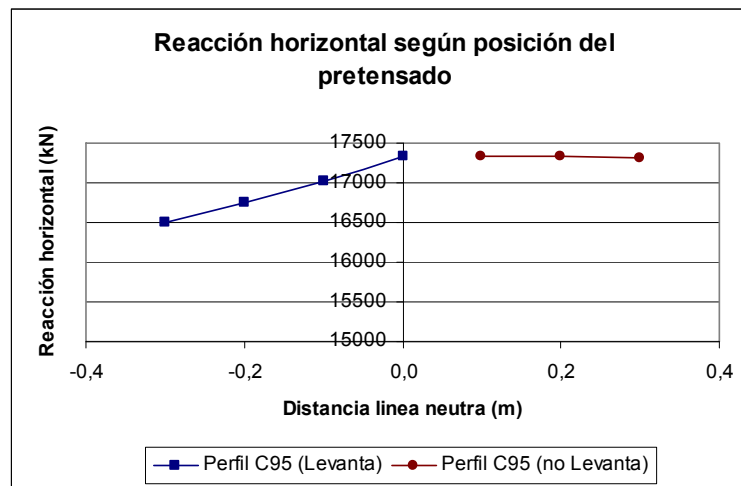


Figura 4. 105. Reacción horizontal según ubicación de pretensado.

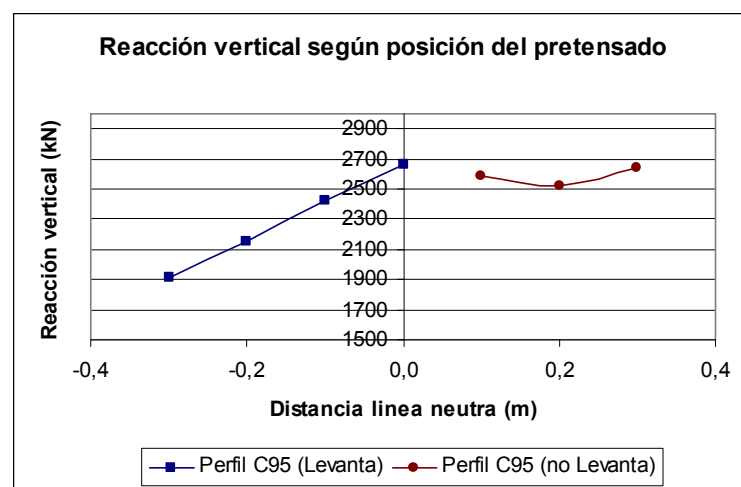


Figura 4. 106. Reacción vertical según ubicación de pretensado.

Las (Figura 4. 105, Figura 4. 106) presentan un comportamiento lineal e incremental al acercarse a la línea neutra, lo cual hace pensar en la posibilidad de aprovechar estas reducciones, especialmente en términos de reacción vertical, en casos que el terreno de apoyo no presente la capacidad resistente lo suficiente para soportar estos incrementos de carga producidos por el cambio del esquema estático.

En cuanto a la reacción horizontal, los efectos beneficiosos son sólo parciales, dado que la reducción se genera en la medida que la fuerza de pretensado es aplicada, sabiéndose que su aumento puede inducir a situaciones en que la curva de tensiones en el tablero se acerque peligrosamente a los límites superiores de la BAM. Por ejemplo, en ambos casos en estudio se aprecian aumentos significativos, (cerca de los 1000 kN).

A partir de ello puede comentarse que el uso de excentricidades en el pretensado exterior produce efectos negativos en la función de bondad e inacción de péndolas network, lo que hace tomar con mucha cautela los posibles factores beneficiosos en relación a las reacciones verticales y horizontales en los apoyos.

Una utilización adecuada de estos resultados apuntan a permitir cierto grado de descentrado en el pretensado, dentro del rango de cumplimiento de la BAM (-0,1 a 0 metros), en

donde se puede apreciar parte de las reducciones de reacciones y a la vez una correcta distribución de los axiles en péndolas verticales y network.

#### 4.3.2.6. Inercia de las vigas transversales

El último parámetro en estudio se relaciona con uno de los elementos existente en el tablero: las vigas transversales o diafragmas. Hasta este punto los efectos analizados han sido dirigidos a las piezas longitudinales del puente y elementos de refuerzo; sin embargo, otro de los puntos críticos en el análisis de refuerzo mediante arcos es la participación de las vigas transversales. En algunos tipos de tablero su aplicación en obra nueva esta muy limitada y en ocasiones sólo aplicadas a sectores de apoyo. En los casos presentados de puentes existentes, su uso es intensivo participando como elementos de distribución de esfuerzos en el tablero y como parte de los elementos resistentes frente a cargas excéntricas o transversales en el plano horizontal.

En el caso de proyectos de refuerzo, este tipo de elemento toma mayor relevancia en cuanto a cargas laterales como sismo (Rongish 2011) o viento, pero también en su capacidad resistente a momentos flectores producto de la acción de péndolas verticales o network. Parte de su estudio y de la definición de arcos centrados o laterales se aprecia en Valenzuela (2010) donde se presenta la problemática de esfuerzos diferentes a los definidos en etapa de diseño para estos elementos.

A partir de lo anterior, y en vista de los resultados de las referencias, el uso de las vigas transversales como elemento colaborador esta supeditado a posibles modificaciones estructurales, o bien a la aplicación de refuerzos. En cuanto a estos últimos, las líneas de trabajo apuntan a refuerzos que aumenten la capacidad resistente a flexión de las vigas y en algunos casos a compresión. El uso de refuerzo mediante fibras de carbono, recrecidos de hormigón (canto del elemento), o bien la aplicación de pretensado transversal son parte de las alternativas barajadas según sea las necesidades particulares del puente a reforzar.

A partir de estas consideraciones se presenta el siguiente estudio de inercias de vigas transversales en el proceso de tesado y levantamiento del tablero. Para ello se ha propuesto el trabajo mediante el proceso de optimizado de perfiles C95x95, con una comparación a casos con perfil reducido de C75x75.

El estudio se divide en dos casos. El primero de ellos (caso a), se realiza emulando el aumento de resistencia mediante un recrecido de la pieza de hormigón, asumiendo que se mantiene la geometría general de la viga transversal sólo aumentando su canto. En el caso (b) el aumento de resistencia de la pieza no se realiza con aumento de canto, sino aumentando directamente la inercia, intentando simular la aplicación de refuerzos ligeros como fibras de carbono en la zona traccionadas.

Estas diferencias no sólo son conceptuales, sino que tienen una repercusión en las cargas aplicadas en el puente, dado que el caso (a) considera aumentos de inercia en relación a aumentos de masa de la estructura que deberá soportar, el caso (b) es simplemente el efecto de aumento de inercia. Con lo cual permite observar las ventajas de uno u otro caso en cuanto a aumentos de peso.

Se presenta las (Tabla 4. 19, Tabla 4. 20) con los resultados para perfiles C95x95 y C75x75 de la función de bondad del tablero, para los casos (a) y (b).

Tabla 4. 19. Resultados función de bondad según inercia viga transversal (caso a).

Relación Inercia (%)	Inercia (m <sup>4</sup> )	Altura viga (m)	Función Bondad (C95)	Función Bondad (C75)
50	0,0127	0,603	252482,0	256962,0
100	0,0253	0,76	252713,3	257146,9
200	0,0506	0,93	33637901,7	257033,8
300	0,0759	1,103	33637422,1	256722,9

Tabla 4. 20. Resultados función de bondad según inercia viga transversal (caso b).

Relación Inercia (%)	Inercia (m <sup>4</sup> )	Altura viga (m)	Función Bondad (C95)	Función Bondad (C75)
50	0,0127	0,76	n/d	256436,7
100	0,0253	0,76	n/d	257146,9
200	0,0506	0,76	n/d	257653,2
300	0,0759	0,76	n/d	257855,8

Si se analiza primero el caso (a) se aprecia que el incremento de peso en la estructura hace que para perfil C95x95, el proceso de levantamiento sólo sea posible para relaciones iguales o menores de inercia, lo cual tiene completo sentido dado el proceso de optimización utilizando TEMEGA. De tal manera el estudio toma mayor valor al analizar el perfil C75x75. En este caso es posible realizar un levantamiento en todos los aumentos de inercia, consiguiendo en cada punto de estudio valores de la función de bondad aceptables, tal como lo muestra la (Figura 4. 107).

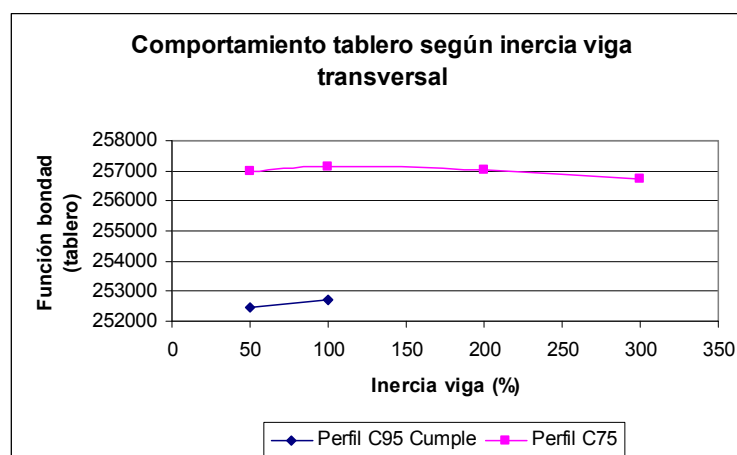


Figura 4. 107. Comportamiento función de bondad según inercia de viga transversal.

En ella se observa como la curva presenta un máximo asociado a incrementos de inercia cercanos a 150%, a partir de allí se producen mejoras en la función objetivo. Esto indica que el aumento de peso favorece el estado tensional del tablero, para ello se detalla a continuación las curvas de tensiones para la viga central (Figura 4. 108, Figura 4. 109).

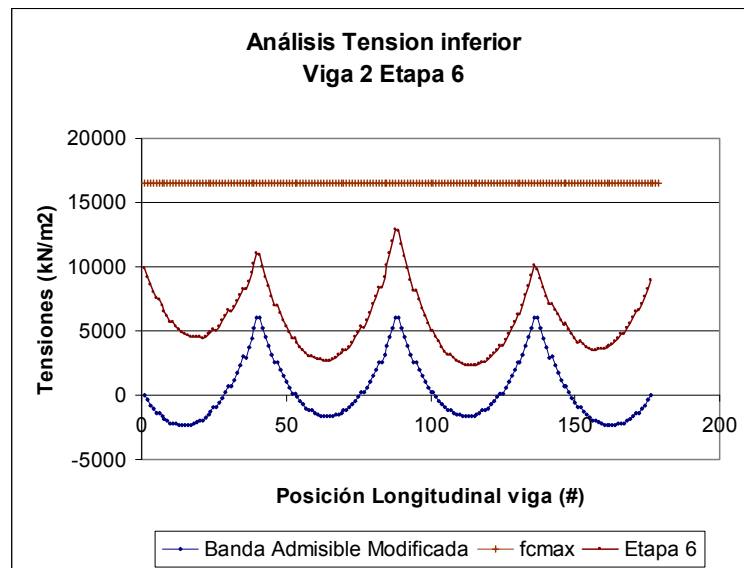


Figura 4. 108. Curva tensiones según inercia de viga central (inercia 50%).

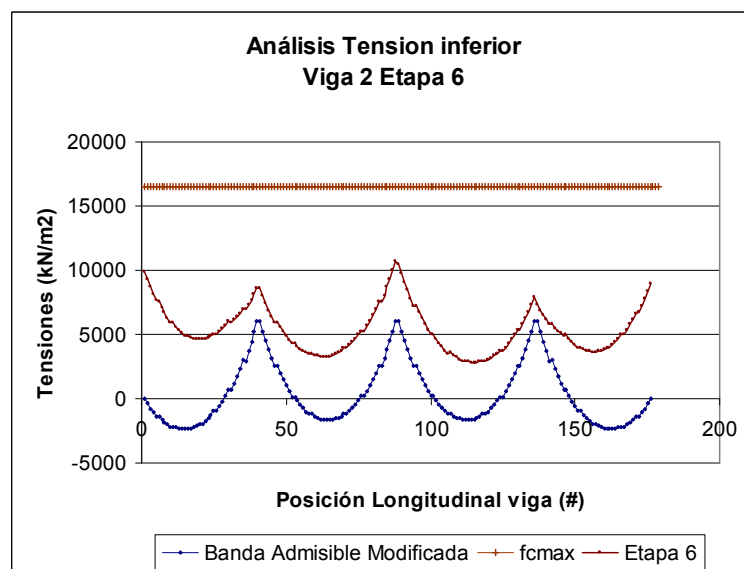


Figura 4. 109. Curva tensiones según inercia de viga central (inercia 300%)

Se aprecia que en las vigas centrales las tensiones positivas en los picos (sector de apoyos) se ven reducidas al aumentar la inercia, debido como se comentaba al aumento de peso, esto hace acercar las curvas de tensiones a las de referencia.

Por lo tanto, la razón de la mejoría en la función de bondad está en el aumento, no sólo de la capacidad de inercia a flexión de la pieza, sino también del aumento de peso.

Adicionalmente, se aprecian otros beneficios que se traducen en la capacidad de transmisión transversal de los esfuerzos. Esta condición se aprecia en la relación de las curvas de tensión de las vigas longitudinales en los casos de 50% y 300% de inercia (Figura 4. 110, Figura 4. 111). En ellos se aprecia una disminución del estado tensional en la viga central y un aumento de las vigas exteriores.

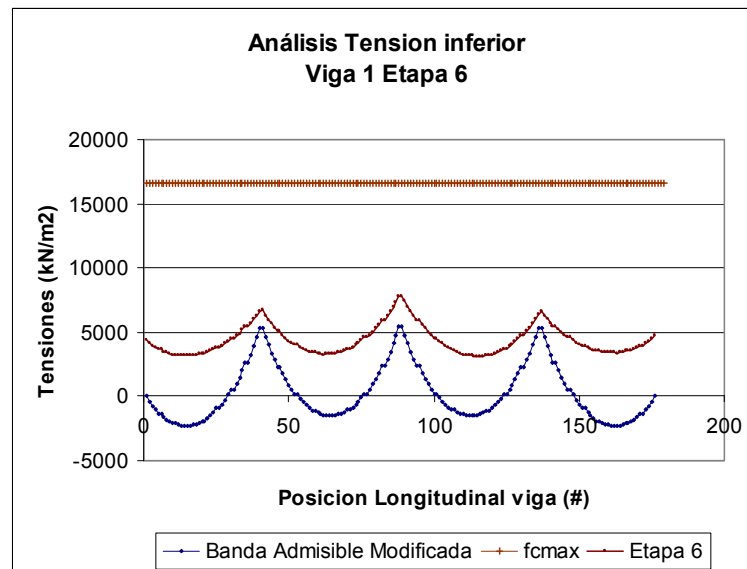


Figura 4. 110. Curva tensiones según inercia de viga exterior (inercia 50%).

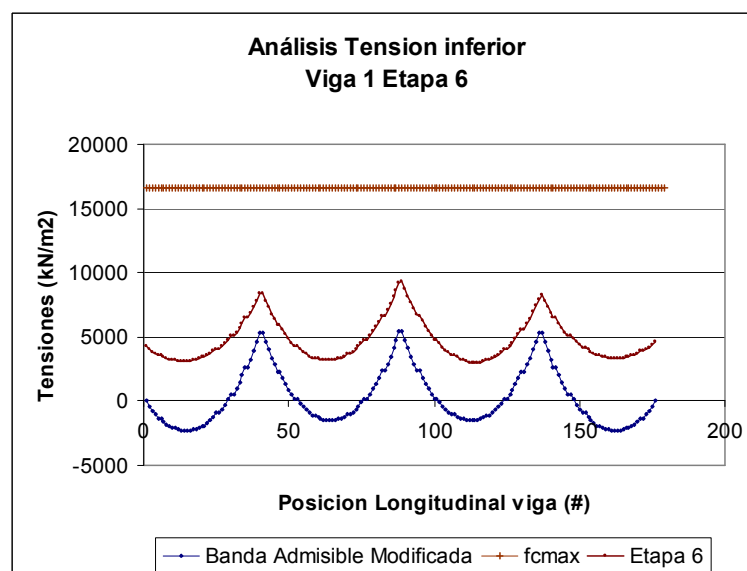


Figura 4. 111. Curva tensiones según inercia de viga lateral (inercia 300%).

En estos casos se aprecia como, inversamente a lo que ocurre con la viga central, las curvas de tensiones en la viga exterior tienden a alejarse de las curvas de referencia, generando una diferencia de tensiones entre la viga central y las exteriores menor cuanto mayor sea la inercia de la viga transversal. En principio, esta situación debiese empeorar la función bondad (por alejamiento de la viga exterior), sin embargo lo que ocurre es que existe una tasa menor de alejamiento de las tensiones en la viga exterior respecto a la central. Esto induce a pensar que existen mínimos en la función bondad a partir de aumentos en la inercia de la viga por aumento del canto.

¿Cuáles son los efectos en la capacidad resistente de la viga transversal?. Como se puede intuir, el aumento de la sección aumenta esta resistencia y en consecuencia la curva de tensión de referencia genera áreas de aceptación mayores. Esto es evidente, pero al observar las curvas de tensiones para este elemento, es posible percatarse que el aumento necesario para evitar la fisuración es altísimo tal como se aprecia en la (Figura 4. 112) para inercia de 300%.

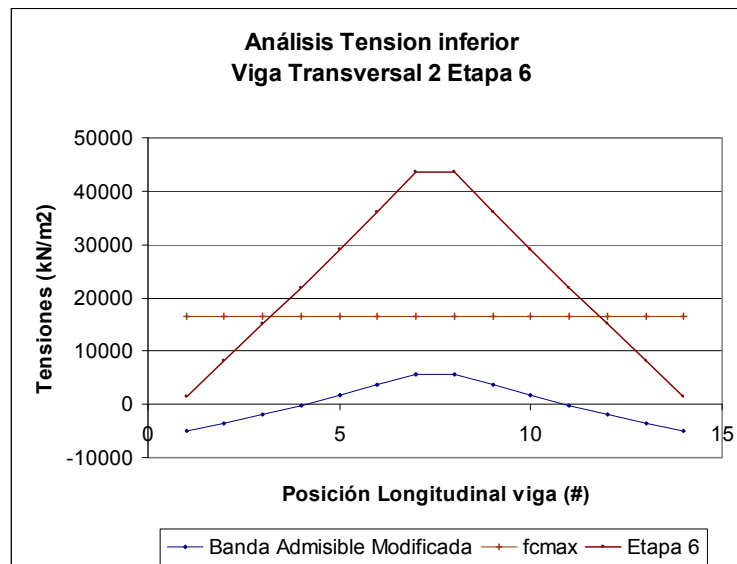


Figura 4. 112. Curva tensiones según inercia de viga transversal (inercia 300%).

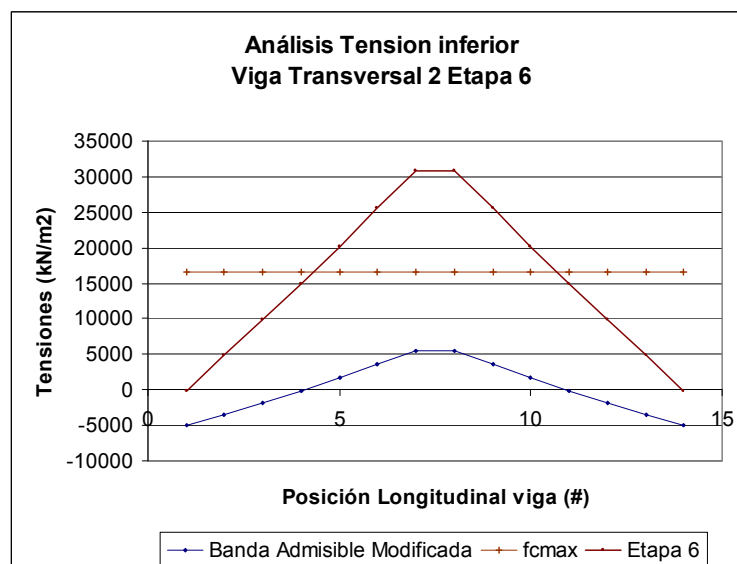


Figura 4. 113. Curva tensiones según inercia de viga transversal (inercia original).

El elemento con un 300% de inercia adicional, queda fisurado a compresión por más de 25 MPa de tensión, lo cual con los incrementos dado por alturas adicionales de las vigas no logra compensar el aumento de peso inducido, dada la nueva condición de esquema estático que presenta el puente en esta etapa 6. Para el caso del 300% de aumento de inercia, la curva de tensión de referencia pasa de tener máximos alrededor de los 5000 kN a un orden 6500 kN, es decir incrementos de 1000 kN, un orden menos de magnitud de lo solicitado por el proceso constructivo. En vista de ello, la única posibilidad de utilizar este tipo de refuerzo es considerando una mejora del material, es decir, el recrecido debe contemplar hormigones de resistencias superiores, que para el caso presentado deben rondar los 50 MPa.

Dado estos resultados es interesante ver los resultados comparados con incrementos de inercia, sin aumentos de masas (canto de viga), tal como lo refleja la (Figura 4. 114).



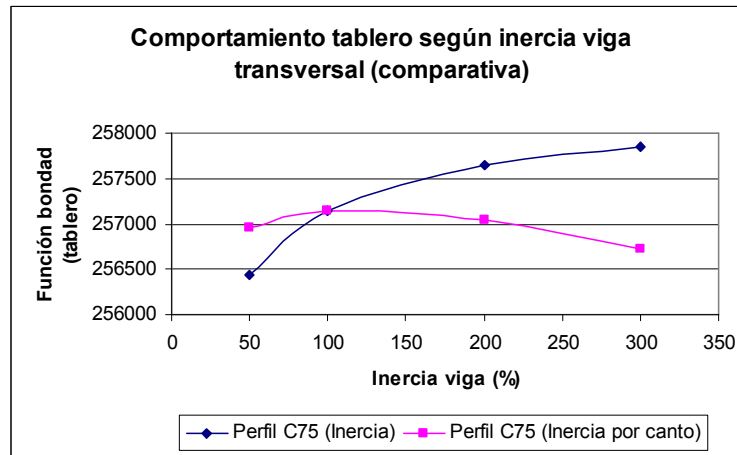


Figura 4. 114. Comportamiento función de bondad según inercia viga (comparativa).

En términos de la función de bondad del tablero, se aprecia que a diferencia del incremento de canto, el caso (b) a medida que aumenta la inercia se produce un empeoramiento de la función bondad. El análisis detallado para una inercia de 300% entrega curvas de tensión que a simple vista entrega resultados generales muy similares al caso (a); sin embargo, las diferencia se da por la sumatoria de pequeñas diferencias entre cada caso, asociadas fundamentalmente a la viga central, donde es peor en todas las etapas la función de bondad (con mayor importancia en las primeras etapas). En cambio en la viga exterior existe un peor comportamiento sólo en las tres primeras etapas del proceso de levantamiento. A modo de ejemplo se presenta la comparación de la viga 2 (central) en primeras etapas en cada caso, donde puede observarse las pequeñas diferencias entre uno y otro caso (Figura 4. 115, Figura 4. 116).

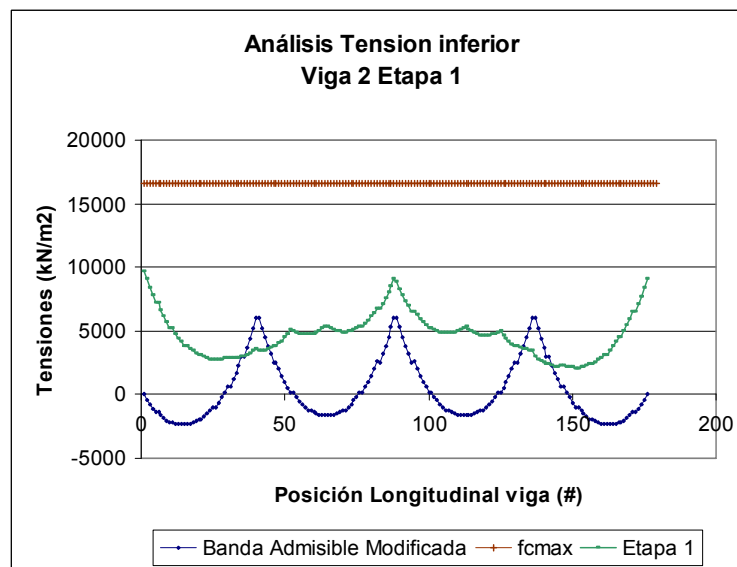


Figura 4. 115. Curva tensiones para inercias de 300% por canto.

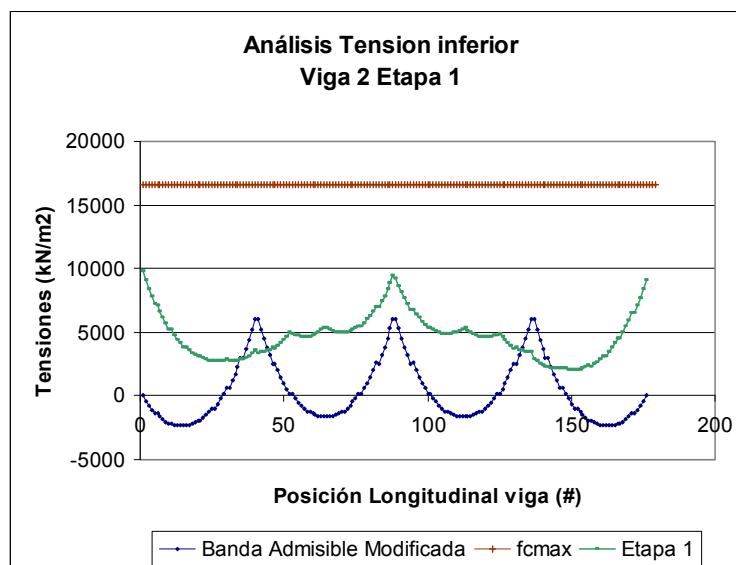


Figura 4. 116. Curva tensiones para inercias de 300% sin canto.

Esta situación permite comentar que los efectos positivos que induce el aumento de inercias mediante canto en la función de bondad, no son suficiente para conseguir que las vigas transversales trabajen adecuadamente (tanto en resistencia como en su capacidad) debido a que no compensan los esfuerzos añadidos generados por el aumento del peso de las vigas transversales, incluso en términos de distribución transversal.

A ello debe sumársele el tema de costos económicos y técnicos para conseguir inercias similares al recrecido de la viga.

En las (Tabla 4. 21, Tabla 4. 22) se presentan los resultados para los diferentes perfiles, según esfuerzos y desplazamientos, para el caso (a).

Tabla 4. 21. Resultados para perfiles y péndolas según inercia viga transversal (perfil C95).

Inercia viga transversal (%)	Factor de utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)
50	0,241	314,4	1531,2	0,19
100	0,242	316,5	1541,1	0,15
200	0,241	318	1539,7	0,154
300	0,243	319,1	1552,5	0,11

Tabla 4. 22. Resultados para perfiles y péndolas según inercia viga transversal (perfil C75).

Inercia viga transversal (%)	Factor de utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)
50	0,355	352,1	1500,2	0,633
100	0,356	354,8	1510,8	0,595
200	0,359	356,6	1521,8	0,556
300	0,361	357,9	1532,9	0,517

El comportamiento en términos globales presenta una similitud para ambos perfiles. Salvo algunos cambios en los máximos en axiles de las péndolas verticales, se ve una completa sincronía en cada una de las curvas.

En particular, el factor de utilización presenta un leve incremento, más claro para el caso del perfil C75x75, pero que en términos generales se puede plantear como una invariabilidad a partir del incremento de inercias (Figura 4. 117).

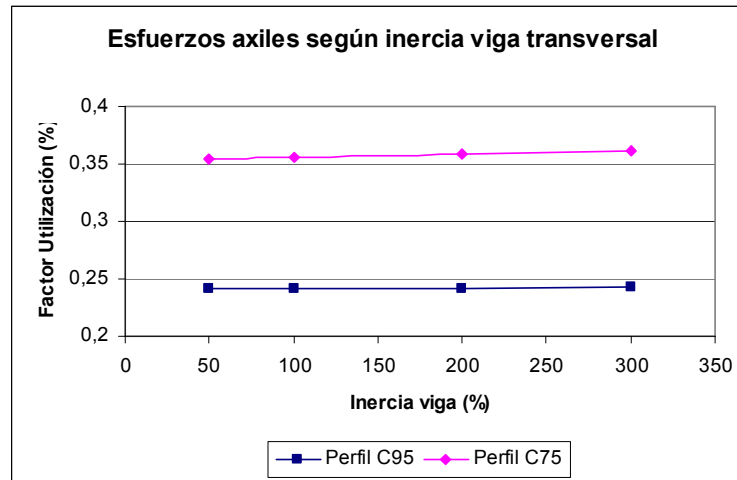


Figura 4. 117. Factor de utilización del perfil del arco según inercia viga transversal.

Respecto a los esfuerzos en péndolas, se aprecia un incremento muy leve de los axiles en péndolas network que pareciese tender a un valor máximo de manera asintótica especialmente para el caso del perfil C95x95 (Figura 4. 118). El caso de péndolas verticales presenta un aumento algo más significativo, donde para el perfil C95x95 existe un valle en la progresión (Figura 4. 119).

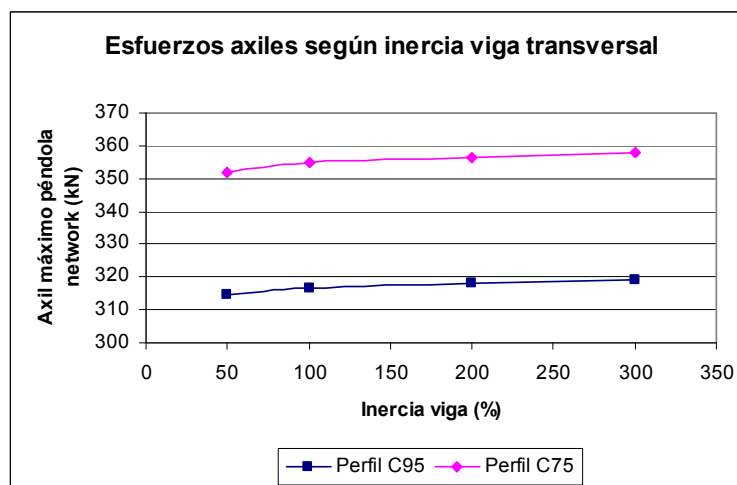


Figura 4. 118. Esfuerzo axil de péndolas network según inercia de viga transversal.

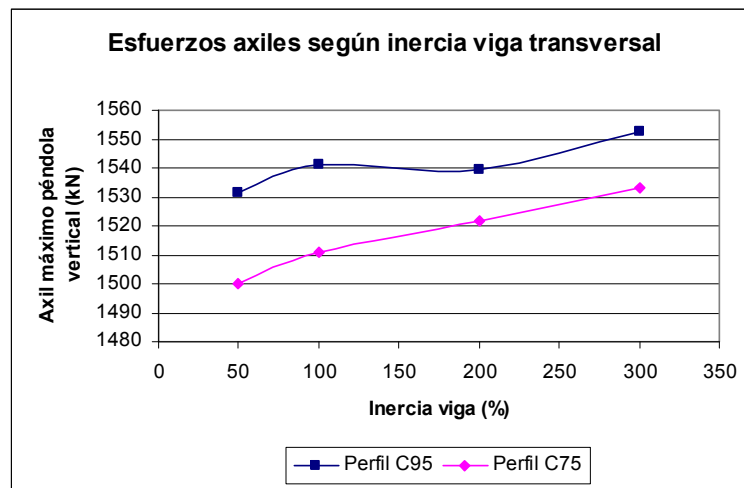


Figura 4. 119. Esfuerzo axial de péndolas verticales según inercia de viga transversal.

Precisamente, es esta situación la que genera una perturbación en las curvas de desplazamiento vertical del tablero, donde el descenso casi lineal se ve interrumpido por dicho escalón, asociado a la pérdida de tesado máximo en la péndola vertical (Figura 4. 120).

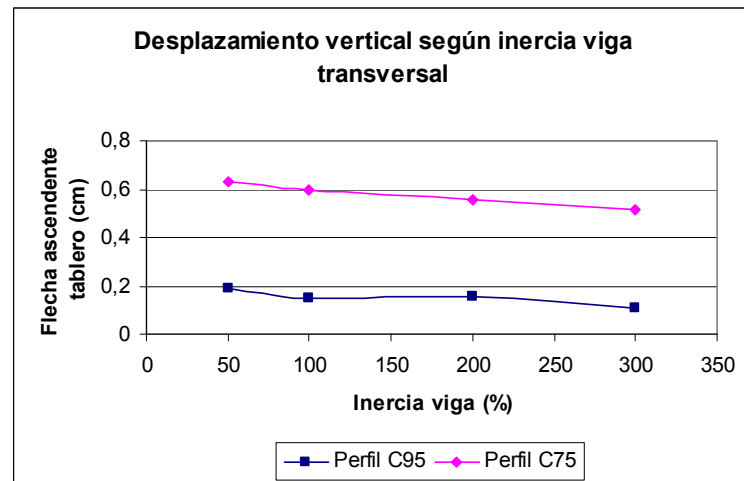


Figura 4. 120. Desplazamiento vertical según inercia de viga transversal.

Puede comentarse que el incremento de inercia por aumento de canto en las vigas transversales tiene un efecto limitado sobre el resto de elementos estructurales del puente, incluso para efectos tensionales en el tablero su importancia es reducida. En consecuencia su aplicación y uso está ligado a aspectos de redistribución de esfuerzos como por temas locales de elemento como puede ser la capacidad de resistencia puntual de péndolas, o los efectos de cargas laterales (para mayor detalle ver capítulo de cargas de servicio 5.)

Ahora bien, al presentarse los resultados para cambios de inercia sin aumento de canto se tiene que al no existir ese aumento de masa en el sistema, cada uno de los parámetros estudiados presentan un comportamiento aun más constantes tal como lo refleja la (Tabla 4. 23) y las gráficas comparativas (Figura 4. 121, Figura 4. 122).

Tabla 4. 23. Resultados para perfiles y péndolas según inercia viga transversal (sin canto).

Inercia viga transversal (%)	Factor de utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)
50	0,357	352,8	1510,5	0,595
100	0,356	354,8	1510,8	0,595
200	0,356	356,1	1510,7	0,597
300	0,356	356,6	1510,5	0,599

Esto indica que las modificaciones en la curva se asocian más bien al aumento de peso a levantar que a los efectos propios del aumento de inercia en las vigas transversales. Salvo pequeñas modificaciones en el factor de utilización al 50%, y a un aumento similar al caso de aumento de inercia por aumento de canto no existen mayores alteraciones como se aprecia a continuación.

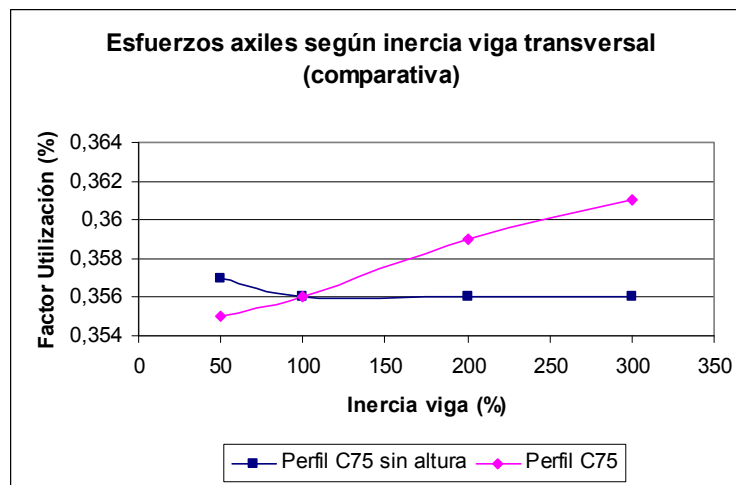


Figura 4. 121. Factor de utilización del perfil del arco según inercia viga transversal.

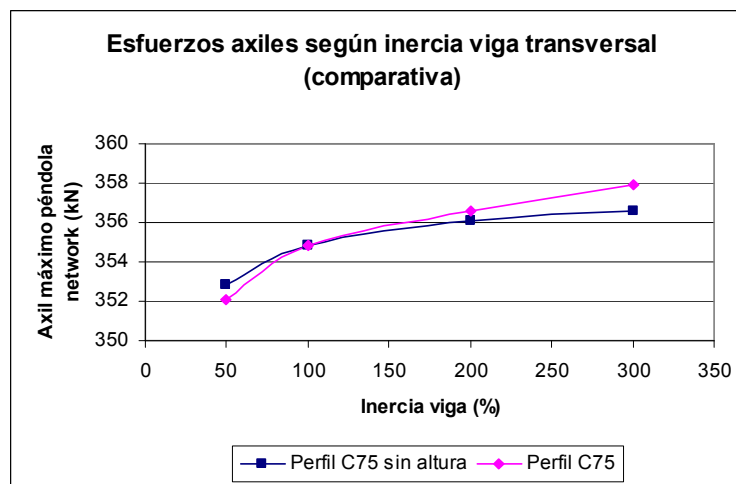


Figura 4. 122. Esfuerzo axil péndola network según inercia viga transversal.

En consecuencia estos resultados permiten confirmar el planteamiento dado, respecto a considerar el aumento de inercia en vigas transversales sólo frente efectos locales y cargas laterales.

#### 4.3.2.7. Estudios complementarios: Puente Puangue.

El estudio de sensibilidad realizado a partir del puente San Luis requiere de un complemento en algunos puntos que permitan ratificar los enunciados presentados, para ello se hace uso del puente Puangue, el cual presenta las ventajas comparativas de mantener una estructura similar al San Luis. Por esta razón se utiliza para intensificar el estudio en tres puntos: perfil del arco, relación flecha/luz y configuración de las péndolas network. Junto con ello, las diferencias que presenta en el tablero al incorporarse un mayor número de vigas transversales, a las dimensiones de las vigas longitudinales, la asimetría de la posición de las pilas y la longitud total del puente permiten indagar en aspectos hasta el momento no tratados.

Para ello se detallan los siguientes apartados, los cuales utilizan modificaciones del puente Puangue basado en criterios de modelización y de capacidades resistentes. En particular se trabaja con las hipótesis realizadas en Rongish (2011) respecto a la disposición del tablero y la configuración de péndolas network, además de una hipótesis de modelización similar a la presentada en el puente San Luis, tanto de vigas longitudinales como de configuración network, lo que permite rescatar observaciones comparables entre cada uno de los modelos.

##### a) Longitud total

El primer punto de estudio es la influencia que tiene el aumento de la longitud total del puente. El puente Puangue presenta un total de 71,85 metros a diferencia del puente San Luis que sólo alcanza los 60 metros, lo que equivale a casi un 20% más de longitud. A pesar de este aumento se mantiene una configuración de 3 apoyos intermedios.

Según los criterios del cambio estructural presentados, la tendencia es realizar un cambio del esquema estático utilizando tres péndolas verticales ubicadas en los tres apoyos intermedios, esto implica que cada uno de ellos requiere un mayor tesado asociado al aumento de carga por peso propio tributaria que debe levantar, tanto por la longitud de cada una de las vigas como por la incorporación de las vigas transversales.

Por lógica, si se utiliza el mismo criterio de orden y magnitud de tesado obtenido para el puente San Luis, surge la incapacidad de levantamiento del tablero. Esta situación se ve reflejada al aplicar los porcentajes del San Luis en las magnitudes de tesado y orden definido como:

Orden de tesado: Central – Derecha – Izquierda  
Porcentaje de magnitud: 87 – 50 – 58 %

El resultado de esta combinación entrega una función de bondad para el puente Puangue equivalente a 333485142. Este valor indica la incapacidad total de levantamiento, es decir, el aumento de peso no es compensado por la capacidad de tesado de las péndolas verticales.

Verificado este supuesto la pregunta es: ¿Cuál es el aumento de tesado que debe incorporarse para obtener un levantamiento adecuado?.

La respuesta viene dada por un estudio mediante TEMEGA, bajo las hipótesis de trabajo y modelización de Rongish (2011), a partir de ello se aprecia una solución en el capítulo 2. Pero para un estudio comparativo se presenta a continuación los resultados ajustados mediante TEMEGA considerando un orden de tesado igual que en el caso del puente San Luis, es decir:

Central – Derecha – Izquierda.

De ello se obtiene un porcentaje de tesado de: 96 – 81 – 55 % respectivamente, lo cual corresponde a un aumento de 9 – 31 % en las dos primeras péndolas y una disminución del 3% en la tercera. Esta situación hace que conocida la tensión inicial aplicada (1567,6 kN), el incremento total de tesado al sistema corresponda a  $3636,9 \text{ kN} - 3056,8 \text{ kN} = 580,1 \text{ kN}$ .

Para poder dimensionar el aporte de este tesado adicional se referencia a los pesos totales en cada uno de los tableros. Para el caso de San Luis la masa total considerada corresponde a 7609,5 kN, en cambio para el caso del puente Puangue (con tablero ampliado) estos valores ascienden a 12846,2 kN, es decir un aumento del peso propio de 69 % aproximadamente, versus un 19 % de aumento de tesado.

La inclusión de estas cargas al sistema permite levantar totalmente el tablero, pero a costa de un fallo tensional en las etapas constructivas, pues con ello se consigue una función de bondad del tablero equivalente a 83408590,7. La (Figura 4. 123) presenta este fallo en la última etapa de levantamiento, aunque este fenómeno ocurre a partir de la etapa 3.

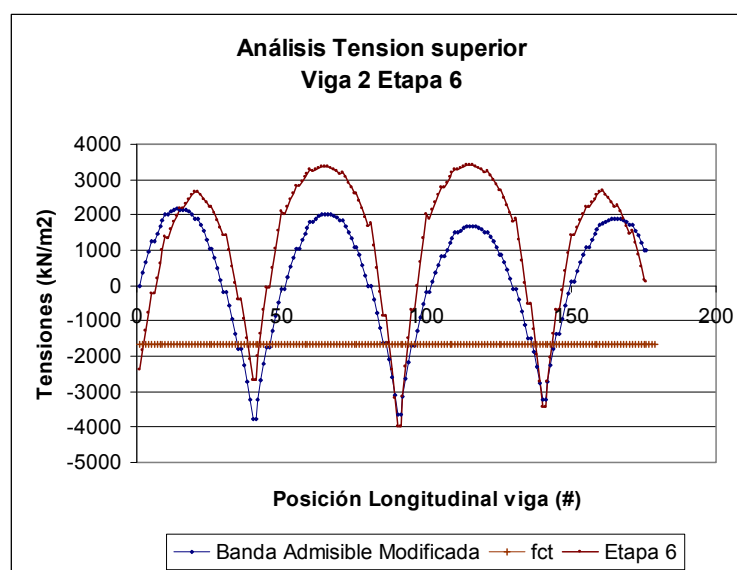


Figura 4. 123. Curva tensiones para última etapa de levantamiento.

Esta situación es compleja, pues se necesita incorporar más carga frente a la configuración del tablero presentada y al aumento del peso propio de la estructura. Si se analiza la (Figura 4. 123), se observa que los puntos de fallo están asociados a la aplicación directa de cargas de tesado sobre las vigas, superándose los límites en dos de las tres péndolas. Si bien el margen es menor a la reserva de capacidad que presenta la tercera péndola, la tendencia es clara frente a aumento de pesos: se genera un aumento de la distancia entre los puntos más comprimidos respecto a los más traccionados, en otras palabras, la curva de tensiones se alarga, con lo cual la acción de la componente de pretensado exterior (P/A) cobra mucha relevancia al permitir una mayor holgura entre las curvas de referencias.

Frente a estas condiciones una posible solución apunta a un refinamiento del método de levantamiento, no sólo realizando mayor número de iteraciones, sino que también utilizando la variable FS, la cual permite desplazar la curva de referencia a valores más centrales del área admisibles de la BAM (ver capítulo 3). Evidentemente esto se ve restringido por las amplitudes que pueda tener la curva de tensiones.

Una segunda solución es la aplicación diferida de las cargas de levantamiento. Tal como se ha explicado la decisión de utilizar tres péndolas verticales se asocia a los puntos de apoyos (pilas) y al conservar un esquema comparable con el puente San Luis. Por tanto la aplicación de un duplicado de cargas tal que los aumentos puntuales no sean tan grandes es posible, con el asumido costo de mayor número de material aplicado y de operaciones.

Sin duda estas soluciones vienen enmarcada por una importante conclusión; existe una distancia máxima entre apoyos, tal que la aplicación de cargas puntuales de levantamiento es aceptable considerando un peso total de estructura, una inercia del tablero y un tipo de resistencia del material.

Tal como se ha observado, para el caso del puente Puangue según hipótesis de Rongish (2011) este límite se ha superado. Pero, ¿cuál es la influencia que tienen estos parámetros y cuando efectivamente se puede entrar en un criterio de aceptación?

Para ello es importante recordar que estas hipótesis consideran un tablero con un área total de  $4,36 \text{ m}^2$ , la cual incluye la colaboración de vigas exteriores de ampliación por carril. Adicionalmente se utiliza una inercia de las vigas longitudinales equivalente a  $0,068 \text{ m}^4$  e inercias de las vigas longitudinales de  $0,98 \text{ m}^4$ .

Estas consideraciones tienen una repercusión importante al momento de generar los criterios de aceptación, por lo tanto es importante realizar un análisis crítico y detallado de ellos para poder realizar una correcta modelización y criterios de estructuración.

En primer lugar, para efectos de tensiones, la aplicación de un área total efectiva de acción del pretensado exterior es relevante, pues ella define el desplazamiento de la curva de tensiones. Esta situación hace que aumentos en el área efectiva de aplicación reduzca el desplazamiento al área de compresiones de la curva de tensiones del puente reforzado (P/A), en consecuencia puede generar que los fallos ocurra a tracciones, tal es el caso aquí presentado.

Lo anterior hace pensar en la aplicación de áreas reducidas efectivas, haciendo que el resto del tablero actúe a modo de ampliación y por lo tanto con materiales y resistencias de diseño y actuando para efectos del tablero original como elementos resistentes a peso propio y carga últimas. Para ello la aplicación de la ampliación puede efectuarse a posteriori de la realización del pretensado exterior, considerando dicha actuación en las posibles reducciones de tesado.

Respecto a la inercia de las vigas, para el caso de las vigas longitudinales es relevante considerar adecuadamente el aporte efectivo que tienen, pues parte importante del comportamiento de la curva de tensiones se rige por el componente de inercia y la distancia reales a la línea neutra. De tal forma la utilización de pequeñas inercias, como es este caso, hace que las tensiones aumenten ostensiblemente frente a la misma combinación de cargas. Esta situación induce a trabajar por el lado de la seguridad, sin embargo en casos de mayor refinamiento no puede olvidarse esta merma. En el caso presentado la colaboración de la losa no es considerada lo cual hace reducir de gran manera la inercia y conduce en teoría a fallos de la pieza.

Finalmente la inercia en las vigas transversales toma un relieve importante en la etapa constructiva, principalmente asociado a la problemática de aumentos de sección respecto a los beneficios resistentes y tensionales de estos elementos. Las hipótesis de Rongish (2011) para el puente Puangue entregan un conjunto de vigas transversales con altas inercias generadas por



aumentos del canto de cada una de ellas, alcanzando los 2 metros. El apartado 4.3.2.6, ha reflejado la poca efectividad de esta medida, por consiguiente su aplicación simplemente se traduce en aumentos de masas al sistema y a mayores trabas para el proceso de levantamiento.

Explicados cada uno de los parámetros que intervienen en el proceso del puente Puangue, se ha desarrollado un estudio paralelo que intenta refinar la modelización y mejorar los supuestos iniciales, con el fin de verificar cada una de estas aseveraciones y obtener un proceso de levantamiento admisible, el cual que se utiliza como base para el análisis de sensibilidad tanto constructivo como en servicio (ver capítulo 5).

Para este segundo análisis se ha estimado una reducción del área efectiva de acción del pretensado, inscrita a las vigas originales del puente, lo que se traduce en un área de  $2,64 \text{ m}^2$ . Adicionalmente se considera la colaboración de la losa para efectos resistentes de flexión longitudinal aumentando la inercia en las vigas a  $0,1658 \text{ m}^4$ . Finalmente los incrementos asociados a las vigas transversales son eliminados, manteniendo la estructura original con un canto efectivo de 1 metro, provocando que la inercia baje a los  $0,0521 \text{ m}^4$ . Lo más relevante de esta situación es la disminución de la masa total del tablero, si se considera la aplicación de nuevas vigas para la ampliación, pero con la reducción de los cantos de las transversales, el peso total alcanza los  $12100,1 \text{ kN}$  lo que se equivale a una reducción de  $746 \text{ kN}$  respecto a las hipótesis de Rongish (2011).

Las nuevas condiciones hacen necesario un proceso de optimización mediante TEMEGA para alcanzar procesos óptimos, en este caso el proceso con 210 candidatos entrega una convergencia de casos admisibles, pero que a diferencia del puente San Luis son más limitados. Esto indica que si bien la reducción de masa ha permitido obtener casos admisibles, la magnitud aún es importante utilizando sólo tres péndolas levantando el tablero.

Para explicar bien estos efectos, es interesante observar en detalle los resultados obtenidos.

La solución escogida corresponde a un orden de magnitud definido de manera secuencial, es decir: Izquierda – Centro – Derecha. Con un porcentaje de magnitud de tesado lo más homogéneo posibles, equivalente a:  $89 - 89 - 83 \%$  respectivamente.

La idea de escoger esta solución es evitar los máximos esfuerzos inducidos en arco y tablero cuando la focalización del proceso de levantamiento se responsabiliza a una de las péndolas. Con ello se consigue que el levantamiento se produzca cuando todas las péndolas verticales estén actuando.

Gracias a esta decisión la función de bondad es bastante favorable alcanzando valores de  $166295,5 \text{ kN}$ , lo que indica un ajuste mejor a la curva de referencia respecto a las conseguidas para el caso San Luis. A pesar de ello, puede adelantarse que la solución adolece del problema de un  $FS = 1$  que no permite introducir la curva de tensiones de referencia al área central de la BAM.

La (Figura 4. 124), presenta el último estado del proceso de levantamiento para la viga que soporta el arco.

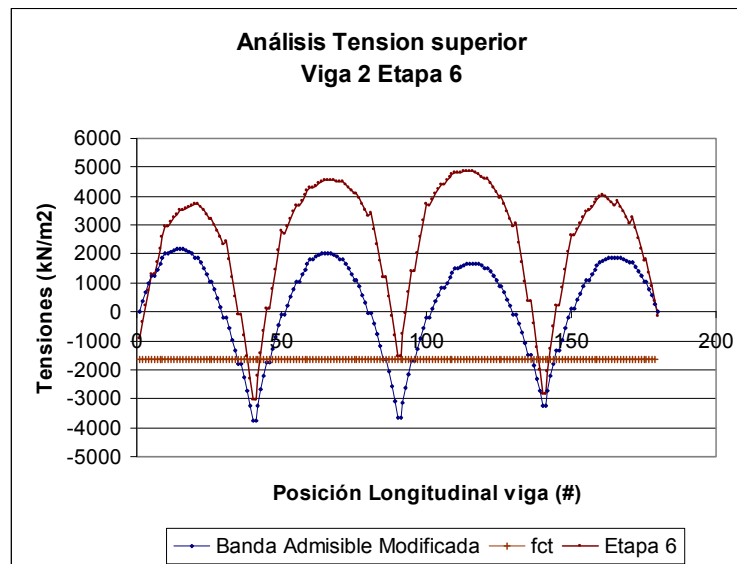


Figura 4. 124. Curva tensiones para última etapa de levantamiento.

Se puede observar como existe un cumplimiento de toda la curva respecto al criterio de la BAM. El punto de interés está en la combinación de los parámetros modificados y los resultados que provoca. Si se analiza por partes la curva, se aprecia que los dos puntos en conflicto en el caso anterior (péndola central y derecha) cumplen adecuadamente, incluso con holgura para el caso central. Esto no se debe a un aumento del criterio de la curva de referencia, la cual se ha definido conservando los máximos admisibles. Ahora bien, la aplicación de tesado total corresponde a 4088,3 kN incluso mayor que en el otro caso, pero obteniendo resultados mejores.

Parte de la explicación está en el proceso de refinamiento otorgado en TEMEGA, equivalente al nuevo orden y magnitud de tesado que reparte de mejor manera las tensiones en el tablero, pero también a la reducción de masa y configuración del tablero. De esta manera, el cambio de las inercias de las vigas longitudinales permite que las curvas de tensiones se modifiquen provocando cambios en la amplitud de la curva teniéndose un máximo de 8000 kN (máximo positivo al máximo negativo) en comparación al obtenido de la otra hipótesis con valores aproximados de 7000 kN. A ello asociar el desplazamiento producido por la reducción del área de pretensado, que hace subir la curva al área de compresiones en casi 1000 kN.

Esto permite comentar que la reducción de la masa del sistema introduce mejoras en la obtención de óptimos al sistema. Si los problemas se asocian con excesos de compresiones la reducción del pretensado exterior, o bien el aumento del área de trabajo es recomendable. Adicionalmente si el problema ocurre en las tracciones, y ya se ha realizado los desplazamientos tensionales mediante el pretensado se debe intentar reducir las amplitudes de tensión, a partir de la disminución de las inercias de las vigas longitudinales.

Dado que esta última situación no tiene un sentido práctico se asume como un parámetro condicionante, y por ello la búsqueda de mejoras, tal como se han presentado, se asocia a evitar aumentar la masa del sistema y hacer más efectivo la acción del pretensado exterior. Los beneficios en este caso no son tan patentes, dado el aumento de la inercia de las vigas longitudinales y el consecuente aumento de la amplitud.

Tomando estas recomendaciones y asumiendo las hipótesis planteadas en este apartado se desarrolla a continuación el estudio de sensibilidad del proceso constructivo, utilizando el puente Puangue, observando en detalle los efectos del aumento de longitud, pero a la vez intentando verificar los postulados realizados para el puente San Luis.

## b) Configuración de péndolas network

El estudio de la configuración de péndolas pasivas se ha discutido en el apartado 4.3.2.4 aplicado al puente San Luis verificando la necesidad del uso de éstas en fases constructivas y observando las ventajas comparativas que presenta la configuración network. En este apartado se amplía el estudio utilizando las características del puente Puangue, haciendo hincapié en los efectos particulares que tienen diferentes configuraciones de péndolas network.

Para ello se han escogidos tres configuraciones, (Figura 4. 125, Figura 4. 126, Figura 4. 127):

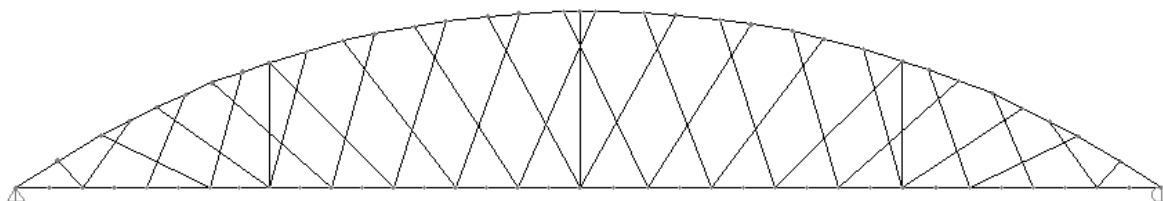


Figura 4. 125. Configuración network tipo (I)

La configuración (I) es estrictamente radial adoptada como hipótesis de trabajo en Rongish (2011). En ella se mantiene un criterio de obra nueva en lo que se refiere al ángulo entre la tangente del arco y la péndola, definida a partir de una directriz radial. Adicionalmente se conservan espaciamientos relativamente equivalentes, menores a los 4 metros evitando la unión de dos péndolas pasivas en el mismo punto (al menos en el arco).

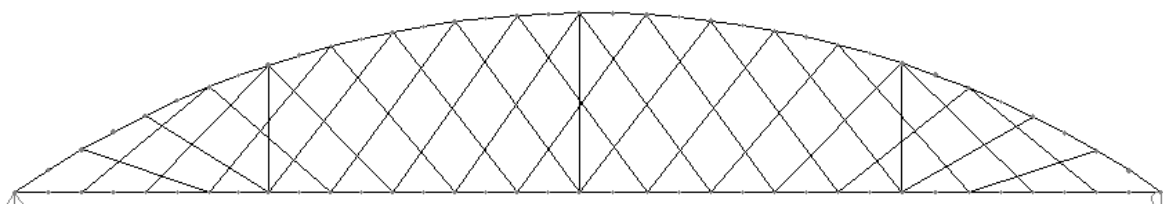


Figura 4. 126. Configuración network tipo (II)

La configuración (II) tipo romboide o San Luis, corresponde a una disposición formando rombos, intentando seguir una directriz radial, pero con ángulos más extendidos. Se elimina la restricción de uniones de péndolas a favor de mayor homogeneidad de las distancias tanto en el tablero como en el arco.

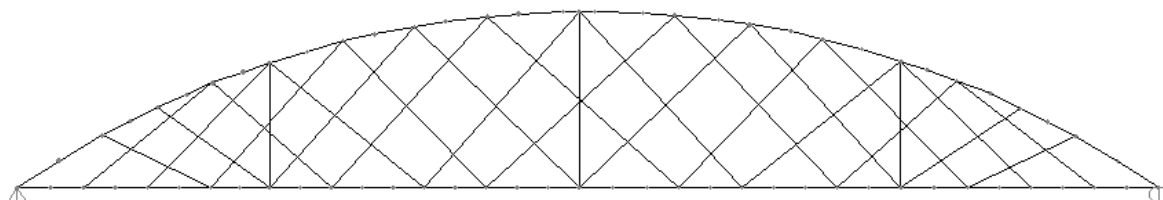


Figura 4. 127. Configuración network tipo (III)

La configuración (III) tipo romboide modificado adopta lo enunciado en el caso II, pero permite una modificación en los vanos interiores a través del distanciamiento en la disposición de estas péndolas.

Notar la diferencia que existe entre los casos II y III, no sólo en la disposición sino también en el número total de péndolas. El caso II al intentar mantener un mismo ordenamiento

que el entregado que puente San Luis, producto del aumento de la longitud total se suman 4 péndolas, pasando de las 26 que tiene el puente San Luis a 30. El caso III bajo el criterio modificado romboide aumentando el espaciamiento en los vanos interiores consigue mantener un total de 26 péndolas network. Esta mención es importante para un correcto análisis de los resultados.

Entre los puntos más importantes de este estudio, esta la observación de los efectos en el arco de un sistema de péndolas que no se agrupan sobre las péndolas verticales de levantamiento, y en segundo lugar el permitir estimar la influencia del distanciamiento de las péndolas en el proceso de levantamiento tanto en arco como en tablero.

Se presenta en la (Tabla 4. 24), los resultados de la función de bondad para las diferentes configuraciones network.

Tabla 4. 24. Función bondad según tipo de configuración network.

Tipo arreglo	N° Referencia	Función Bondad
I	JR	166360
II	SL	167798
III	SL2	167391

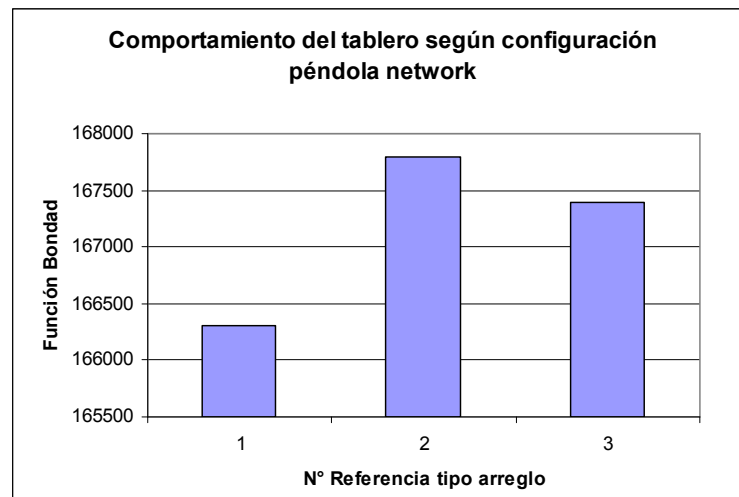


Figura 4. 128. Comportamiento del tablero según configuración network.

La (Figura 4. 128) presenta cómo la configuración radial es más ventajosa que una de tipo romboide en cuanto a los efectos en el tablero. Adicionalmente se aprecia que un aumento del número de péndolas network no implica necesariamente mejoras durante el proceso de levantamiento. Aunque estos resultados deben tomarse con mucha atención, pues las diferencias son mínimas si se hace un estudio detallado. Para ello basta observar la (Figura 4. 129), donde la gráfica de la izquierda corresponde al caso I y la derecha al caso II.

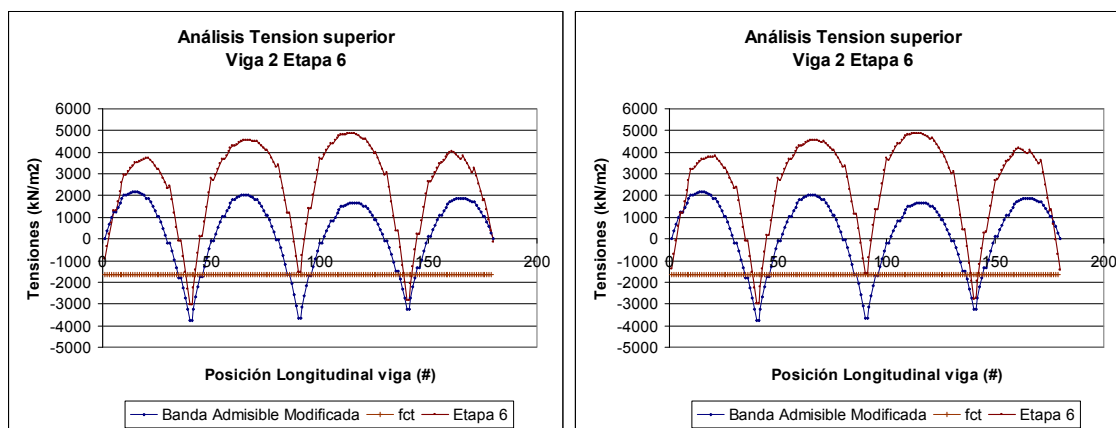


Figura 4. 129. Curvas de tensiones en última etapa de levantamiento: (a) caso I y (b) caso II.

Tal como se presenta, el cambio que induce un tipo de configuración u otro para efectos del proceso de levantamiento es prácticamente imperceptible. Parte de ello se debe a que la acción de las péndolas al no estar tesadas mantiene un comportamiento muy similar. Esto se debe a que tanto en el caso I la actuación de las péndolas network en etapa final es solamente de 4 de ellas y para el caso II las péndolas network que actúan son las 2 extremas, esto hace que la incidencia a etapa final de levantamiento sea baja. Algo mayor es la diferencia en el resto de etapas de levantamiento tal como se aprecia en la (Figura 4. 130), pero de igual forma no condicionan el diseño del refuerzo.

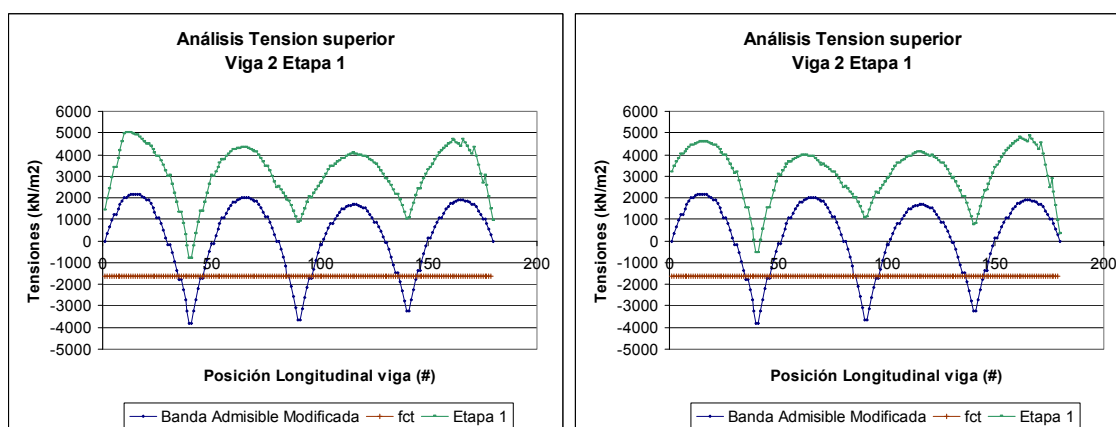


Figura 4. 130. Curvas de tensiones en primera etapa de levantamiento: (a) caso I y (b) caso II.

En cuanto a las otras variables de estudio se pueden resumir en la (Tabla 4. 25).

Tabla 4. 25. Resultados para perfiles y péndolas según configuración network.

Tipo arreglo		Factor de utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)
I	(JR)	0,289	333,3	1816,3	0,63
II	(SL)	0,284	388,8	1800,2	0,6
III	(SL2)	0,298	389,3	1833,8	0,58

De esto se destaca que la utilización del arco esta asociado más a la configuración del caso III y I, dejando el caso romboide con los menores. Lo cual va directamente relacionado con los máximos axiles obtenidos en las péndolas verticales y con las flechas máximas en el tablero.

En cambio no se tiene una directa relación con los máximos axiles en péndolas network, debido a que es mayor el caso II que el caso I. Para poder obtener un correcto análisis debe

presentarse estos efectos tanto en magnitud como en distribución. Para ello se presentan la (Figura 4. 131), de máximos axiles en péndola network y la (Figura 4. 132) de distribución de ellas, en la izquierda la distribución del caso JR (I) y la derecha el caso SL (II).

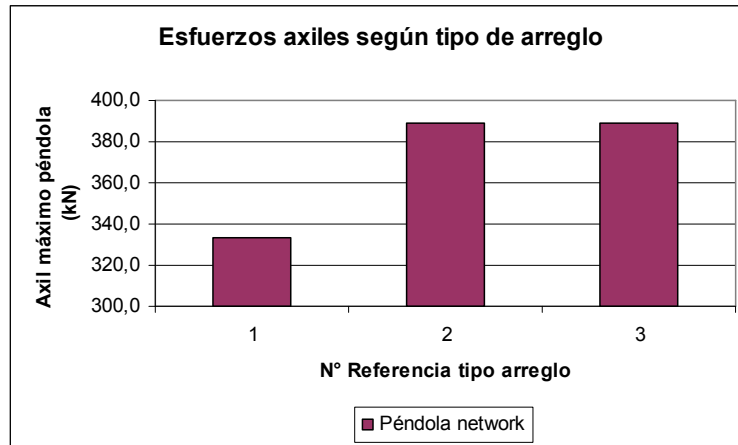
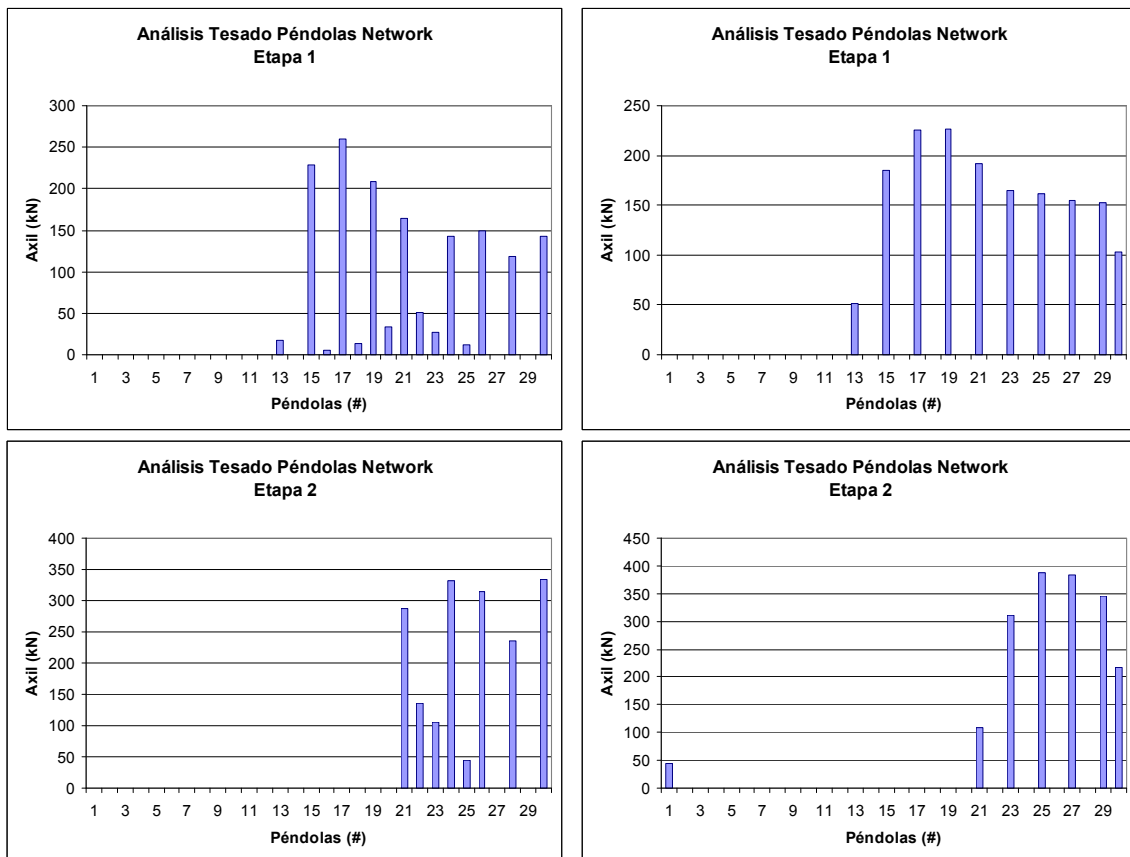


Figura 4. 131. Máximos axiles en péndola network.



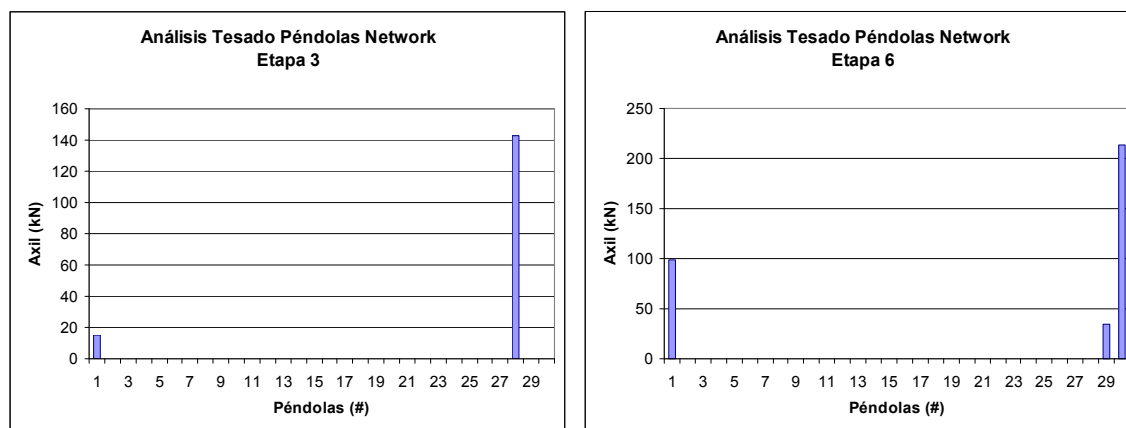


Figura 4. 132. Comparación de la distribución de axiles en las péndolas network.

Se presentan los tres etapas de distribución de axiles en las péndolas network, de ellas se aprecia que la acción de las péndolas network es en mayor número en el caso I, alcanzando un máximo con 15 péndolas activas en la primera etapa. Son precisamente en estas fases donde la acción ventajosa de la configuración network se presenta, pues al analizar los casos finales (desde la etapa 3 en adelante) el número de péndolas activas se equipara. En el caso II se aprecian sólo 3 péndolas activas y con una alta concentración de axil en una de ellas, en el caso I esto se reduce a dos, más la acción de las posibles péndolas de retención. Por lo tanto los efectos finales de las péndolas network sobre el tablero son casi nulos.

Las péndolas actúan en las posiciones opuestas donde se aplica el primer tesado, en este caso se tesan inicialmente las péndolas verticales izquierda y central, por lo tanto las péndolas network que se activan son las del sector derecho, con especial actuación de las que presentan pendiente positiva.

Los casos con máximos axiles se asocian a péndolas que cogen al tablero cercano al centro, a partir de esta posición se produce un desplazamiento de las péndolas activas hacia el extremo cuando se realiza el segundo tesado vertical.

La diferencia entre los casos I y II es la distribución de estos axiles, pues en el caso I, la participación de las péndolas con pendiente negativas es activa, reduciendo de esta forma los axiles en cada una de las péndolas de pendiente positiva. Esto hace más eficiente el uso de material aunque las ventajas durante el proceso de levantamiento son limitadas y los axiles de las péndolas network nunca son cercanos a los criterios de admisibilidad.

En consecuencia la decisión de realizar una configuración network debe seguir las recomendaciones desarrolladas en estado en servicio y teniendo presente que arreglos de tipo radial con posicionamientos sin unión de péndolas en el arco son recomendables frente a aumentos excesivos de axiles.

### c) Relación flecha/luz

Para el estudio de la relación flecha y luz se considera una configuración network tipo romboide (caso II y III) de manera de hacer más comparables los resultados con el puente San Luis. Para ello el caso de referencia (relación de 0,165) considera estas dos configuraciones, las restantes se representan como caso II.

La (Tabla 4. 26) presenta los resultados del tablero según la función de bondad.

Tabla 4. 26. Resultados de la función bondad según relación flecha/luz.

Flecha/Luz	Flecha (m)	Función Bondad
1/10 (0,100)	7,2	83483850,3
1/7,11 (0,150)	10,1	83497636,1
1/6,45 (0,155)	11,1	167797,8
1/6,01 (0,165 <sup>4</sup> )	11,9	83503021,6
1/5 (0,200)	14,4	83508840,0
1/6,01 (0,165 <sup>5</sup> )	11,9	167390,6

Se aprecia que el cambio de la relación flecha/luz produce un levantamiento total del tablero en todos los casos, sin embargo solamente cumple con las condiciones de la BAM en dos casos. El mejor de ellos corresponde a la relación de referencia 0,165 con una configuración network tipo caso III, la cual para el caso II no cumple. En este último caso el cumplimiento se consigue para una relación menor (0,155). La magnitud de ellos se aprecia en la (Figura 4. 133).

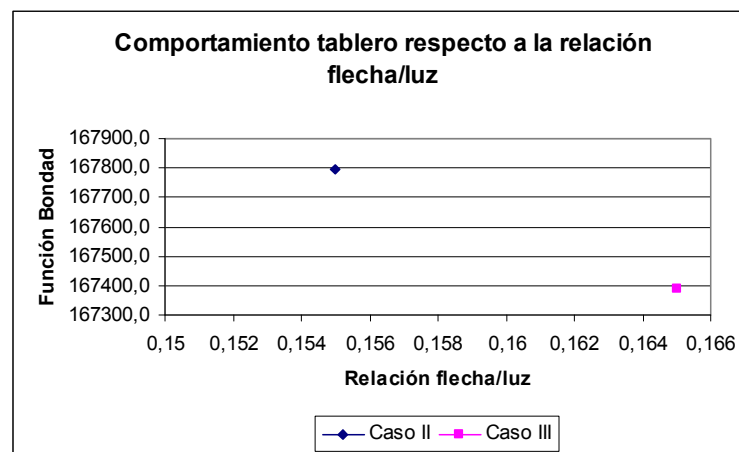


Figura 4. 133. Comportamiento del tablero según relación flecha/luz

Se ha determinado un área de acción reducida en el entorno de la relación de referencia. Tanto aumentos como disminuciones inducen fallos en el tablero, a diferencia de lo que ocurre para el caso San Luis, donde el rango admisible es amplísimo a excepción de la incapacidad de levantamiento en la relación 0,1. Esta situación genera que el criterio de elección en relación a la flecha/luz se circunscriba de manera más restrictiva a valores muy cercanos al de referencia.

Esta situación debe entenderse a partir de lo planteado en el apartado de longitud total, pues debe notarse que en el caso presente el levantamiento es total, sólo que el fallo es por no cumplimiento de la BAM, lo cual indica las limitaciones que presenta el levantamiento en tres punto frente a un aumento de masa del tablero.

De esto el interés de analizar en detalle la relación de referencia para cada una de las configuraciones de péndola network y el cumplimiento observado en 0,155. La (Figura 4. 134) presenta el cumplimiento tanto para el caso II y III respectivamente.

<sup>4</sup> Configuración network (II).

<sup>5</sup> Configuración network (III)



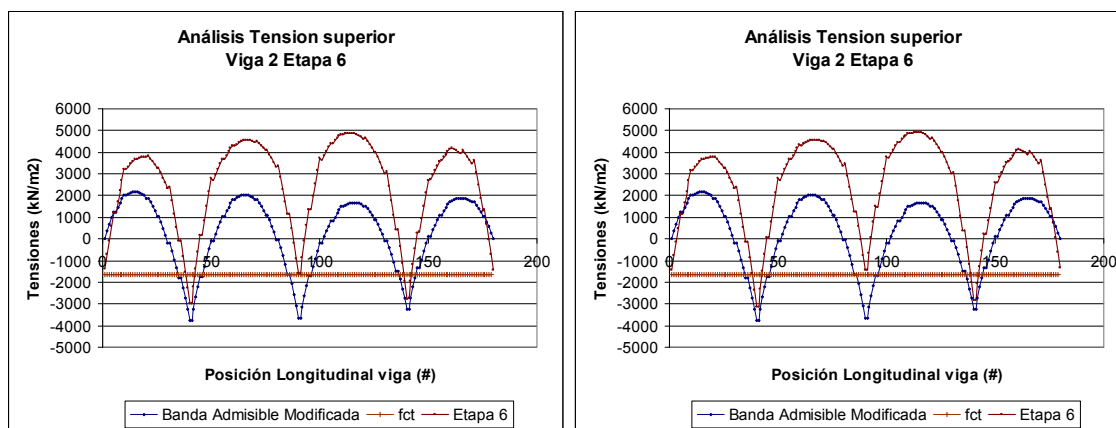


Figura 4. 134. Curva de tensiones en última etapa: flecha/luz 0,155 y 0,165.

El cumplimiento se consigue gracias a que tanto los sectores de péndolas verticales extremas como la zona de bordes del tablero no superan la curva de referencia de tensiones y la capacidad de tracción del material respectivamente.

En cambio, en la (Figura 4. 135) el fallo de la BAM se genera por aumentos en la zona de péndolas verticales para una flecha/luz de 0,1 y en los bordes del tablero para una flecha/luz de 0,165 para la configuración II.

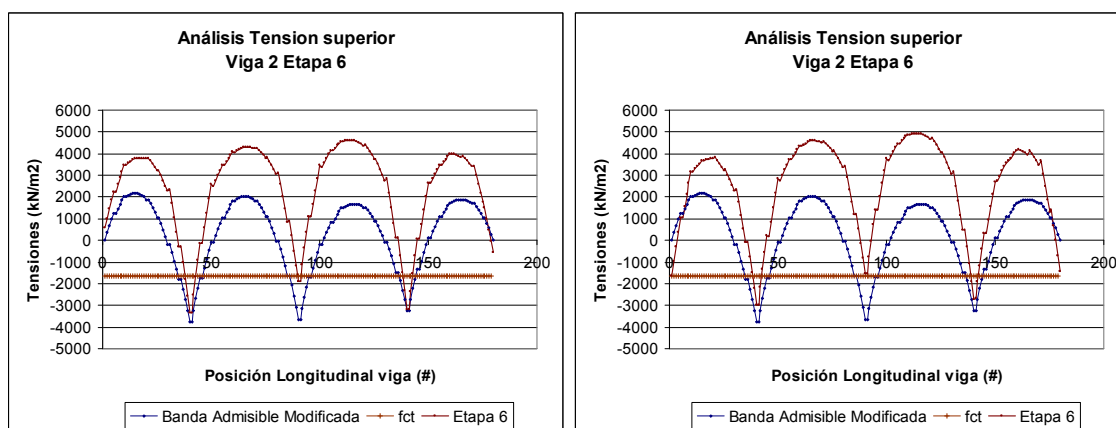


Figura 4. 135. Curva de tensiones en última etapa: flecha/luz 0,1 y 0,165.

El siguiente estudio tiene relación con el comportamiento en el arco y péndolas, tal como se resume en la (Tabla 4. 27).

Tabla 4. 27. Resultados de arco y péndolas según relación de flecha/luz.

Flecha/Luz	Factor de utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)	Reacción Horizontal (kN)
1/10 (0,100)	0,314	469,3	1868,6	0,005	15553
1/7,11 (0,150)	0,27	406,7	1823,7	0,0062	13451
1/6,45 (0,155)	0,265	388,8	1800,2	0,006	12926
1/6,01 (0,165 <sup>6</sup> )	0,259	377,9	1789,6	0,0059	12624
1/5 (0,200)	0,249	351,2	1755,3	0,0057	11788
1/6,01 (0,165 <sup>7</sup> )	0,26	389,3	1833,8	0,0058	13023

<sup>6</sup> Configuración network (II).

<sup>7</sup> Configuración network (III)

El comportamiento general presenta una disminución en la medida en que la relación flecha/luz va aumentando. Además que el caso III siempre presenta valores por sobre el caso II.

Analizando en detalle se observa en la (Figura 4. 136), el factor de utilización presenta una importante diferencia entre los dos casos.

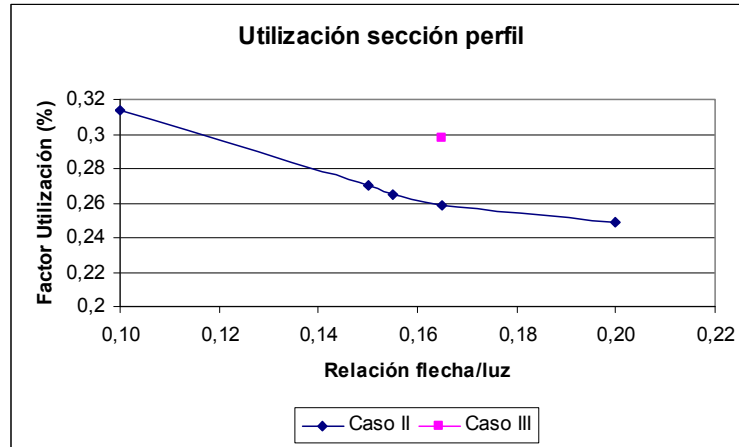


Figura 4. 136. Factor de utilización del arco según flecha/luz.

Esta situación se repite en los axiles máximos en las péndolas verticales, pero no así en el caso de las péndolas network, donde la diferencia entre los casos es prácticamente nula (Figura 4. 137).

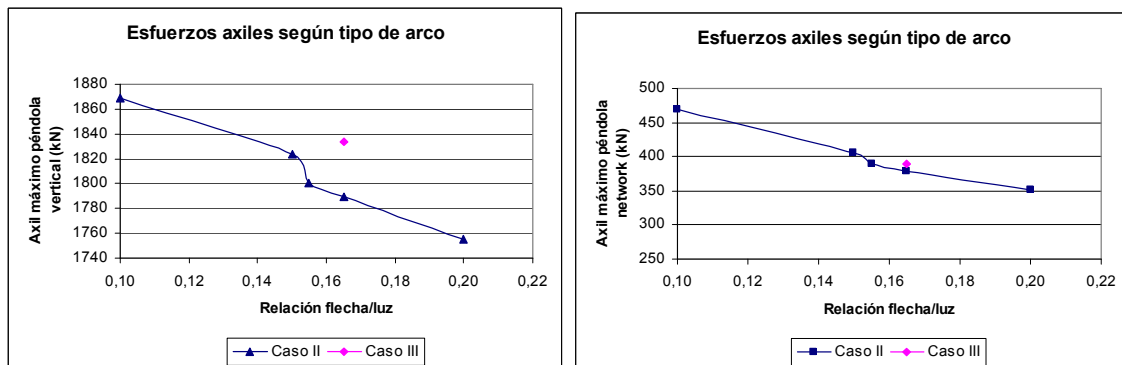


Figura 4. 137. Esfuerzo axil en péndolas según flecha/luz.

Esto permite comprobar que el comportamiento se asemeja mucho a los datos obtenidos para el caso San Luis, ratificando el comportamiento. Lo interesante de observar es cómo se modifica la distribución del esfuerzo axil en las péndolas network, para ello se escogen los dos casos con relación flecha/luz equivalente a 0,165.

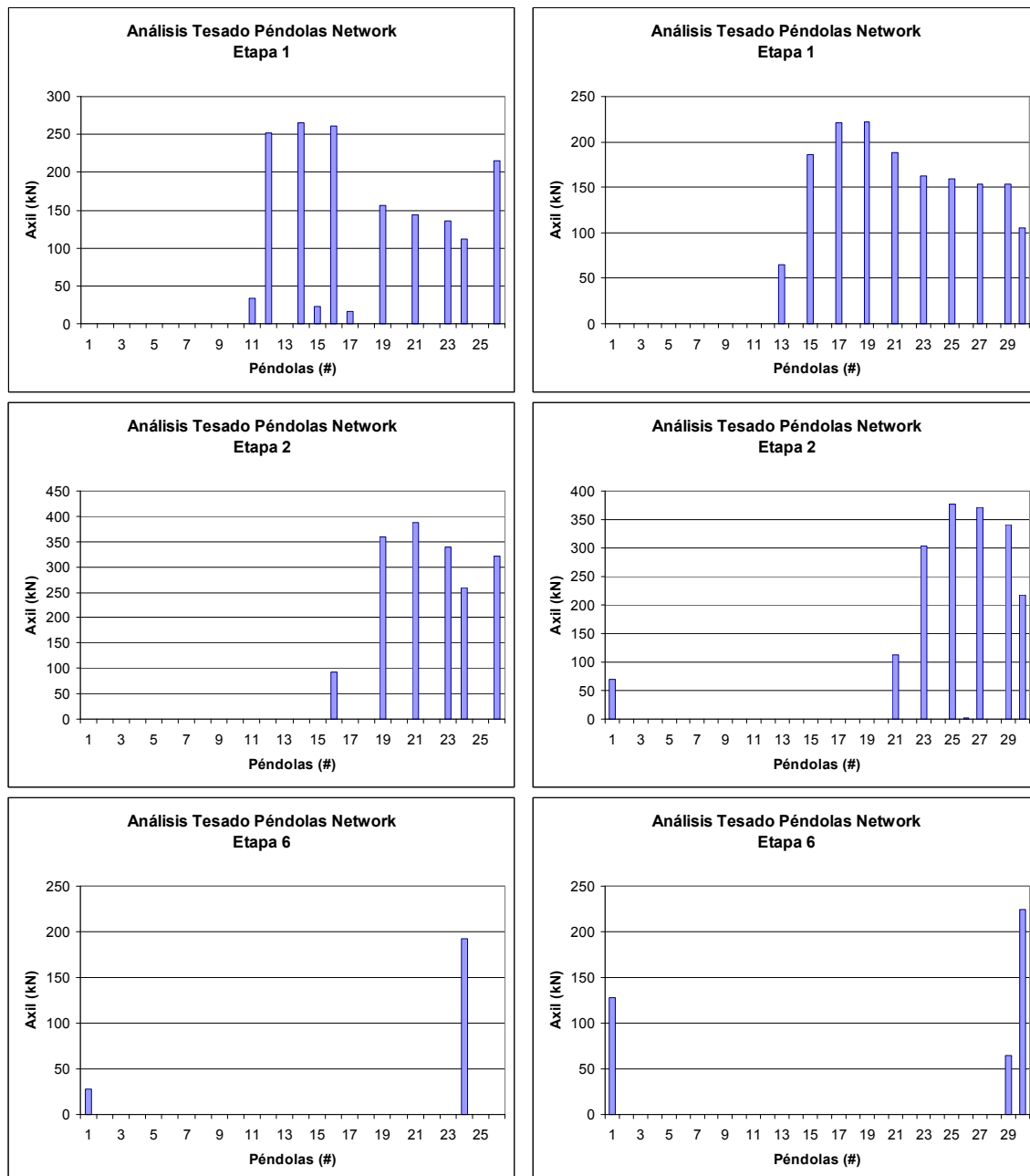


Figura 4. 138. Distribución de esfuerzo axil en péndola network: caso III y II respectivamente.

La (Figura 4. 138) presenta en la derecha el caso II y en la izquierda el caso III de la distribución de péndolas network. Se aprecia que a pesar que el caso II tiene un mayor número de péndolas dispuestas las activas en primeras fases son menores o iguales al caso III, aunque con valores más homogéneos. Esto ratifica que un mayor número de péndolas network no implica que haya mayor uso de ellas.

De igual forma es importante recordar que el caso II, para este tipo de relación, no cumple con la BAM a diferencia del caso III. Por lo tanto, a pesar de no tener un mayor número de péndolas network activas, su distribución permite un cumplimiento satisfactorio de la BAM.

Finalmente la (Figura 4. 139) presenta el desplazamiento vertical del tablero, donde se aprecia que a mayor relación flecha/luz se inducen menores desplazamientos, con un punto singular en la relación de 0,10 que tiende a reducir estos desplazamientos.

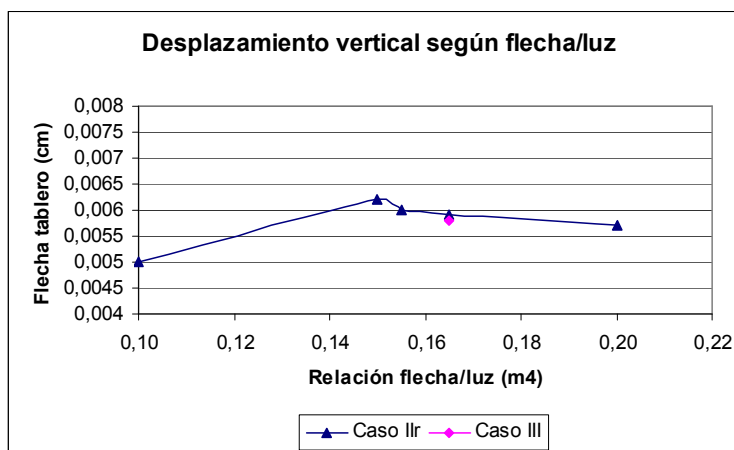


Figura 4. 139. Desplazamiento vertical del tablero según flecha/luz.

Interesante notar que el caso II tiene menor capacidad de levantamiento del tablero respecto al caso III para igual relación flecha/luz.

**d) Perfil del arco.**

El estudio del perfil del arco contempla un conjunto de secciones cuadradas simétricas con el objetivo de verificar los enunciados expuestos en el puente San Luis, pero también para incluir la variable de cambio de la configuración de péndolas network. Por esta razón se contempla un mismo número de perfiles para configuraciones de péndolas network tipo II y III. La (Tabla 4. 28) entrega los resultados según la función de bondad del tablero del puente.

Tabla 4. 28. Resultados de la función de bondad según tipo de perfil y configuración network.

Tipo de perfil	Función Bondad (Caso II)	Función Bondad (Caso III)	Inercia Plano (m <sup>4</sup> )	Inercia Fuera (m <sup>4</sup> )
C45x45	83503093,7	83502482,6	0,00168	0,00168
C55x55	83501583,3	83501659,1	0,0032	0,0032
C75x75	168009,0	167433,8	0,00855	0,00855
C95x95	167797,8	167390,6	0,0179	0,0179

En ambos casos la reducción de perfiles genera el incumplimiento de la BAM con un mejor comportamiento para el caso III. El comportamiento general sigue los enunciados del puente San Luis.

Las (Tabla 4. 29, Tabla 4. 30) presentan los resultados de factor de utilización en el arco y axil en péndolas en cada uno de los casos en estudio.

Tabla 4. 29. Resultados de arco y péndolas según tipo de perfil (Caso II)

Tipo de perfil	Factor de utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)	Inercia Plano (m <sup>4</sup> )
C45x45	1,152	574,1	1815,0	0,051	0,00168
C55x55	0,743	448,7	1808,0	0,032	0,0032
C75x75	0,402	417,0	1799,8	0,012	0,00855
C95x95	0,265	388,8	1800,2	0,006	0,0179

Tabla 4. 30. Resultados de arco y péndolas según tipo de perfil (Caso III)

Tipo de perfil	Factor de utilización (%)	Máximo axil network (kN)	Máximo axil vertical (kN)	Flecha (cm)	Inercia Plano (m <sup>4</sup> )
C45x45	1,212	582,3	1803,7	0,049	0,00168
C55x55	0,762	515,2	1801,5	0,031	0,0032
C75x75	0,4	407,6	1825,7	0,011	0,00855
C95x95	0,26	389,3	1833,8	0,006	0,0179

El primer estudio hace referencia al factor de utilización. Tal como presenta la (Figura 4. 140), el comportamiento es esperado, con aumentos del factor al reducir el tipo de perfil, lo relevante es observar que la configuración de péndola network no tiene mayor influencia en este comportamiento.

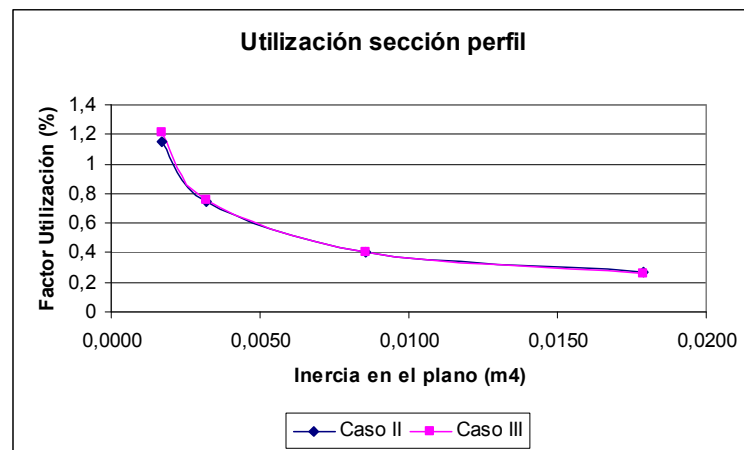


Figura 4. 140. Comparación del factor de utilización según tipo de perfil y configuración network.

Los desplazamientos verticales en el tablero siguen la misma tendencia y relación entre configuraciones de péndolas network tal como se muestra en la (Figura 4. 141).

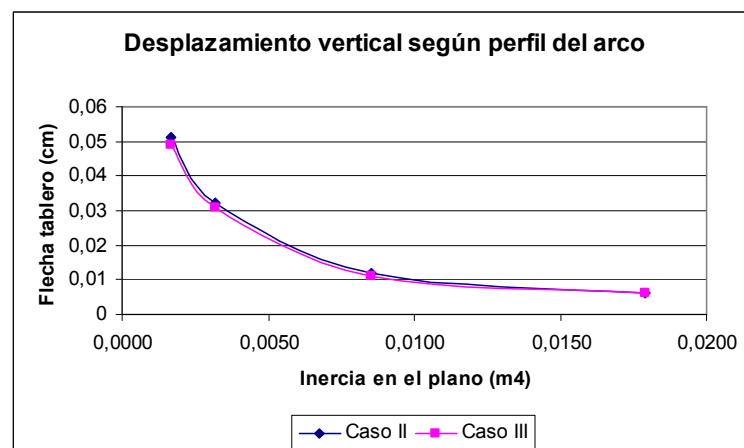


Figura 4. 141. Comparación del desplazamiento vertical según tipo de perfil y configuración network.

Las mayores diferencias se obtienen en el comportamiento de los esfuerzos axiales, producto de las distribuciones particulares de cada uno de los casos. A pesar de ello las tendencias siguen el comportamiento general ya visto en el caso del puente San Luis. La (Figura 4. 142) muestra estos resultados.

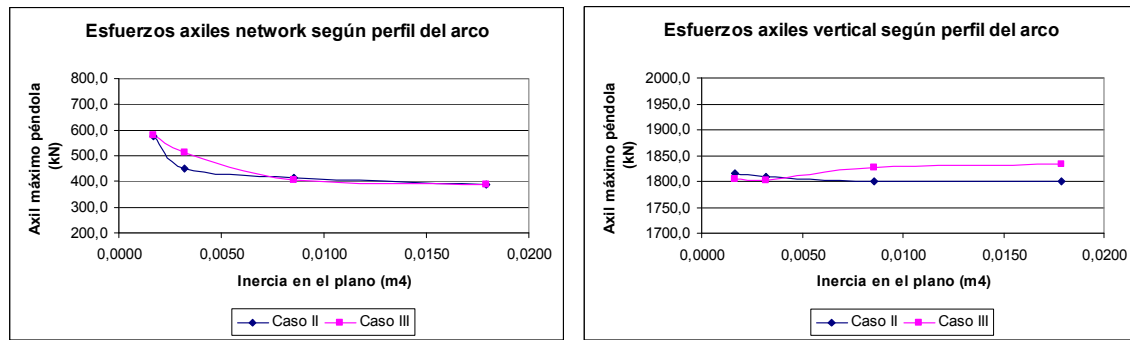


Figura 4. 142. Comparación del esfuerzo axil según tipo de perfil y configuración network.

### 4.3.3. Fase Network

Durante el proceso de construcción del refuerzo mediante arcos, la última fase corresponde a la “Network”, la cuál consiste en el conjunto de acciones requeridas para que el puente pueda entrar en servicio aprovechando de manera óptima cada uno de los elementos y asumiendo un grado de seguridad aceptable en cuanto al nivel de esfuerzos y deformaciones.

Para ello, la fase network intenta corregir algunas deficiencias que el proceso de levantamiento, por su naturaleza, deja sin la suficiente previsión. A pesar que el proceso optimizado obtenido por TEMEGA entrega un estado tenso-deformacional adecuado tanto en el tablero como en el arco, existe el problema de la correcta distribución de esfuerzos en la malla de péndolas. Esto se debe a la incapacidad de alguna de las péndolas pasivas de entrar en carga durante todo el proceso de levantamiento, es decir, a raíz de la esbeltez de ellas en etapa final del proceso de levantamiento muchas quedan en un estado relajado-comprimido produciendo que los esfuerzos se focalicen en un reducido número de péndolas, lo que genera aumentos en los esfuerzos máximos tanto en el arco como en el tablero. Esto se debe a que dado el proceso de levantamiento las péndolas activas (reducidas en número) aplican cargas al arco que induce un estado deformado, generando crestas y valles los cuales se intentan redistribuir en forma de esfuerzos a través del conjunto de péndolas. De tal manera, durante el proceso de levantamiento muchas de ellas pasan por estados de tesado y compresión según las exigencias. Sin embargo, cuando el proceso consigue el total levantamiento, el estado final de deformación hace que pocas (5-6 péndolas) mantengan su condición de tesado.

Evidentemente esta situación no es óptima, mas no puede asumirse como factor que invalide el método o haga no-factible su desarrollo, dado que las dos condiciones básicas se cumplen satisfactoriamente, es decir, el tablero cumple adecuadamente con la BAM y con los esfuerzos solicitantes y el arco dispuesto presenta un factor de utilización adecuado (menor al límite establecido por normativa) frente a las solicitaciones.

Estas consideraciones hacen preguntarse: Si el proceso de levantamiento es correcto y se consiguen un estado tenso-deformacional adecuado, ¿Qué utilidad tiene el generar un segundo proceso de tesado de péndolas, asociado éste a las antiguas péndolas pasivas (network)?

La pregunta es válida, dado el trabajo y el costo que tiene cada una de estas operaciones. Para responder a ello, se presenta en este apartado las modificaciones de los estados tensionales en el proceso de tesado network, mostrando las ventajas y desventajas de su aplicación en relación al uso pasivo, tanto en etapa final constructiva como tras la aplicación de cargas en servicio (faja y vehiculares).

Primero que todo se presentan los resultados del proceso de optimización de los esfuerzos axiles en péndolas network a partir del programa TEMEGA. Es interesante recordar que el proceso llevado a cabo por el programa presenta las siguientes hipótesis de trabajo:

- a) Existencia de simetría en el arreglo de péndolas network. En este caso de las 26 péndolas dispuestas en el puente San Luis. Se asume como variables de optimización la designación de la mitad de péndolas para reducir el número de variables estudiadas.
- b) El algoritmo genético sólo trabaja con las magnitudes axiles de cada una de estas péndolas, asumiéndose ellas como esfuerzos objetivos (Target Forces).
- c) Encontrado el conjunto de esfuerzos axiles de cada una de las péndolas network, la definición de la fuerza de tesado requerida se realiza mediante un post-proceso utilizando un proceso de desmontado, realizado a partir de la inversión de matrices de rigidez (ver detalle en Anejo III).
- d) Se utiliza como orden de tesado de las péndolas el propuesto para obra nueva, comenzando por las exteriores hacia el centro del puente.

A partir de estas hipótesis de trabajo se desarrolla el proceso de iteración considerando como base del estudio el puente San Luis, con perfil del arco C95x95x3,6; y utilizando los resultados del proceso de optimización de levantamiento del apartado anterior, correspondiente a:

Orden de tesado:	Central	Derecha	Izquierda.
Magnitudes:	0,8701%	0,5025%	0,5778%
Función de bondad:	252713,3		

De tal manera, la iteración se realiza sobre un conjunto de 700 métodos de tesado, utilizando familias de 7 individuos, con una probabilidad de cruce del 60% y 15% de mutación. Adicionalmente se consideran como cotas restrictivas, en cuanto a función bondad, la penalización por esfuerzos axiles en péndolas network a partir de:

Límite superior (magnitud): 80 kN  
 Límite inferior (magnitud): 30 kN

La cota inferior de axil requerida en péndola esta definida por el máximo de los casos en estudio: método constructivo y servicio, tal que esta magnitud sea la mínima necesaria para que la péndola más comprimida en todo el proceso de refuerzo y servicio quede tesada (ver capítulo 6). Por otra parte el límite superior queda definido por la flecha ascendente máxima permisible del tablero, a partir de una distribución de axiles iguales en cada una de las péndolas network.

A partir de estos factores se presenta en la (Figura 4. 143) la curva de convergencia de padres aceptables:

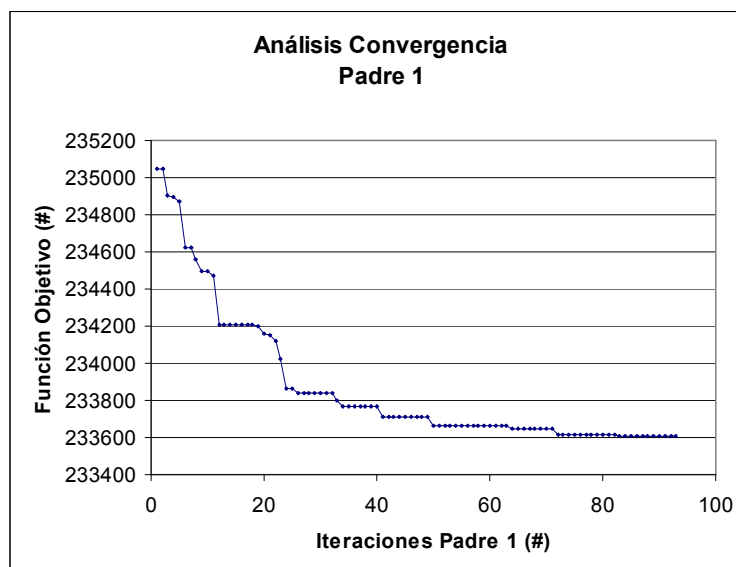


Figura 4. 143. Curva de convergencia de padres (TEMGA).

De ellos se presentan en la (Tabla 4. 31) siete candidatos según la función de bondad del tablero, correspondiente a diferentes niveles del proceso de iteración.

Tabla 4. 31. Asignación de esfuerzos axiles en péndolas network (candidatos según TEMGA).

Candidato	Asignación péndola													Función Bondad
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
	Axil (kN)													
1	77	73	34	79	37	79	32	72	31	31	31	37	33	233609,8
2	77	73	34	79	37	79	32	72	63	31	31	37	33	234101,3
3	77	73	34	79	37	67	58	38	71	46	39	43	78	235095,0
4	68	44	39	50	39	56	39	40	57	53	32	46	31	233816,1
5	48	49	2	46	6	49	2	48	1	2	1	1	1	232436,9 *
6	98	88	69	58	39	83	33	93	31	36	49	33	41	233980,8*
7	48	49	2	46	6	19	48	38	26	39	19	13	47	234338,2 *

Se aprecia que los candidatos 1 y 4 son los de mejores funciones de bondad, de ellos se obtienen los casos aceptables para los diferentes análisis. A continuación aparece el caso 6, que no es aceptable dado que presenta magnitudes de axiles superiores a los límites (péndolas 1, 2, 6 y 8). De tal forma el valor de la función bondad presentada es considerando el descuento de la penalización por estos axiles.

El caso 2 y 7 por función de bondad corresponden a candidatos ubicados en la mitad del proceso iterativo, sin embargo el caso 7 presenta una penalización por incumplimiento de los axiles en las péndolas 3, 5, 6, 9, 11 y 12. A diferencia del caso 6, el incumplimiento se presenta por falta de axil en las péndolas lo cual elimina su posible uso.

Producto de lo anterior el candidato 5, que teóricamente corresponde al con mejor función de bondad, también se ve descartado su uso dada la penalización por falta de axil en las péndolas network.

Finalmente el candidato 3 corresponde a los primeros niveles de iteración, cumpliendo con todos los requisitos.



Lo relevante de esta comparación, no sólo es determinar los casos aceptables y de rechazo, sino comprobar que la aplicación del tesado de las péndolas network, indistintamente de la magnitud aplicada y la distribución de ellas, consigue un mejoramiento de la función bondad, lo que se traduce en un comportamiento tensional mejor respecto a la última etapa del proceso de levantamiento.

Para verificar este comportamiento se presentan a continuación los resultados comparados en el proceso constructivo entre la última etapa de levantamiento y la fase con todas las péndolas network tesadas, considerando un conjunto de axiles determinados por el candidato 1.

En primer término, cuando se habla de la fase en que todas las péndolas network quedan tesadas, debe valorarse la redistribución de esfuerzos entre éste conjunto de péndolas y las que ya actuaban. Al hablar de actuación se incluyen las péndolas verticales responsables del levantamiento, pero también las péndolas network, que al final del proceso de levantamiento quedan trabajando, tal como se presentan en las (Figura 4. 144, Figura 4. 145).

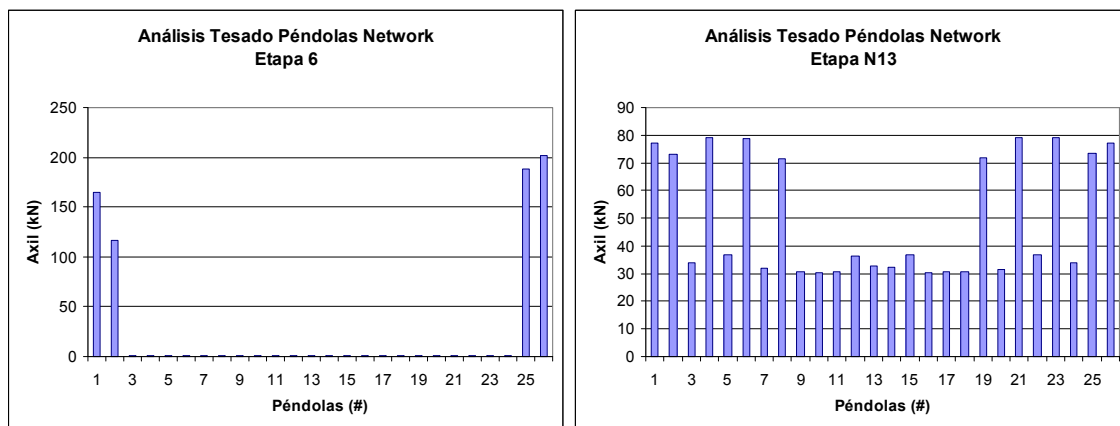


Figura 4. 144. Distribución de axiles en péndolas network (última etapa levantamiento y fase network).

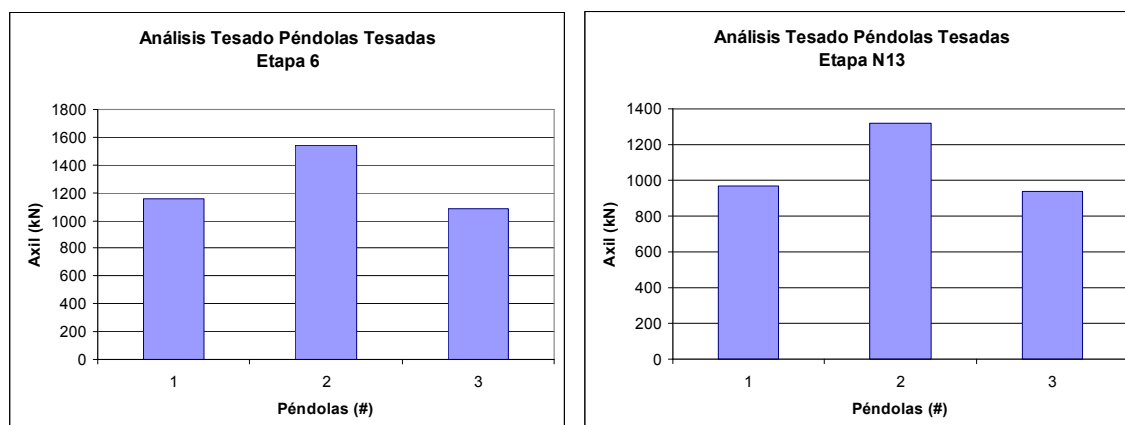


Figura 4. 145. Distribución de axiles en péndolas verticales (última etapa levantamiento y fase network).

En el caso en estudio existen 4 péndolas network que participan en la última fase de levantamiento, ellas al generarse la nueva distribución de esfuerzos en la malla de péndolas ven reducidos sus axiles desde los 200 kN al orden máximo establecido de 80 kN aproximadamente. Esta situación puede ocurrir por dos razones durante el proceso de tesado de las péndolas network:

- a. Se realiza una operación de “destesado” de la péndola, reduciendo sus axiles a valores cercanos a los presentados.
- b. Dado el propio proceso de tesado de las distintas péndolas, la redistribución propia del sistema hace que bajen dichos esfuerzos axiles.

En el caso presentado, tal como se verá más adelante, esta situación es una combinación de estas razones.

La segunda explicación es la que define el comportamiento de las péndolas verticales. A medida que se tesan las network van disminuyendo los esfuerzos axiles en las péndolas verticales, dado que las péndolas network se vuelven más participativas en flujo de esfuerzos entre las dos cuerdas. Esta situación es muy similar en comportamiento a lo ocurrido en el estudio de sensibilidad de relación de áreas de péndola.

A partir de ello, las consecuencias que tiene esta modificación del flujo de esfuerzos en el arco como en el tablero pueden preverse a partir de los estudios de sensibilidad antes presentados. Para ello obsérvese la (Figura 4. 146) de momentos en el arco. En ella se presentan dos curvas asociadas a la etapa final de levantamiento, la cual se utiliza como referencia de esfuerzos máximos, y al proceso final de tesado network.

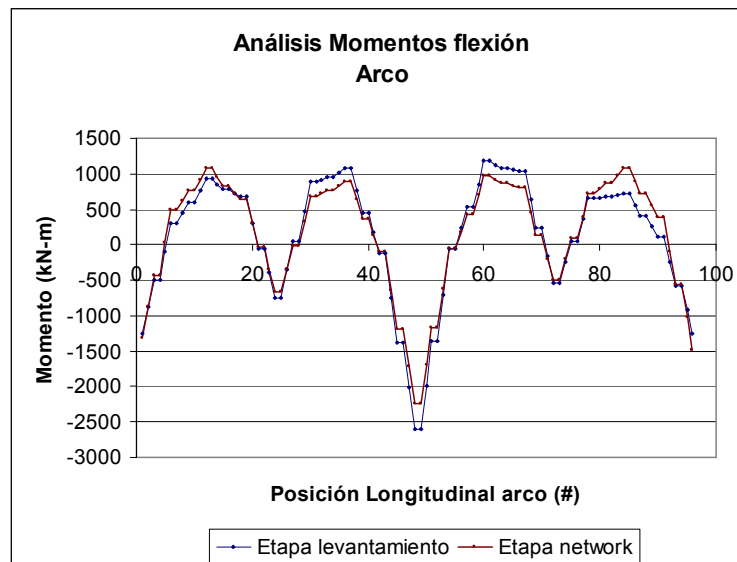


Figura 4. 146. Comparación del momento en el arco (ultima etapa levantamiento y network).

Tal como se espera, los resultados obtenidos al final del proceso de tesado network entregan menores magnitudes de esfuerzo en el arco, principalmente asociado a los puntos de acción de las péndolas verticales. Tal es así que la reducción de esfuerzo en la péndola central hace que el momento en la clave del arco (máximo de todo el arco y criterio de diseño) se reduzca hasta valores cercanos a los -2200 kN-m. Esta tendencia se aprecia también en las otras dos vecindades de las péndolas verticales en menor medida, y en los vanos centrales con reducciones de hasta 300 kN-m. La excepción son los incrementos de momentos asociados a los vanos exteriores, debido fundamentalmente a los efectos de la zona de perturbación (ver Anejo IV) y a que es precisamente ahí donde se genera la reducción de los tesados de las péndolas network.

Otro punto interesante de analizar es la comparación con los resultados obtenidos en puentes de obra nueva (capítulo 2), a partir de ello es posible comentar que la aplicación del tesado en péndolas network, para efectos del arco, no consigue generar un comportamiento

similar al esperado en obra nueva, es decir, se mantiene una ley de esfuerzo dirigida por las tres péndolas verticales, sólo actuando de manera de amortiguador de los momentos máximos. En consecuencia, a estas péndolas no puede atribuírsele los beneficios de las péndolas network habituales (ley de momento en las cuerdas de magnitudes muy reducidas), sólo actuando en obra de refuerzo como péndolas auxiliares en la reducción de esfuerzos.

Si se observa los efectos en el tablero, puede comprobarse que la acción final del tesado network tiene poca influencia, modificando levemente los valores, pero sin alterar el comportamiento general, tal como se presenta en las (Figura 4. 147, Figura 4. 148).

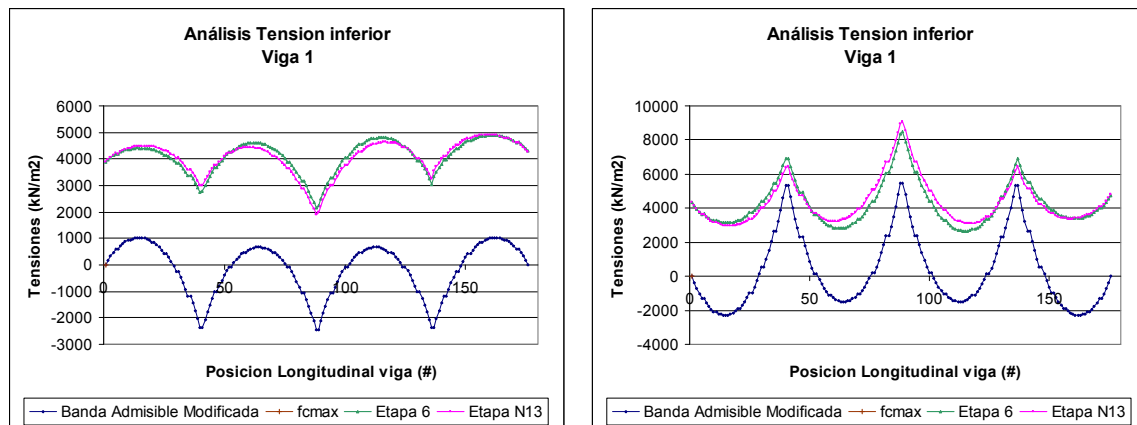


Figura 4. 147. Curvas de tensión en vigas exteriores (última de etapa de levantamiento y network).

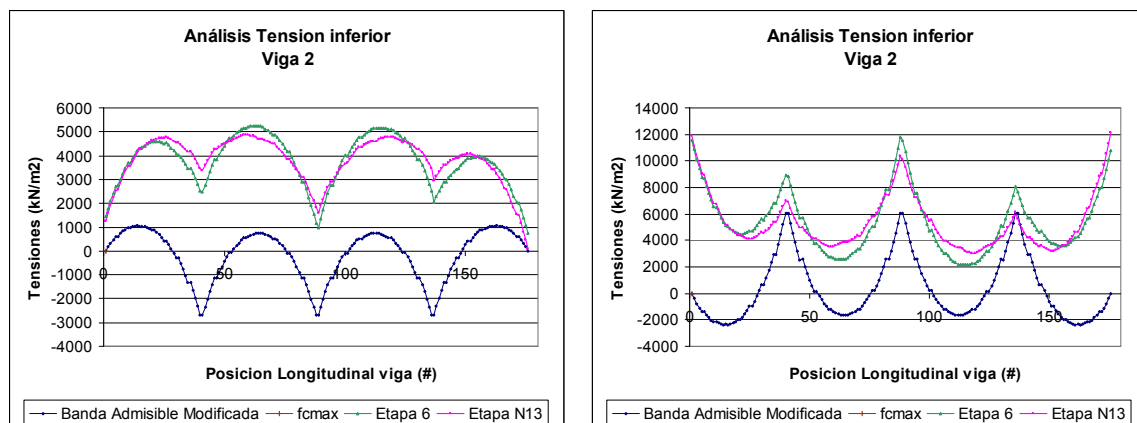


Figura 4. 148. Curvas de tensión en viga interior (última etapa de levantamiento y network).

En el caso de la viga exterior (1), los efectos son reducidos, apreciándose sólo un desplazamiento vertical de la curva de tensiones, con un movimiento diferenciado entre el centro y los bordes de la curva. Por otro lado en la viga interior (2), correspondiente a la que soporta el arco y la acción directa del tesado network, las modificaciones son más significativas, especialmente en la zona central, donde el cambio la reducción de esfuerzos de las péndolas verticales hacen que las tensiones inferiores se vean reducidas, y aumentadas en los vanos intermedios, de manera inversa en las tensiones superiores. Lo que produce una resultante de amortiguamiento de la ley de tensiones acercando picos y valles. Esto se debe a que el sistema al actuar en conjunto mantiene más controlado las tensiones en el tablero. La acción por lo tanto de las péndolas network en el tablero, si bien es limitada, presenta un efecto favorable en casos que el proceso constructivo presente variaciones importantes en el nivel tensional. En otras palabras, el tesado de las péndolas network puede utilizarse como modulador de las tensiones en el tablero.

Los resultados presentados demuestran la factibilidad del tesado network y ciertas ventajas en su aplicación; sin embargo, los beneficios no son concluyentes, dado que no entregan reducciones importantes en la ley de momento del arco ni el tablero, actuando sólo como redistribuidor de esfuerzos.

A partir de ello, cobra mayor relevancia el efecto que pueda tener el tesado de péndola network cuando se aplican cargas asimétricas, donde la utilidad de este conjunto de péndolas en obra nueva ha sido destacada (Schanack 2008). En consecuencia se desarrolla un análisis aplicando un caso de cargas en servicio, definida por cargas de faja (vehiculares) según el “Manual de Carreteras de Chile” en la mitad del tablero, permitiendo observar el comportamiento tanto en el arco como en el tablero.

En primer lugar obsérvese los efectos en el arco, como se presentan en la (Figura 4. 149).

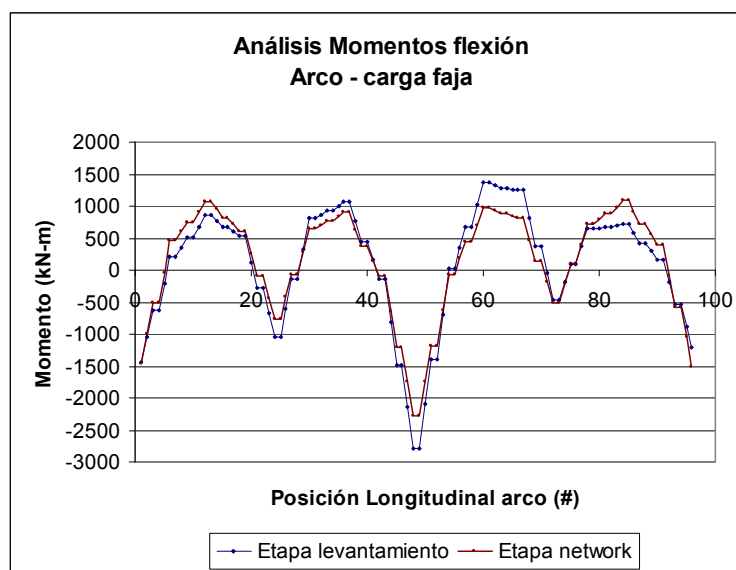


Figura 4. 149. Comparación del momento flexión en el arco por carga de faja.

Dado el sistema de cargas aplicadas, se definen dos curvas, la denominada “Etapa levantamiento” entrega los resultados de esfuerzo al aplicar la carga de faja sin el tesado de las péndolas network, por su parte la “Etapa network” si lo incluye. Se aprecia que la asimetría de la carga hace que el lado derecho no cargado sufra aumentos importantes en cada uno de los puntos de análisis, siendo destacable lo que ocurre en los vanos.

Este comportamiento es esperable dada la condición de arco atirantado, lo realmente interesante es observar la diferencia entre las dos curvas. Claramente, a excepción de los extremos, el estado con péndola network tesada presenta menores momentos, siendo lo más significativo la reducción del máximo momento en todo el arco asociado a la péndola vertical central.

Lo relevante de este hecho es que el caso sin el tesado network hace que el máximo momento en todo el arco se acerque a los -2750 kN-m, valor mayor que el definido en toda el proceso constructivo (-2350 kN-m), lo cual haría que el criterio de diseño del arco estuviera condicionado por el estado en servicio. En cambio, el tesado de las péndolas network hace que la variación respecto a la última etapa del proceso constructivo sea menor, incluso obteniéndose máximos de momento en torno al máximo de construcción (-2320 kN-m). En este caso la acción de modulador de las péndolas network en el arco cobra una importancia fundamental en el proyecto de diseño del refuerzo. Incluso, a pesar de que exista aumento en los extremos, dado

que los aumentos no son significativos frente al máximo del arco. Salvo casos en que la distribución de esfuerzos en las péndolas verticales sea muy similar, el estudio permite concluir que la acción del tesado network evita que el condicionante de diseño del arco quede asociado a cargas de servicio.

El segundo punto en estudio con cargas en servicio corresponde a los efectos producidos en el tablero. Para ello se presentan las gráficas de tensiones (Figura 4. 150), siguiendo la metodología de la BAM utilizada en etapa constructiva. Para identificar adecuadamente los efectos del tesado network se estudia en detalle los efectos en la viga que soporta el arco, recordando que estos efectos se ven atenuados en las vigas externas por el proceso de distribución de esfuerzos de las vigas transversales.

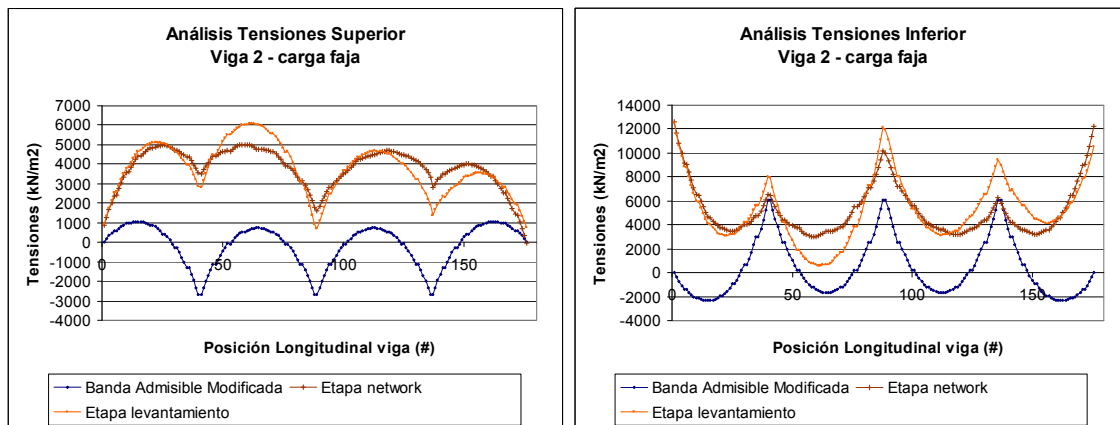


Figura 4. 150. Comparación de las curvas de tensiones por carga de faja.

En estos casos se aprecia por un lado la curva de “Etapa levantamiento” definida por las tensiones generadas en la viga tras la aplicación de la media carga de faja sin el tesado previo de las péndolas network. Como se puede observar la acción de estas cargas es de una modificación de las máximas tensiones, siendo lo más relevante el aumento en el vano central izquierdo, lo cual se traduce en una disminución cercana a la curva de referencia para tensiones inferiores. En el caso presentado estos aumentos no incurren en problema dado los amplios márgenes de tensiones; sin embargo, este comportamiento puede generar dificultades cuando estos límites se estrechan o la solución encontrada por TEMEGA se ajusta considerablemente a la curva de referencia.

Ahora bien, la segunda curva presentada, corresponde a las tensiones generadas por la carga de faja tras la aplicación del tesado network. En ella se aprecian los beneficios de este tesado al mantener un comportamiento estable de la curva de tensiones. En este caso, el aumento de tensiones producido por la carga es tomada por cada una de las péndolas network y redistribuidas a lo largo de todo el tablero y el arco, evitando picos de tensiones en sectores del tablero. Sin duda esta situación es extremadamente importante a partir de la hipótesis de curvas de tensión muy próxima a los límites.

Para poder entender adecuadamente este beneficio, se presenta a continuación la (Figura 4. 151) de esfuerzos máximos para los diferentes casos, dado que se está considerando un estudio en servicio y por tanto de capacidad resistente de las piezas.

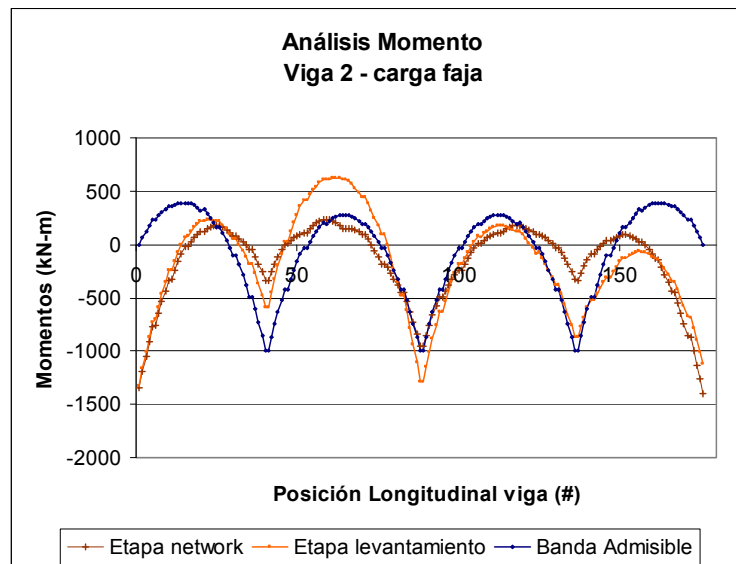


Figura 4. 151. Comparación de los momentos en la viga interior producto de carga de faja.

La gráfica representa los momentos a partir de la combinación de cargas del proceso constructivo y la carga de media faja. En la curva azul se aprecia los momentos máximos que soporta el tablero en su estado original. La misma se considera referencia para el análisis. Se observa que la curva sin tesado network presenta un fallo importante en dos puntos, uno correspondiente al máximo momento negativo en el centro del tablero, asociado a la carga de péndola vertical, y un segundo correspondiente a máximo momento positivo en el vano interior, debido fundamentalmente a incrementos producidos por la asimetría de la carga aplicada.

Ahora bien, para el caso de la curva con tesado de las péndolas network se puede ver un mejoría considerable en cuanto al nivel de esfuerzos, no sólo con respecto al caso sin tesado network, sino también con respecto a la curva de referencia. En primer lugar, en el caso de tesado network los efectos de la péndola vertical central se ven contenidos, no produciéndose aumentos respecto a la curva de referencia. En los casos de las otras péndolas verticales, incluso se consiguen una cierta holgura. En segundo lugar, los efectos de la carga asimétrica en el sector de vano se ven totalmente superados, evitando los incrementos no admisibles.

Por lo anterior, se puede comentar que la utilización del tesado network actuando de modulador y amortiguador de tensiones y esfuerzos es clave en casos límite para el correcto uso del refuerzo mediante arco, ya sea por el simple hecho de cumplir con los requisitos de tensiones y esfuerzos, como también por permitir definir los criterios de diseño a partir de las etapas constructivas.

Un punto en el análisis de estas gráficas que no puede dejarse pasar son los importantes momentos negativos encontrados en los extremos del tablero. Tal como se aprecia, la aplicación o no del tesado network, no genera modificaciones a éstos, lo cual cobra total sentido al recordar el apartado de péndolas de retención. Por este motivo la aplicación de tesado en esta configuración de péndolas no tiene incidencia en estos momentos, de tal forma la mitigación de estos esfuerzos debe realizarse a partir de las técnicas comentadas en el Anejo IV.

El análisis permite tener un comportamiento general del tesado network en su fase final y los efectos favorables que ella tiene. Sin embargo, es necesario verificar cada una de las fases de tesado de las péndolas network, e incluirlas en un proceso constructivo en vista de los posibles fallos o modificaciones del sistema estructural.

Para ello se utiliza como ejemplo el candidato 4 de la lista presentada en la (Tabla 4. 31) (segundo en cuanto a función de bondad). Recordar que el candidato ha sido obtenido mediante el módulo de optimización network de la herramienta TEMEGA, consiguiendo un arreglo de axiles: (68; 44; 39; 50; 39; 56; 39; 40; 57; 53; 32; 46; 31 kN) asociado a las 13 péndolas, de izquierda a derecha de la mitad del arco (el resto es simétrico).

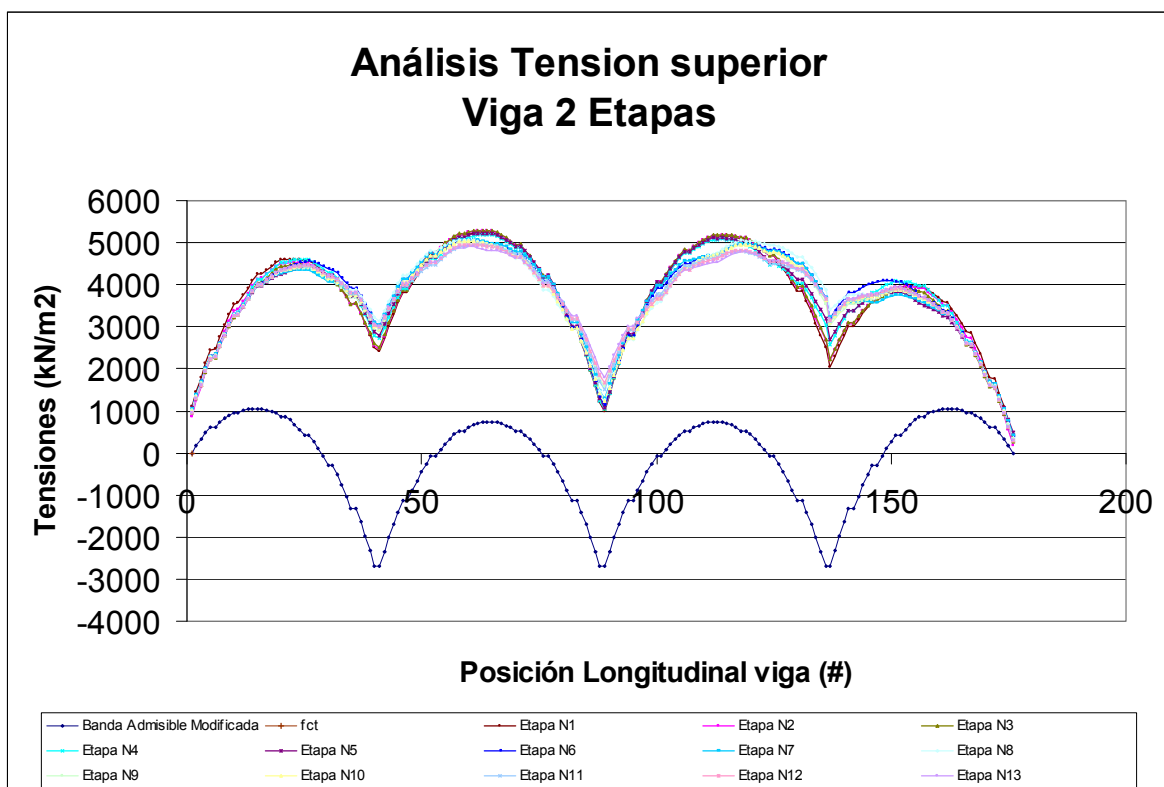
Para conseguir los tesados en cada una de las péndolas en fases constructivas no lineales, se ha aplicado el Método de Optimización mediante Algoritmos Híbridos (OAH) (ver Anejo III), del cual se han realizado algunas modificaciones para el calce adecuado con el arreglo de axiles. Se ha obtenido el siguiente conjunto de soluciones correspondiente a los factores de multiplicación asociados a una deformación impuesta en cada péndola de -0,001 metros.

Factor de Deformación Impuesta: (-2; -2; 5; 3; 10; 10; 15; 16; 21; 23; 28; 30; 33).

Cada aplicación de deformación de tesado corresponde a una etapa de la fase de tesado network, la cual sigue el orden definido por obra nueva para la aplicación de péndolas network, partiendo de los extremos y finalizando al interior del mallado.

Tal como se puede intuir en los factores, cada una de las péndolas sufre un tesado activo de sus péndolas a partir de la última etapa de levantamiento, sin embargo para el caso aceptable presentado, las dos primeras péndolas, por el contrario, se le aplica una caída de tensión (de ahí su valor negativo), en vista que son ellas las únicas que en el proceso de levantamiento han quedado con carga.

El proceso de tesado de cada una de las péndolas permite definir un conjunto de 13 etapas, equivalentes a cada péndola tesada. Por lo tanto, para observar el comportamiento que presentan y la admisibilidad del método se muestra la (Figura 4. 152).



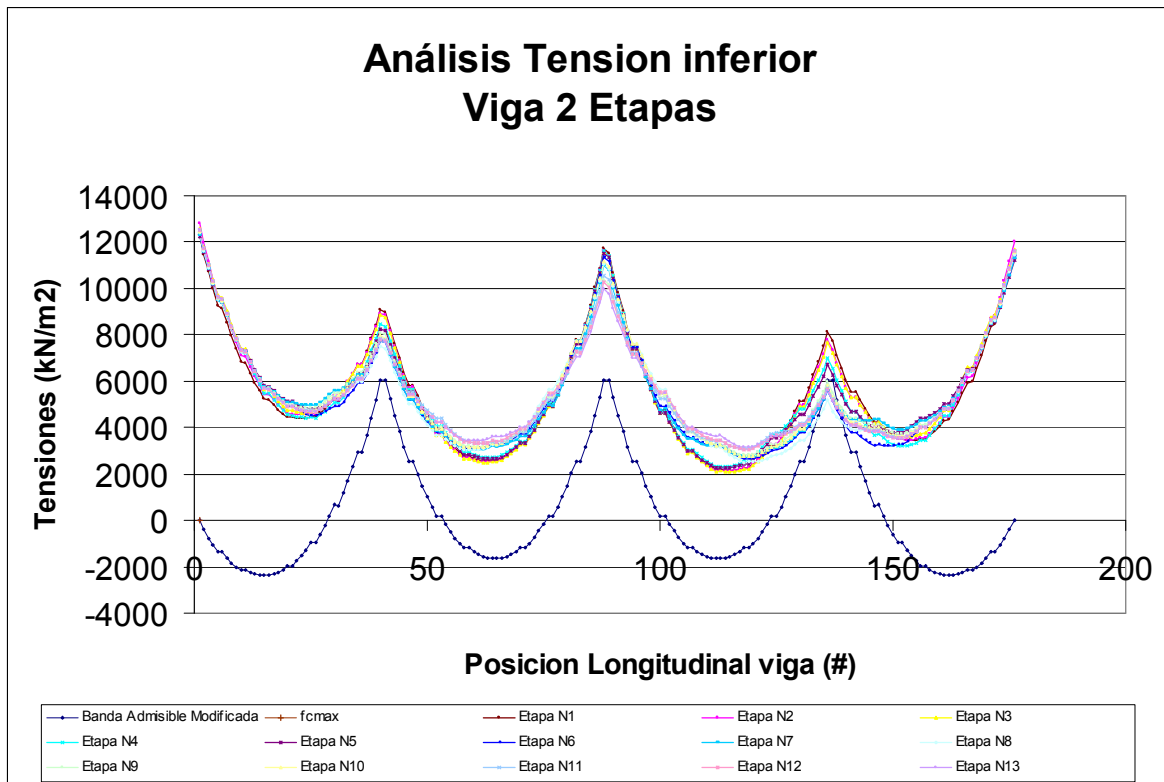


Figura 4. 152. Análisis de tensiones (superior e inferior) según etapas de tesado de péndolas network.

Estas corresponden a las curvas de tensiones en cada fase para la viga que soporta el arco. Como se puede apreciar, la tendencia es mantener el comportamiento general de la viga, produciéndose los aumentos de tensión en los extremos del tablero, y una forma de viga continua. En todo punto se cumple satisfactoriamente el requerimiento de la BAM. Aprobado el tesado, es interesante observar las diferencias en cada una de las etapas, en primer lugar se aprecia que tras el tesado de la primera péndola se produce las máximas tensiones en cada punto de la curva, es decir, tanto en picos como en valles, acompañados muy de cerca por la segunda etapa de tesado. A partir de ellos se presenta una tendencia de amortiguamiento de cada una de las tensiones acercando picos y valles.

La explicación a ello es muy clara, la reducción se debe a un trabajo en conjunto de cada una de las péndolas que van armonizando el comportamiento tensional del tablero. Esto se ve justificado con las (Figura 4. 153, Figura 4. 154) de esfuerzos en el arco.



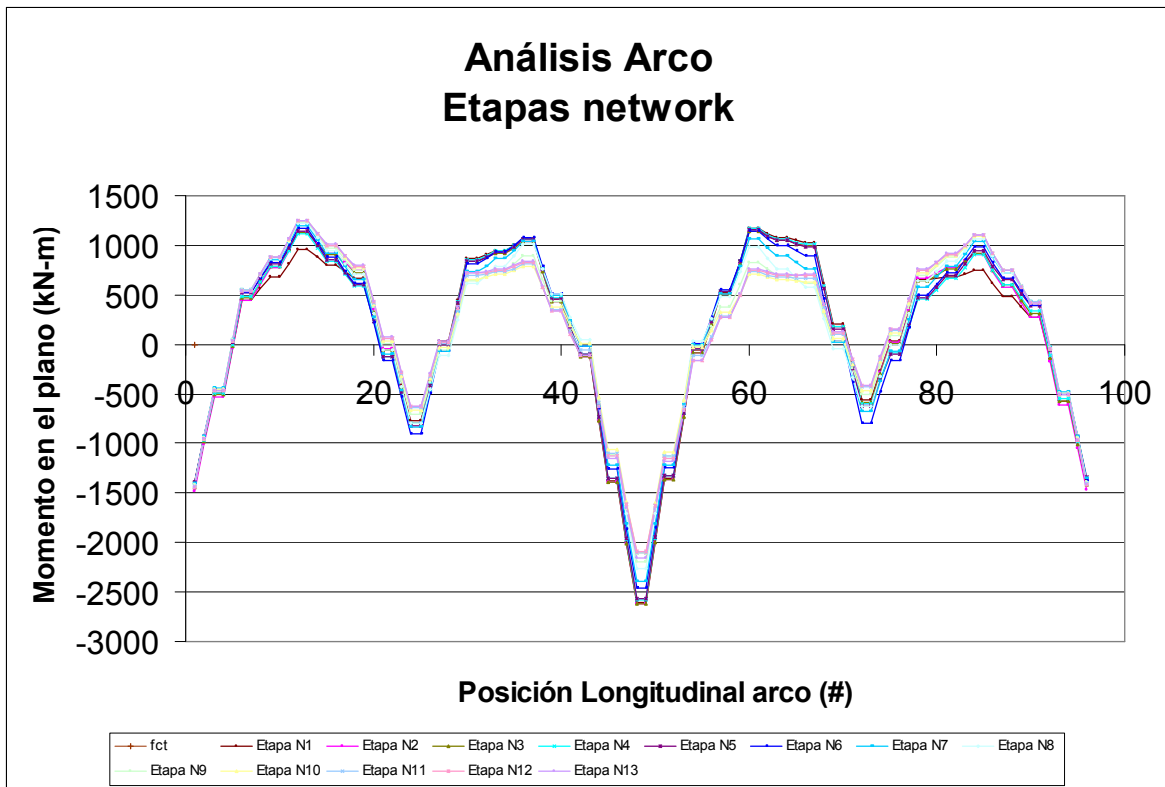


Figura 4. 153. Momento en el plano del arco según etapas de tesado network.

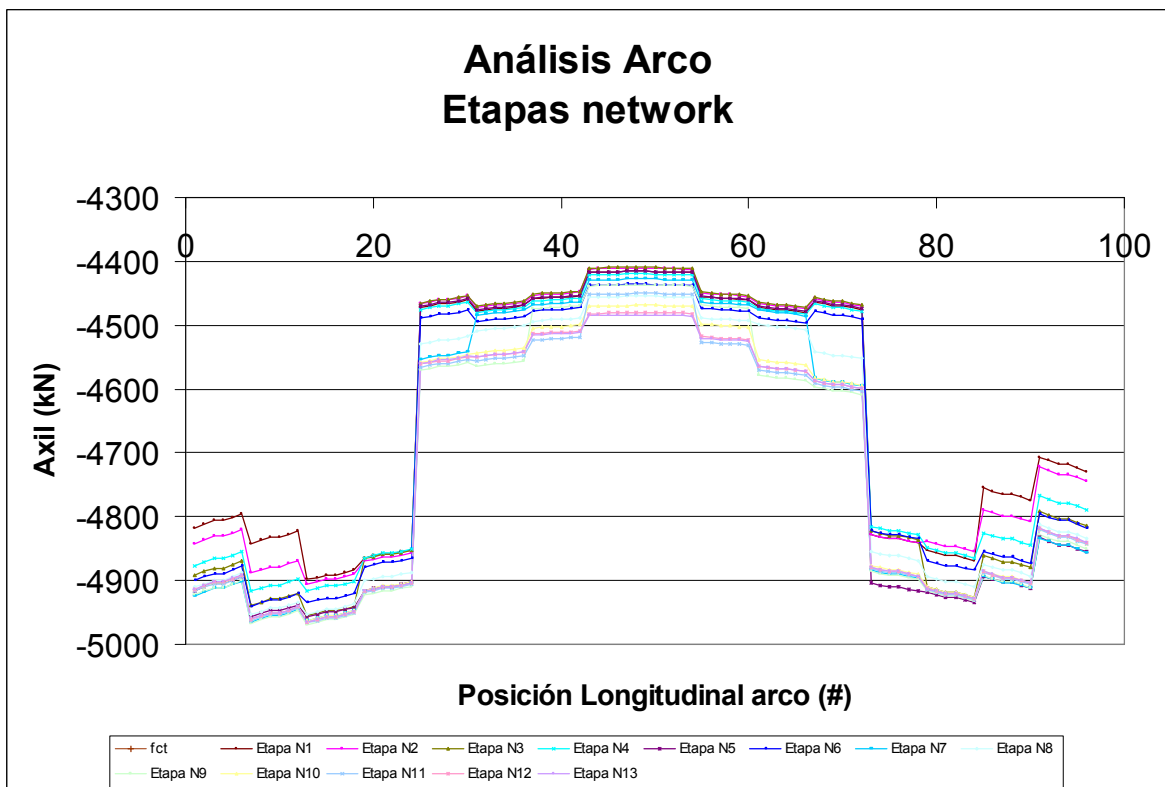


Figura 4. 154. Axil en el arco según etapas de tesado network.

En este caso es posible apreciar la redistribución de los esfuerzos a medida que van sumándose péndolas network de manera activa, consiguiéndose las mayores reducciones de momento en las últimas etapas de tesado y siendo las primeras etapas las de mayor grado de modificación, especialmente en la zona de arranques del arco. En términos generales, a medida

que participan más péndolas se reducen los momentos negativos y tienden a aumentar (en menor grado) los positivos. Esta situación es muy favorable entendiendo que el máximo momento está asociado a momentos negativos por la acción de las péndolas verticales. En cuanto a los axiles, la reducción nuevamente es importante en la clave del arco, pero aumenta en etapas finales en el sector de arranque.

¿Cómo se puede explicar este comportamiento diferenciado?, Para ello se requiere observar los efectos de axiles en las péndolas network y verticales.

Las (Figura 4. 155, Figura 4. 156) presentan los esfuerzos de axil en cada péndola, siguiendo la distribución que tienen, tanto para la última etapa de levantamiento (etapa 6) como la última etapa de tesado network (etapa N13). Se muestran ambas dada la relevancia que tiene la última etapa de levantamiento. Como se observa, al finalizar el proceso quedan dos péndolas network actuando, correspondiente a las del borde con magnitudes que superan los 100 kN. Al pasar al estado final de tesado network se observa que las dos péndolas han reducido sus axiles más de la mitad (70 y 45 kN aproximadamente), esto hace que la zona de borde vea afectada su sollicitación de manera importante.

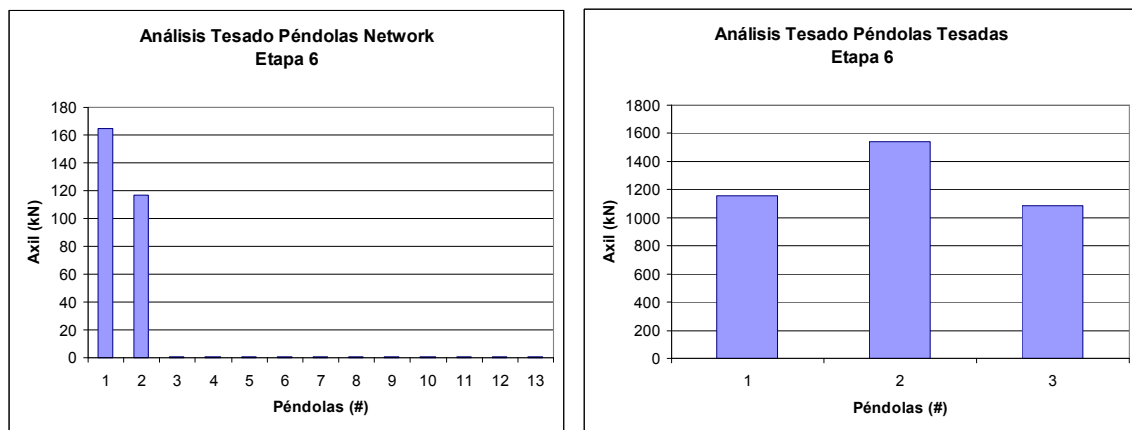


Figura 4. 155. Distribución de axiles en péndolas network y vertical en etapa de levantamiento.

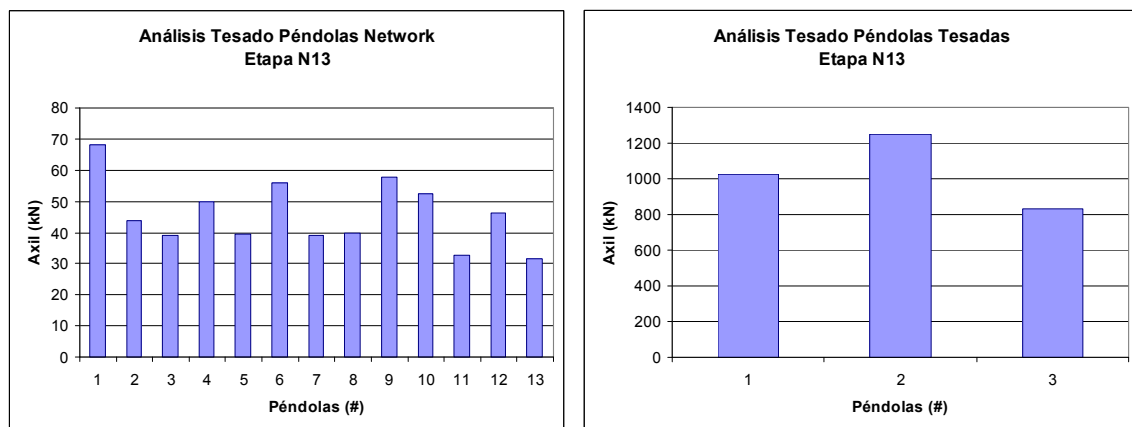


Figura 4. 156. Distribución de axiles en péndolas network y vertical en etapa de tesado network.

Junto con ello se aprecia que el conjunto de péndolas han aumentado su esfuerzo axil, de los cuales muchos han sido por aplicación de cargas adicionales (tesado), pero también en gran medida por un proceso de redistribución. Parte de esta redistribución se da también con las péndolas verticales. Tal como se aprecia, todas ellas al realizarse el proceso de tesado network han sufrido una merma de sus esfuerzos, reduciéndose el máximo desde 1550 kN hasta los 1210 kN aproximadamente. Esto se traduce en la disminución de los momentos máximos en el arco

asociados a la clave. Esto, en menor medida, se repite en cada uno de los sectores de péndolas verticales.

Por otro lado, el cambio de tendencia en los esfuerzos del arco para el sector de los extremos también se ve asociada al comportamiento de las péndolas. Dado que las primeras etapas de tesado network corresponden a disminuciones de las péndolas tesadas de los extremos, es natural que los momentos tiendan a disminuir, especialmente en dicha zona. A partir de la tercera etapa, el tesado es efectivo en las péndolas y hace que las péndolas “des-tesadas” vuelvan a adquirir axiles colaborando en el aumento de los momentos en el sector de vanos exteriores, transformándose en disminuciones en el sector de apoyos.

Estos efectos de incrementos y decrementos, se presentaran siempre que la configuración de péndolas network quede activa desde el proceso de levantamiento. En los casos estudiados, la mayoría mantiene como péndolas tesadas tipo network solamente las de los bordes, pero hay casos, dependiendo del orden y magnitud de tesado de las verticales, que péndolas network entre las dos verticales puede quedar actuando. En estos casos la acción de des-tesado genera igualmente etapas de reducción y aumento de los momentos como se explicita en este caso.

Los comentarios anteriores quedan ratificados al observar la curva de evolución de esfuerzo axial en cada una de las péndolas network, a medida que se va realizando el tesado sucesivo de ellas, tal como lo muestra la (Figura 4. 157).

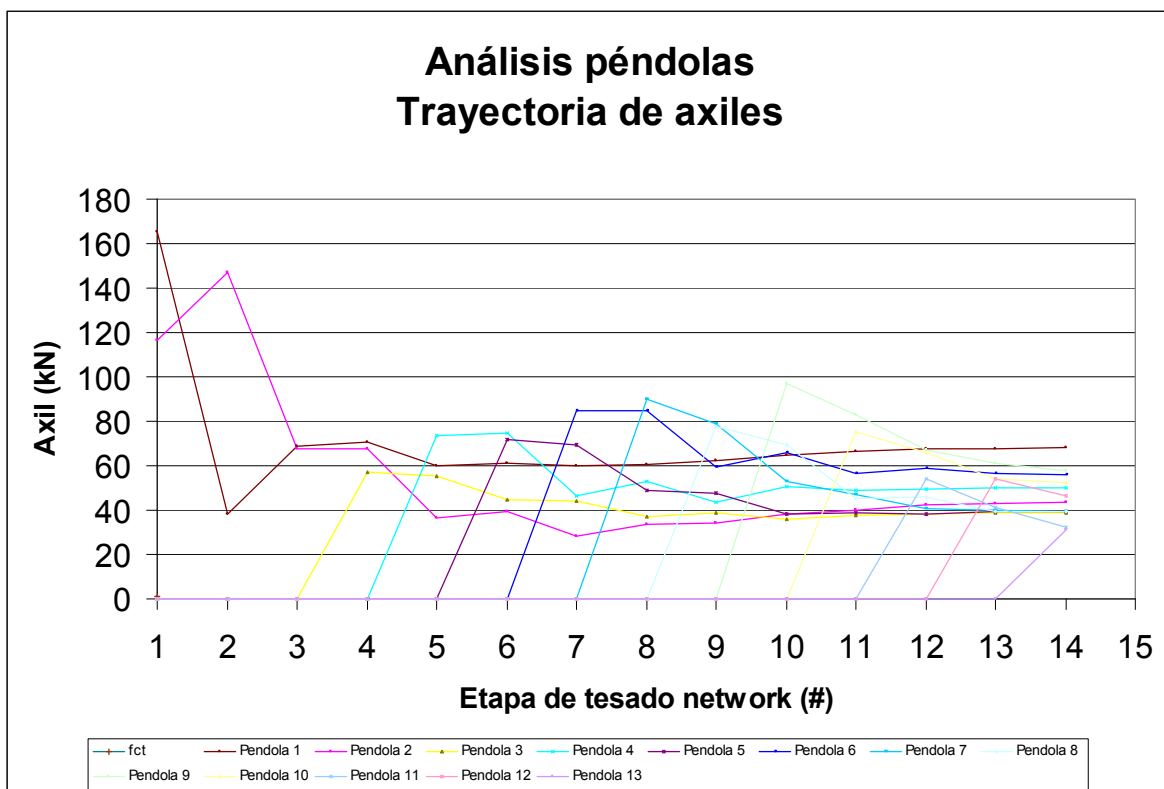


Figura 4. 157. Trayectoria de axiles en cada péndola network en cada fase de tesado.

La gráfica representa cada una de los axiles de péndolas pasando por las diferente etapas de tesado, donde la primera etapa corresponde a la última del proceso de levantamiento (etapa 6) y luego a cada una de las etapas de tesado network (N1 al N13).

Se puede apreciar como se produce la pérdida de tesado de las dos péndolas iniciales, en las etapas 2 y 3 respectivamente. De ello es interesante notar como la reducción de la primera aumenta considerablemente la segunda. Tras la aplicación del tesado en la cuarta péndola, la primera mantiene un comportamiento casi inalterado, en cambio la segunda disminuye abruptamente hasta el tesado de la séptima péndola. En cuanto al resto de péndolas tesadas (exceptuando las dos primeras) el comportamiento sigue un patrón bastante claro, un tesado inicial tras la aplicación del gato, para que en cada una de las sucesivas fases de tesado producir una disminución del axil. Esto permite apreciar el proceso de redistribución de axiles y en cierta medida ver las péndolas de mayor influencia.

A partir de ello, se puede apreciar la diferencia de esfuerzo incluido en el sistema de la configuración network correspondiente a 314 kN entre la etapa final de levantamiento y la última network, a partir de la (Figura 4. 158).

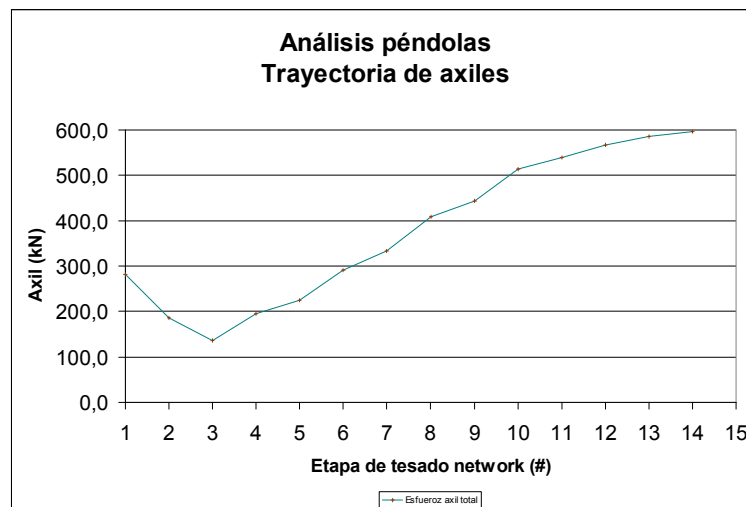


Figura 4. 158. Trayectoria de axil total en péndolas network en cada fase de tesado.

Interesante es notar que el aumento de tesado en las péndolas network es menos de la mitad de la pérdida de esfuerzos axiles en las péndolas verticales (673,4 kN), esto hace que el sistema haya perdido 359 kN de axiles de levantamiento.

Esta situación es importante, pues inicialmente podría generar una caída del tablero respecto a la posición optimizada de levantamiento.

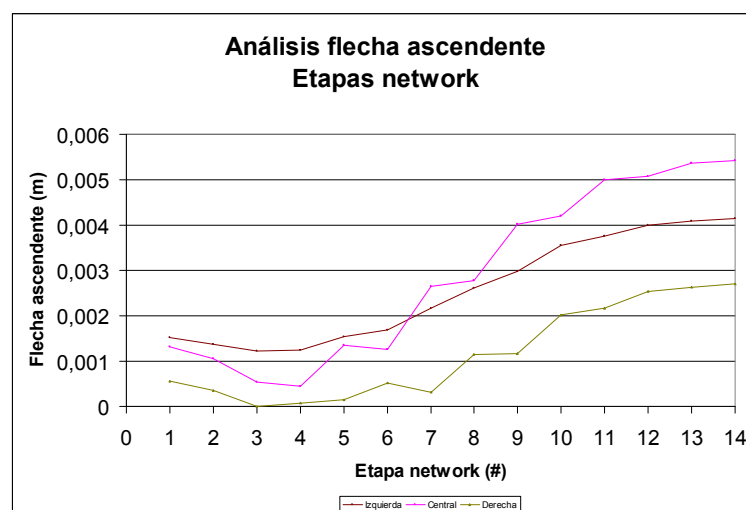


Figura 4. 159. Trayectoria de flechas ascendentes en cada fase de tesado.

Al revisar la (Figura 4. 159) es posible comprobar que el efecto que tiene la aplicación del tesado network, a pesar de reducir los esfuerzos axiles en la configuración network, no quiere decir que el sistema haya perdido capacidad de levantamiento, todo lo contrario, tal como se aprecia la caída de la flecha en la primera etapa de tesado network (2) y posteriormente en la segunda (3), se ve seguida de un aumento de la flecha en todos los puntos de control hasta alcanzar cotas mayores al doble originalmente. Esto se explica por la mayor eficiencia de la configuración de péndolas en que cada una de ellas colabora en el proceso de levantamiento del tablero, sin inducir excesos de tensiones en él, y en parte en la toma de esfuerzos axiles por parte del arco, lo cual se aprecia especialmente en la zona de arranques.

Este comportamiento es beneficioso en la medida que todo el método de levantamiento escogido sea el adecuado (suficiente número de iteraciones), tal que el levantamiento no sea excesivo en dicha fase. De cumplirse esta condición, el tesado de las péndolas network favorece el comportamiento, pues entrega una reserva de flecha, mejorando los niveles tensionales en el tablero y arco, y realizando un aprovechamiento más adecuado del perfil del arco, de las péndolas network y del tablero.

Para verificar esta afirmación, recordemos que el candidato en estudio corresponde a uno de los casos de mejor factibilidad del método tanto en el proceso de levantamiento como network utilizando la herramienta TEMEGA. Sin embargo, no es el mejor de un proceso de iteraciones con un total de 700 métodos en estudio.

Para ello se presentan a continuación los resultados bajo una hipótesis de carga que incluye la media faja de carga vehicular en combinación con el proceso constructivo. Se distinguen 4 curvas:

- Etapa 6: última etapa del proceso de levantamiento.
- Etapa N13: última etapa del proceso de tesado network.
- Servicio  $q/2$  network: carga de media faja considerando el tesado network.
- Servicio  $q/2$ : carga de media faja sin considerar tesado network.

Si se estudia las (Figura 4. 160, Figura 4. 161) referente a esfuerzos en el arco, puede apreciarse que tal como ocurre con los estudios del candidato 1, el uso del tesado network reduce los esfuerzos de momento negativo y positivo en el centro, y sólo produce aumentos en los extremos. Ahora bien, si se analiza el caso en servicio, para el caso sin tesado network existe incremento en cada uno de los negativos y los positivos, siendo de relevancia por el tema de diseño del perfil. En cambio, la aplicación de la carga de faja en conjunto al tesado network evidentemente induce esfuerzos menores que el caso en servicio sin tesado network, pero además son menores que la etapa 6, por lo cual quedan regidos por su diseño. Esta situación es inversa para los momentos positivos de los extremos, pero al no ser máximos de diseño no son relevantes.

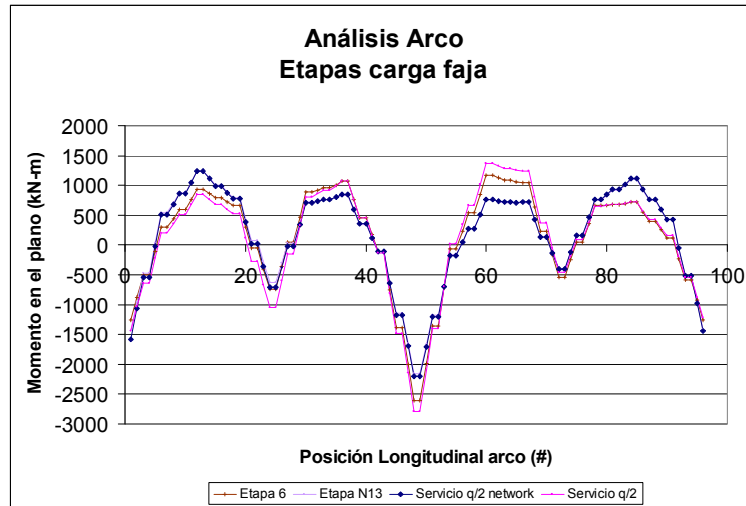


Figura 4. 160. Comparación de momentos en el plano (carga de faja)

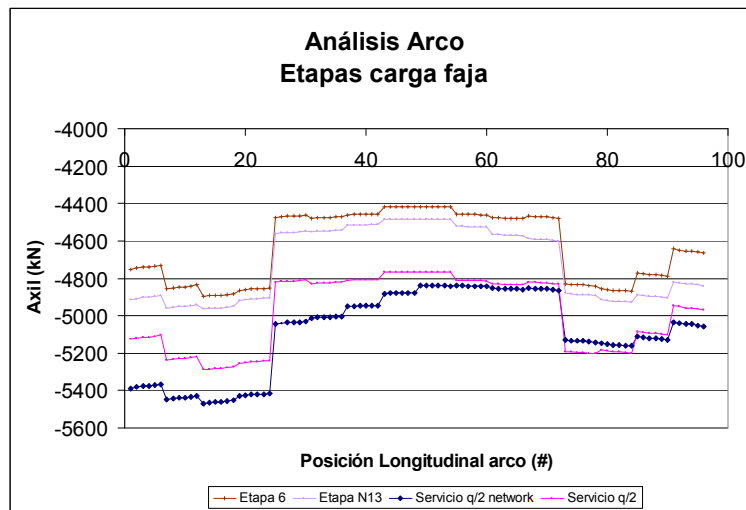


Figura 4. 161. Comparación de axil (carga de faja).

En cuanto a los axiles la aplicación del tesado network los incrementa notablemente, siendo mayores que el caso sin tesado network en la zona de aplicación de la carga, pero menores o similares en el contrario. Esto indica la participación activa y de transmisión de las péndolas network al arco, lo cual favorece la utilización del perfil del arco en cuanto a capacidad de compresión.

Ahora bien, el punto crítico del diseño se encuentra en el tablero, y la posibilidad de su utilización. Como se aprecia en este apartado, la capacidad en servicio de soportar las cargas es otro de los puntos críticos. Para ello se presenta la (Figura 4. 162).

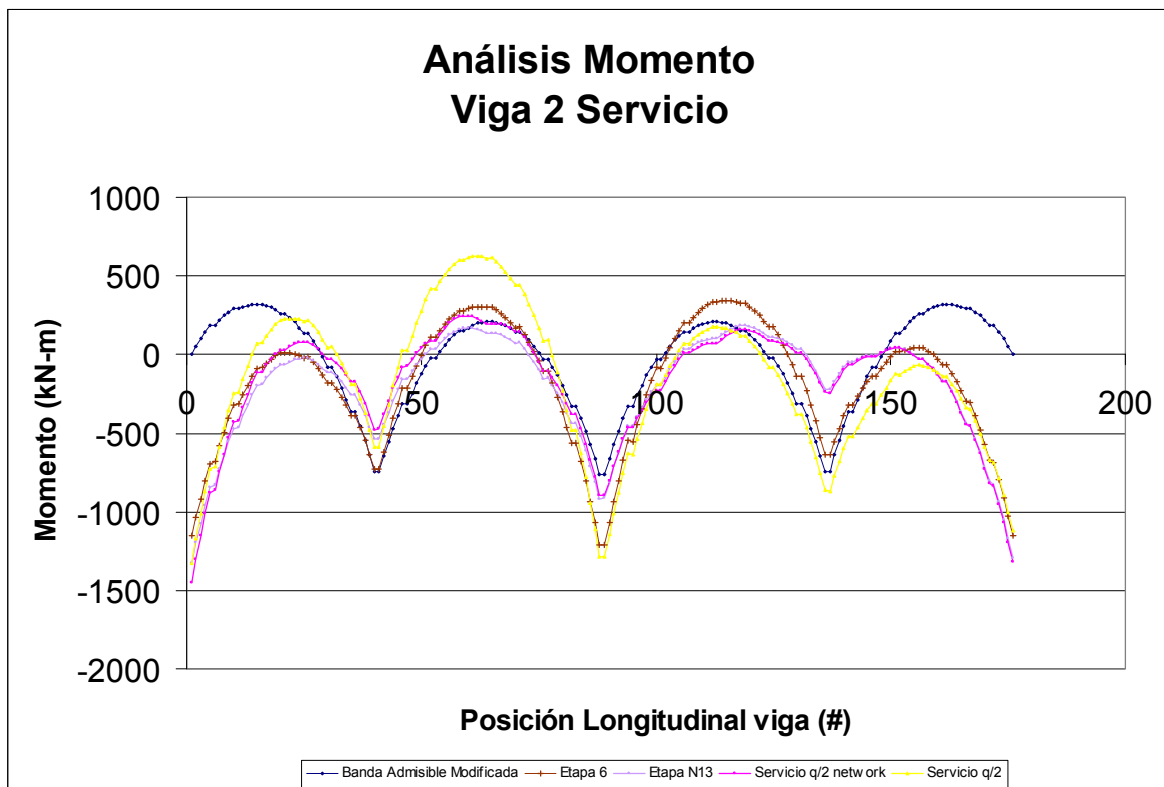


Figura 4. 162. Momentos en la viga interior por cargas de faja.

En ella se observan los momentos en el tablero, con la curva azul correspondiente a los máximos obtenidos del puente original, y por tanto referencia para el presente estudio. A partir de la misma, se aprecia que existen dos puntos conflictivos en cuanto a capacidad. En primer lugar están los bordes asociados a problemas ya discutidos del aumento de rigidez por la cercanía de las cuerdas. El segundo punto en conflicto es el asociado a la péndola vertical central, allí se aprecia que el máximo momento negativo se ve superado cuando no existe colaboración de las péndolas network, con casi 1000 kN-m de diferencia, en cambio cuando sí hay tesado de las péndolas network, el estado en servicio presenta momentos negativos mayores, pero muy cercanos a límite establecido. En consecuencia la aplicación del tesado network colabora de manera relevante en la contención de los esfuerzos en el tablero frente a cargas de servicio. Esto se ve ratificado al analizar lo que ocurre con los momentos positivos, pues en el caso de la aplicación de la carga, el caso con tesado network logra controlar estas cargas volviendo inalterable la ley de esfuerzos en dicha zona, a diferencia de lo que ocurre sin el tesado, donde se dispara a valores sobre los 500 kN-m.

Los beneficios del tesado network también se traducen en la flecha ascendente. Como se ha comentado, la aplicación del tesado induce aumentos en la flecha ascendente del tablero, que a priori pueden parecer innecesarios, sin embargo, ello no es así tal como se presenta en la (Figura 4. 163).

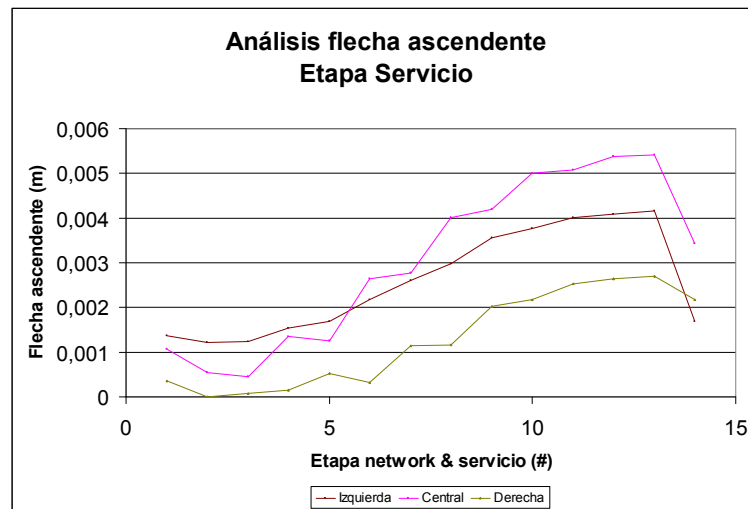


Figura 4. 163. Trayectoria de flechas ascendentes incluida etapa de carga de faja.

Esta primera gráfica representa el comportamiento de las flechas ascendentes en los tres puntos de apoyo (péndolas verticales) en el tablero, asociadas a cada una de las etapas de tesado network y con una última etapa (14), correspondiente a la entrada en carga de la media faja. Se puede observar como hay una primera caída de la flecha casi hasta cero en el sector derecho, producto de la pérdida de tensado de las péndolas de borde, a partir de ahí se produce un ascenso tras cada nuevo tesado de péndola, y finalmente una caída abrupta en el centro y sector derecho producto de la aplicación en esos puntos de la carga de faja (menor en el derecho al no tener carga aplicada directamente). De tal manera la aplicación del tesado permite que se mantenga una cierta flecha ascendente en el tablero con un máximo de 4 mm.

La aplicación de carga de faja sin el tesado network puede reflejarse en la (Figura 4. 164).

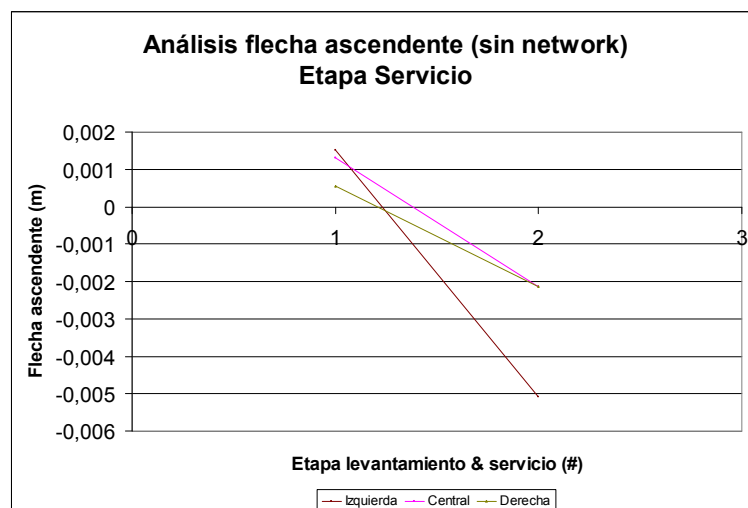


Figura 4. 164. Trayectoria de flechas ascendentes sin la incorporación del tesado network.

La gráfica presenta sólo dos etapas, la primera corresponde a la última etapa de levantamiento y la segunda a la aplicación de la carga de faja. Los efectos son notorios, la aplicación de esta carga induce una flecha contraria alcanzando un máximo de 5 mm, en el centro del tablero. La lectura a este efecto, debe asociarse a las posibles tolerancias que se definan como criterio y a los efectos que una flecha pueda generar en el tablero. Recordar que la aplicación de la carga puede ser pequeña en este caso, pero debe tenerse presente este efecto para el caso de nuevos diseños.



A partir de lo anterior puede comentarse que:

- La primera ventaja del tesado network viene dada por el factor de distribución de los esfuerzos, que permite reducir esfuerzos en el arco y el tablero, generando un aumento de capacidad resistente tanto de péndolas como del perfil del arco, a la espera de cargas puntuales en estado en servicio (camiones).
- Una segunda ventaja se asocia a la modulación de la flecha ascendente del puente. Durante el proceso de levantamiento, el proceso tiene como objetivo fundamental el cumplimiento de la BAM, a partir de ello busca también un levantamiento mínimo asociado a cada péndola. Sin embargo, los cambios estructurales pueden inducir a modificaciones en esta flecha ascendente que no sean las óptimas.
- El proceso desarrollado en el modulo TEMEGA para péndola Network, se desliga del cumplimiento de la BAM, y asume como criterio principal la resistencia de cada una de las péndolas basado en un mínimo aceptable (ver capítulo 3 y Anejo II). Esta condición hace que se produzca una redistribución más homogénea de esfuerzos a lo largo del tablero, lo cual puede incluso producir reducciones de las flechas finales del tablero.

Finalmente, la recomendación apunta a utilizar un tesado network, a partir de la herramienta TEMEGA o bien, utilizar ésta como primera aproximación y definir las modificaciones necesarias de algunos tesados a partir de los requerimientos específicos que pueda generar el estado de servicio.

## **CAPÍTULO 5:**

# **ANÁLISIS EN SERVICIO**

## 5.1. Introducción

El presente capítulo investiga en profundidad los efectos que produce el refuerzo mediante arcos atirantados, a partir del momento en que éste actúa como un puente en arco atirantado sin la presencia de pilas y, según sea el caso, con el proceso de tesado de las péndolas network.

Según la definición presentada en el capítulo 4, se considera el estado de servicio a partir de una estructura con un estado tenso-deformacional formado por la fase de preparación, levantamiento y network; al cual se denomina estado permanente.

El interés de este estudio es determinar el comportamiento general del puente y en especial del tablero, realizando una comparación con puentes de obra nueva y detectando las diferencias. Adicionalmente, pretende indagar en posibles criterios de diseño del refuerzo, que durante el proceso constructivo no son determinantes. De igual forma, definir en que ocasiones ciertos elementos pueden verse sometidos a esfuerzos mayores o diferentes a los del puente original, o bien a los resistidos durante el proceso constructivo.

El estudio permite entregar parámetros que puedan ser utilizados en fases anteriores de construcción, como es el caso de los axiles en péndolas network o esfuerzos que induzcan refuerzos especiales en las vigas transversales. A ello se suman las posibles consideraciones en relación al servicio, para la correcta elección de los elementos complementarios al proceso de refuerzo, como son: pretensado exterior, aparatos de apoyo, estribos, entre otros.

Para la verificación del estudio se utilizan esfuerzos y parámetros obtenidos de los puentes San Luis y Puangue. Ambos consideran un estado estructural con un sistema de esfuerzos obtenido en el capítulo 4. Es decir, corresponden a los casos de refuerzos optimizados mediante TEMEGA, con los ajustes necesarios a partir de las recomendaciones deducidas del estudio de sensibilidad.

El procedimiento de análisis se puede resumir en el siguiente esquema de acciones:

- a) Estado de servicio, analizando:
  - a.1) Cargas vivas completa (q).
  - a.2) Mitad cargas vivas ( $q \frac{1}{2}$ ) con network.
  - a.3) Influencia camión.
  - a.4) Sismicidad (horizontal - vertical).
  - a.5) Viento.
  - a.6) Variación uniforme de temperatura.
  - a.7) Gradiente térmico

Es importante mencionar que parte del estudio comparativo relacionado con las péndolas network puede observarse en el capítulo 4, en particular los efectos producidos por “Mitad cargas vivas” ( $q \frac{1}{2}$ ) mediante TEMEGA, sin incorporar un tesado de las péndolas network. Los resultados muestran un comportamiento no eficiente de la estructura, por lo que se vuelve necesario incorporar este tipo de tesado en todos los estudios futuros.

Esta situación muestra la íntima relación entre el análisis de sensibilidad a nivel constructivo y el estudio y verificación en servicio, en donde unos y otros se relacionan para la obtención final de los criterios y recomendaciones de diseño.

Otro punto importante es la modelización utilizada. Dado que todo el proceso anterior, tanto constructivo como en servicio por sobrecargas de uso, está enfocado a los efectos en flexión y cargas gravitatorias, el emparrillado en una dimensión presenta resultados sencillos de analizar y de mucha confianza. Sin embargo, debido a la acción de cargas laterales el sistema de emparrillado presenta carencias asociadas a una inadecuada modelización de la rigidez del tablero (Monleón 1997). Por esta razón, el modelo utilizado para el puente reforzado debe incorporar modificaciones conducentes a un emparrillado híbrido entre una y dos dimensiones, incorporando las acciones de las vigas y la losa. En este caso, se conforma el emparrillado mediante la aplicación de vigas longitudinales y transversales reales, con una modelización de la losa mediante lámina (Monleón 2003, Aparicio & Casas 2008).

El conjunto de solicitaciones consideradas proviene de las normativas aplicadas en los puentes chilenos, a saber: Manual de Carreteras de Chile y ASSHTO. La aplicación de algunos cambios sobre ellas se realizan con el fin de analizar algunos parámetros, tales como pérdida de tesado en péndolas, entre otros.

Es relevante recordar que el análisis en los puentes en estudio ha considerado como hipótesis de aceptación los esfuerzos, tensiones y deformaciones en el tablero, obtenidos a partir de los valores de referencias determinados mediante modelización del puente original, con la aplicación del peso propio y cargas permanentes respectivas, además de la acción de la sobrecarga de uso. Esta última se define por el conjunto de vehículos que pasan por el puente en fecha del estudio.

Esto provoca que las curvas obtenidas no presenten factores de seguridad ni de mayoración, sino simplemente la constatación empírica de que el paso vehicular corresponde a la norma vigente. La utilización de este método se debe a que el estudio contempla puentes sin planos de detalle, ni referencias normativas, debido a que durante la época de diseño y construcción no existían tales documentos legales. Por esta razón, para el estudio de puentes en que sí se cuenta con esta información, lo adecuado respecto a la metodología de trabajo para el refuerzo, corresponde a la creación de curvas de referencia basada en los camiones y factores de mayoración que dicha normativa apunte.

En consecuencia, para los casos aquí presentados uno de los criterios de aceptación y análisis corresponde al cumplimiento de la normativa vigente. Especial atención se presta para los elementos del tablero, lo cual pasa a ser uno de los objetivos fundamentales, buscando que el refuerzo no presente ningún tipo de limitación.

Esta situación hace que parte del estudio de cargas contenga algunas consideraciones detalladas en cada apartado, para poder determinar el grado de seguridad con el que se cuenta y la posibilidad efectiva de llevar a condiciones normativas actuales, puentes con carencia de información. Por lo tanto, el estudio de servicio se desarrolla con factores de mayoración y de seguridad establecidos en la normativa, salvo algunas consideraciones asociadas a coeficientes de impacto o de cargas móviles, debidamente aclarados.

### 5.1.1. Hipótesis de carga

A continuación se detallan las características fundamentales de las cargas aplicadas.

- **Cargas móviles vehiculares**

De acuerdo con la norma el estudio de solicitaciones de cargas móviles vehiculares considera dos alternativas de aplicación: la primera hace referencia al uso de diseño mediante camión HS 20-44 que presupone la aplicación de un vehículo pesado pasando por el puente; la segunda corresponde a un diseño por carga de faja, definida como una carga distribuida equivalente a los ejes de carga concentrada, emulando un congestionamiento vehicular.

Tanto el uso del camión como de la carga de faja deben realizarse en una pista de tránsito equivalente a 3,05 metros, las cuales deben ser ubicadas en vías de tránsitos de 3,66 metros, distribuidas en todo el ancho de la calzada de la estructura. No se consideran fracciones de vías de tránsito; sin embargo, para calzadas de 6,1 a 7,3 metros deben considerarse dos vías de diseño, cada una igual a la mitad de la calzada.

Para efectos de diseño debe realizarse el estudio para la alternativa que produzca los mayores esfuerzos. En el caso de puentes con más de 40 metros de luz, es la carga de faja la que predomina.

Al proceso de verificación se ha incorporado un caso de carga a mitad de tablero, denominado mitad de carga de faja, que considera la misma magnitud de carga pero sólo aplicada a medio tablero en sentido longitudinal. Su aplicación se justifica como verificación de los efectos en el arco.

#### a) Coeficiente de impacto

Las cargas vivas producidas por el camión HS 20-44 o por la carga de faja deben incrementarse por medio del coeficiente de impacto, el cual recoge las consideraciones de efectos dinámicos, vibratorios y de impacto de un camión que transita por el puente. Los elementos que deben diseñarse con este factor son: la superestructura y pilas. No se incluyen estribos, fundaciones, elementos de madera o cargas de peatón.

El incremento se denomina coeficiente de impacto y se determina con la siguiente ecuación:

$$I = \frac{15,24}{L + 38,11} \leq 0,30 \quad \text{[Ecuación 5. 1]}$$

Donde:

I: Coeficiente de impacto.

L: Longitud del tramo en metros.

La longitud L debe ser tomada como:

- Para losas de calzadas L es la distancia entre los ejes de las vigas que la sostienen.
- Para calcular momentos en las vigas se debe usar la luz del tramo.

c) Para calcular esfuerzos de corte se debe emplear la longitud del tramo que va desde el punto considerado hasta la reacción más lejana.

Para el presente estudio se considera una reducción de este coeficiente a partir de las condiciones de un pavimento en buen estado y sin baches a la entrada. Estudios experimentales permiten justificar como en dichas condiciones y para la verificación de los estados límites últimos, puede considerarse un coeficiente de impacto cercano a la unidad (ARCHES 2009). Esto permite obtener márgenes de seguridad, considerando que las curvas de referencias de esfuerzos obtenidas en el puente original corresponden a un estado en servicio tras análisis empírico.

### **b) Coeficiente de reducción**

El coeficiente de reducción considera que el puente este cargado simultáneamente en todas sus vías de circulación por el camión de la norma. Este coeficiente reduce la carga de rueda dependiendo del número de pistas o vías de tránsito, a partir de la probabilidad de ocurrencia de dicha situación. En vista que tanto el puente San Luis como el Puangue presentan dos vías, esto equivale a un porcentaje del 100% por vía de tránsito, lo que se traduce en un coeficiente de reducción de 1.

### **c) Coeficiente de distribución**

La distribución de las cargas móviles se hace mediante el coeficiente de distribución, factor que se obtiene de un análisis estructural complejo que trata de interpretar la distribución de la carga de rueda sobre las vigas. Indica, con cierta aproximación, cuantas líneas de carga extra debería soportar la viga que tiene a plomo las cargas P, P/2 y P/4. Para obtener dichos valores se utilizan tablas y procedimientos según la normativa AASHTO.

### **d) Coeficiente especial para carga móvil**

Como una disposición interna del Departamento de Puentes, del Ministerio de Obras Públicas de Chile, a partir de 1980 se exige un incremento de las cargas móviles de camión HS 20-44 en un 20%, con el fin de considerar el aumento de las cargas de alguno de los vehículos que en la actualidad circulan (Valenzuela 2007).

- **Cargas sísmicas**

La aplicación de cargas sísmicas a proyectos de puentes network ha sido limitado, y su estudio no desarrollado del todo (Schanack 2008, Tezcan 2011). En particular, los efectos en el caso de refuerzo mediante arcos sólo han sido analizados por el trabajo de Rongish (2011).

Por tal motivo, se desarrolla aquí el estudio de estas cargas y sus efectos a partir de la normativa vigente en Chile, la cual establece que “las estructuras deben resistir sin daño, en el rango elástico, movimientos sísmicos de intensidad moderada. Además deben limitarse los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad. Aunque presenten daños se debe evitar su colapso total o parcial durante sismos de intensidad excepcionalmente severa. Dentro de lo posible, el daño que ocurriera debería presentarse en zonas en que pueda ser detectado rápidamente y de fácil acceso para su inspección y reparación. El riesgo de vida humana debe ser mínimo, no aceptándose como principio general” (Manual de carretera de Chile).

Adicionalmente, el presente estudio contempla los requisitos definidos por la normativa asumiendo que ésta presenta limitaciones de cara a puentes singulares, y en particular a refuerzos innovadores. Entre estas consideraciones se debe asumir que el diseño sísmico propuesto por la normativa es válido en puentes con luces libres máximas de 70 metros, especificando que no es recomendable su uso en puentes de tipologías especiales, como puentes colgantes, atirantados, en arco, entre otros. Estas consideraciones hacen que por luz libre el puente San Luis y Puangue puedan ser incluidos, pero la singularidad hace que sus efectos de manera normativa no sean cumplidos.

A pesar de ello, y en vista de que se desarrolla el estudio a manera de investigación de los efectos, se utiliza como base las propuestas de carga entregadas por el Manual de Carreteras.

### **a) Requerimientos generales**

El diseño sísmico contempla un conjunto de requisitos básicos que permiten desarrollar la metodología, entre ellos: coeficiente de aceleración, zonificación sísmica, clasificación por importancia, peligro de socavación sísmica, categoría de comportamiento sísmico y coeficiente del suelo.

Se presentan a continuación los requisitos establecidos para el puente San Luis y Puangue.

#### **a.1) Coeficiente de aceleración ( $A_0$ ) y zonificación sísmica.**

El puente San Luis se ubica en la localidad de Chimbarongo, la cual corresponde a una zonificación sísmica tipo 2, equivalente a una aceleración máxima efectiva del suelo de  $A_0 = 0,30 g$ . En cambio el puente Puangue se ubica cerca de Melipilla, zonificación sísmica tipo 3 equivalente a una aceleración máxima efectiva del suelo de  $A_0 = 0,4 g$ .

#### **a.2) Clasificación por importancia (CI).**

Esta clasificación se aplica a los puentes ubicados en las zonas sísmicas 2 y 3, como es el caso en estudio, y corresponde a un criterio asociado a la importancia del puente dentro de la red vial. Dado que el refuerzo y el tipo de estructuras en Chile corresponden a una innovación tecnológica se plantea una  $CI = I$ , correspondiente a Puentes y Estructuras Esenciales.

#### **a.3) Coeficiente del suelo (S).**

Este coeficiente depende del perfil de suelo definido y permite incorporar el efecto de él en los coeficientes sísmicos y espectros de diseño. Para los casos del San Luis y Puangue se ha estimado un tipo de suelo II, lo que corresponde a un valor de  $S = 1$ .

### **b) Método modal espectral**

Se utiliza para la aplicación de las cargas el método modal espectral, basado en un espectro de diseño sísmico para estructuras de puentes tradicionales y estructuras afines.

Para ello, siguiendo las recomendaciones del diseño sísmico según el Manual de Carreteras, se obtiene el valor espectral de aceleración absoluta correspondiente al modo "m", a partir del siguiente espectro de aceleración de diseño.

$$S_a(T_m) = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_o \rightarrow T_m \leq T_1 \\ \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_o}{T_m^{2/3}} \rightarrow T_m > T_1 \end{array} \right\} \quad \text{[Ecuación 5. 2]}$$

Donde:

$T_m$ : Período en el modo m.

$T_1$  y  $K_2$ : Definido por el tipo de suelo.

$K_1$ : Definido por el coeficiente de importancia.

A partir de esto, los parámetros utilizados para el espectro de diseño en el puente San Luis y Puangue corresponden a:  $T_1 = 0,3$ ,  $K_2 = 0,672$  debido al uso de un suelo tipo II y a un  $K_1 = 1$  (Figura 5. 1).

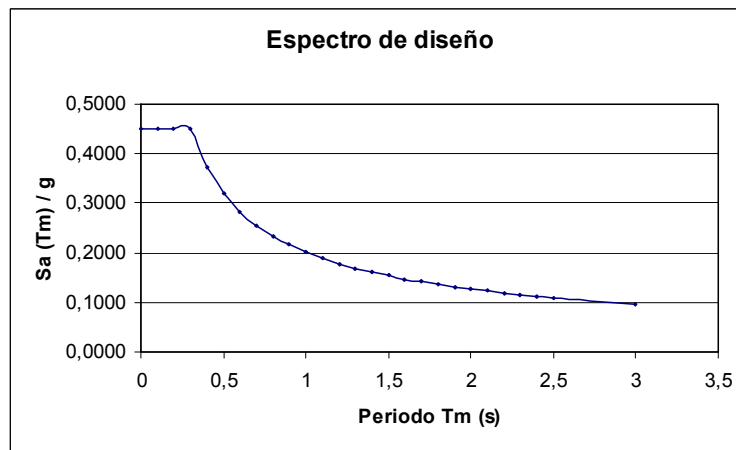


Figura 5. 1. Espectro de diseño.

Para la obtención de la máxima respuesta de la estructura se utiliza el método por combinación de los diferentes modos de vibrar de un análisis espectral. El método de combinación cuadrática completa (CQC) es el utilizado en este estudio. Se considera una masa correspondiente al 100% de las cargas permanentes y un 25% de las sobrecargas (Manual de Carreteras de Chile).

A partir de estos resultados se realiza una combinación direccional según lo planteado por el Manual de Carreteras, definida para los dos casos en el plano, es decir:

$$EQ_x = 1 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y \quad \text{[Ecuación 5. 3]}$$

$$EQ_y = 1 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_x \quad \text{[Ecuación 5. 4]}$$

Donde:

$EQ_x$ : Combinación sísmica con predominancia de la dirección longitudinal.

$EQ_y$ : Combinación sísmica con predominancia de la dirección transversal.

$E_x$ : Carga sísmica longitudinal.

$E_y$ : Carga sísmica transversal.

Serán estos casos los que se combinarán con el estado tensional después del proceso constructivo y con las cargas que se definen en el apartado de Combinaciones. De aquí se



obtiene una envolvente de esfuerzo que permite realizar las verificaciones y análisis por elemento.

Adicionalmente, se considera el estudio de una carga de sismo vertical, no incluida en las normativas chilenas. A partir de ello, siguiendo las propuestas desarrolladas en el Eurocódigo y recogida por la norma española se desarrollan tres casos que incluyen estos efectos.

$$EQ_{XZ} = 1 \cdot E_X + 0,3 \cdot E_Y + 0,3 \cdot E_Z \quad [\text{Ecuación 5. 5}]$$

$$EQ_{YZ} = 1 \cdot E_Y + 0,3 \cdot E_X + 0,3 \cdot E_Z \quad [\text{Ecuación 5. 6}]$$

$$EQ_Z = 1 \cdot E_Z + 0,3 \cdot E_X + 0,3 \cdot E_Y \quad [\text{Ecuación 5. 7}]$$

Donde:

EQxz: Combinación sísmica ampliada con predominancia de la dirección longitudinal.

EQyz: Combinación sísmica ampliada con predominancia de la dirección transversal.

EQz: Combinación sísmica ampliada con predominancia de la dirección vertical.

Ez: Carga sísmica vertical.

El análisis se realiza de manera lineal elástica, considerando los efectos acumulados del proceso constructivo y las modificaciones tenso-deformacionales que el mismo haya producido en el puente.

- **Carga de viento**

Según AASHTO la carga de viento corresponde a una carga uniformemente distribuida estática que actúa sobre el área expuesta de losas, vigas, pasillo y barandas. Se aplica longitudinalmente al eje de la estructura y depende de la combinación de carga en la cual esté incluida.

Se considera una fuerza de viento calculada a partir de una velocidad de diseño correspondiente a  $V_d = 161$  km/hr, sobre la superficie vertical del puente.

Para la aplicación de carga de viento horizontal (combinaciones de carga II y V), se utilizan presiones de 1,1 y 0,72 kN/m<sup>2</sup>, aplicadas en ángulo recto con respecto al eje longitudinal de la estructura. A partir de ello, se definen cargas distribuidas, para arcos y vigas, equivalentes a 4,47 kN/m.

- **Variación uniforme de temperatura**

Se debe tener precaución en el análisis de resistencia por esfuerzos térmicos. Según la norma AASHTO los rangos de temperaturas a considerar dependen de la zona donde esté emplazado el puente, presentando como referencia aceptada un rango de temperaturas de -15°C a 50°C para estructuras metálicas en climas moderados y -1°C a 5°C en el caso de estructuras de hormigón.

Para el estudio del puente San Luis y Puangue las temperaturas se registran a partir de los emplazamientos de Chimbarongo y Melipilla respectivamente. Para ello las máximas y mínimas promedio anuales corresponden a:

Melipilla:

Máxima anual: 35,35°C  
Mínima anual: -1,50°C

San Fernando:

Máxima anual: 33,38°C  
Mínima anual: -2,24°C

Datos del Registro de la Dirección de Meteorología de Chile desde el año 1971.

- **Gradiente térmico**

En cuanto al gradiente térmico se define como la diferencia térmica entre las cargas de los elementos expuestos. Para el caso en estudio se considera un gradiente térmico vertical positivo en el tablero considerando una variación de temperatura lineal entre la fibra superior del elemento y la inferior dividida por la distancia entre ellas.

Para los casos de los dos puentes el tablero esta compuesto por vigas de hormigón por lo cual la variación de temperatura se define como:

$$\Delta T_{SI} = K \cdot T_{REF} \quad \text{[Ecuación 5. 8]}$$

Donde:

$\Delta T_{SI}$ : Variación de temperatura entre las fibras.

K: Coeficiente de corrección según el canto de las vigas y la distancia del eje entre ellas.

Tref: Variación de referencia en la zona.

Para las estructuras metálicas se considera los efectos especiales en péndolas con una diferencia positiva de +18°C atendiendo a un color poco absorbente.

- **Combinaciones de carga**

A partir de la normativa AASHTO se establecen las combinaciones de carga definidas por:

$$\text{Combinacion}(N) = \delta \cdot (\beta D \cdot D + \beta L \cdot (L + 1) + \beta C \cdot CF + \beta E \cdot E + \beta B \cdot B + \beta S \cdot SF + \beta W \cdot W + \beta WL \cdot WL + \beta L \cdot WL + \beta R \cdot (R + S + T) + \beta EQ \cdot EQ + \beta ICE \cdot ICE)$$

Donde:

N = Número de la combinación de carga.

$\delta$  = Factor de carga.

$\beta$  = Coeficiente.

D = Carga muerta.

L = Carga viva.

I = Impacto de carga viva.

E = Presión de tierras.

B = Subpresión.

W = Carga de viento sobre la estructura.

WL = Carga de viento sobre la carga viva.

LF = Frenaje.

CF = Fuerza centrífuga.

R = Acortamiento de la nervadura.

S = Retracción.

T = Temperatura.

EQ = Sismo.

SF = Presión de aguas.

ICE = Presión de hielo.

De los métodos propuestos por la normas se utiliza el diseño por factores de carga, el cual responde a la ecuación antes presentada.

La (Tabla 5. 1) incluye las combinaciones utilizadas en este estudio.

Tabla 5. 1. Combinaciones de carga según diseño por factores de carga.

Diseño por Factores de Carga														
Combinación	$\delta$	D	(L+l)n	(L+l)p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE
I	1,3	BD	1,67	0	1	BE	1	1	0	0	0	0	0	0
IA	1,3	BD	2,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1,3	BD	0	1	1	BE	1	1	0	0	0	0	0	0
II	1,3	BD	0	0	0	BE	1	1	1	0	0	0	0	0
III	1,3	BD	1	0	1	BE	1	1	0,3	1	1	0	0	0
IV	1,3	BD	1	0	1	BE	1	1	0	0	0	1	0	0
V	1,25	BD	0	0	0	BE	1	1	1	0	0	1	0	0
VI	1,25	BD	1	0	1	BE	1	1	0,3	1	1	1	0	0
VII	1,3	BD	0	0	0	BE	1	1	0	0	0	0	1	0
VIII	1,3	BD	1	0	1	BE	1	1	0	0	0	0	0	1
IX	1,2	BD	0	0	0	BE	1	1	1	0	0	0	0	1
X	1,3	1	1,67	0	0	BE	0	0	0	0	0	0	0	0

## 5.2. Análisis de antecedentes de estudio en servicio

Este análisis utiliza la experiencia obtenida en trabajos realizados en los puentes San Luis y Puangue, aplicando la metodología de refuerzo mediante arcos, expuestos en Valenzuela (2010) y Rongish (2011) respectivamente. A partir de ello, se presenta a continuación un análisis crítico de las hipótesis de trabajo planteadas, los problemas de aplicación y las conclusiones en cada caso.

### 5.2.1. Caso Puente San Luis

El estudio de Valenzuela (2010) se focaliza en los efectos producidos por la aplicación de cargas de uso (carga de faja y camión) en el refuerzo mediante arcos del puente San Luis, utilizando una configuración de péndolas network y vertical.

La hipótesis de carga para el puente original antes de ser reforzado considera la siguiente combinación de acciones:

$$\text{Combinacion}_{\text{servicio}} = 1 \cdot (PP + CM) + 0,5 \cdot (q + Q) \quad [\text{Ecuación 5. 9}]$$

Donde:

PP: Peso propio.

CM: cargas permanentes.

q: Carga de faja.

Q: Carga de camión.

En este caso, siguiendo lo planteado en el apartado de cargas del presente capítulo, la idea original es asumir una curva de esfuerzos reales a partir de cargas permanentes y del paso de vehículos.

La aplicación de estas cargas define un conjunto de valores de referencia de: deformaciones (en centro de vano y posición de pilas), reacciones, esfuerzos longitudinales en el tablero (vigas interiores y exteriores) y esfuerzos en los diafragmas. La metodología de trabajo asume, para el caso de los esfuerzos, un sistema de banda admisible diferente al planteado en el presente estudio.

En ese caso, la banda admisible se define mediante dos curvas: mínima y máxima. La mínima se estructura a partir de la combinación de cargas permanentes y de faja, por otro lado la combinación máxima se determina al aplicarse cargas permanentes, de faja y de camión, con los debidos factores de reducción. Dentro del último caso se considera la envolvente de esfuerzos resultante de la suma de un camión en centro de vía y otro de manera excéntrica. La (Figura 5. 2) presenta esta banda admisible.

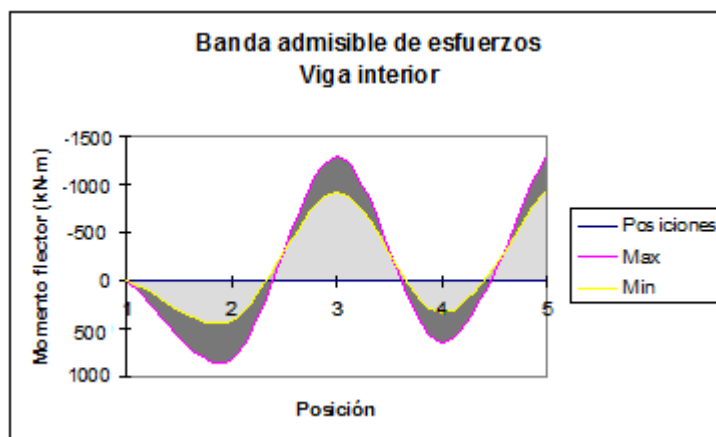


Figura 5. 2. Banda admisible de esfuerzo para viga interior [Valenzuela, M. (2010)]

La aplicación de esta combinación de cargas permite encontrar valores máximos en vigas interiores y exteriores. Si bien la manera de obtener los esfuerzos es realista, el método es muy limitado pues no incluye posibles aumentos de esfuerzos o alternancia de signo previsible en una modificación del esquema estático.

La carencia de este método se debe a que utiliza un sistema de banda admisible mediante esfuerzo, el cual no considera las capacidades resistentes a compresión y tracción del material. Esto hace que el rango se vuelva muy restrictivo, obligando a que los esfuerzos en el puente reforzado se ajusten a los del trazado del puente original.

Reconociendo las dificultades del método de banda admisible utilizado en Valenzuela (2010), en el presente estudio se establece el mismo criterio de análisis mediante esfuerzos, considerando casos de aplicación de cargas de uso tanto de faja como de camión en cada

posición, incluyendo las resistencias de los materiales (BA). Esta modificación se asemeja al método de verificación desarrollado con la BAM (ver capítulo 3), pero asociado a esfuerzos de los elementos.

El objetivo planteado en el estudio apunta directamente a un refuerzo basado en el mejoramiento de las condiciones del puente original, no sólo por el tema de socavación, sino para permitir utilizar el tablero bajo la normativa vigente. Se pone énfasis en el análisis de los momentos flectores en el tablero, vigas longitudinales y diafragmas, lo cual cobra sentido frente a las cargas gravitatorias. En este sentido, la aplicación de otras cargas permite ampliar el conjunto de verificaciones respecto a elementos y a las influencias del diseño en etapa constructiva.

En Valenzuela (2010) el puente reforzado considera dos tipos: arco centrado y doble, con un perfil pequeño IN y una relación flecha/luz de 0,165. En el caso de dos arcos se disponen estos sin inclinación en el centro de cada acera, por lo que se tiene una distancia entre ellos de 7,48 metros. Se considera un arriostramiento superior tipo Vierendeel, evitando el efecto Poisson. En el caso de un arco, éste se ubica centrado en el tablero, dejando luces a ambos lados (incluyendo aceras) de 4 metros (ver capítulo 2).

Se disponen 28 péndolas en configuración tipo network y 3 verticales, espaciadas las network entre 3,37 y 4,12 m en el tablero y ubicadas las verticales en cada una de las pilas. Las péndolas network son de un diámetro de 0,08 m y las verticales de 0,1 m.

La hipótesis de carga aplicada se asocia a la normativa europea, considerando factores de mayoración:  $1,35 g + 1,5 (q + Q)$ .

Evidentemente esta consideración no es adecuada, en vista de la aplicación del refuerzo según la normativa donde el puente está emplazado. Sin embargo, en cuanto a un análisis de sensibilidad o estudio de los efectos en los elementos, la aplicación de normativas europeas va por el lado de la seguridad, debido a las mayores exigencias en relación a la normativa chilena.

A partir del análisis de sensibilidad del estado en servicio en cuanto a: posición del arco, tesado de las péndolas, tipo de perfil del arco y configuración de las péndolas, se recogen un conjunto de conclusiones que son expresadas en este apartado.

El trabajo de Valenzuela (2010) no considera el proceso constructivo, por lo que el estudio de las péndolas no incluye un previo tesado de las network. Sin embargo, en el presente trabajo, sí se ha tenido en cuenta esta posible puesta en tensión inicial (capítulo 4). De Valenzuela (2010) se ha podido concluir que:

- a) Se requiere el tesado de las péndolas network dada la compresión de algunas de ellas en estado de servicio.
- b) Se recomienda utilizar una configuración de péndolas que combine las ventajas del network frente a cargas asimétricas y la acción de péndolas verticales para generar adecuados momentos negativos en la ley de esfuerzos.

En consecuencia, esta combinación de péndolas resulta óptima producto de una dualidad en la función de levantamiento generada por la péndola vertical y ayudada por la network; y el beneficio de la network en servicio en colaboración con la vertical.

Se presentan a continuación los resultados comparativos para distintas configuraciones de péndolas pasivas, (entendiendo como pasivas aquellas que se tesan después del levantamiento), con el objetivo de determinar si en servicio (considerando tesado en las péndolas pasivas) continúan las ventajas comparativas de la configuración network. La (Figura 5. 3) muestra los casos estudiados.

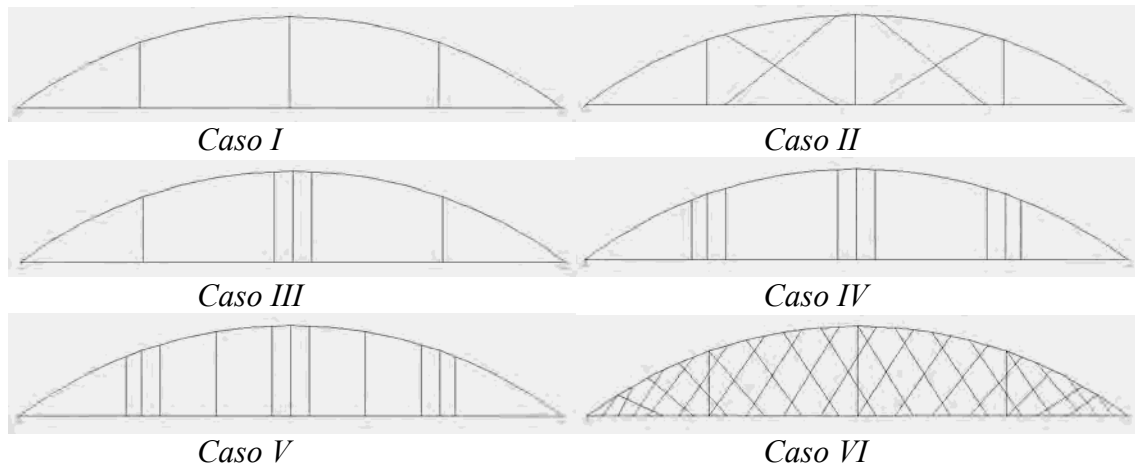


Figura 5. 3. Casos estudiados según configuración de péndolas pasivas.

Los resultados se presentan en la (Figura 5. 4), recordando que se aplica en el estado permanente un tesado previo de las péndolas verticales, el cual resulta excesivo para el proceso de levantamiento según lo observado mediante optimización TEMEGA.

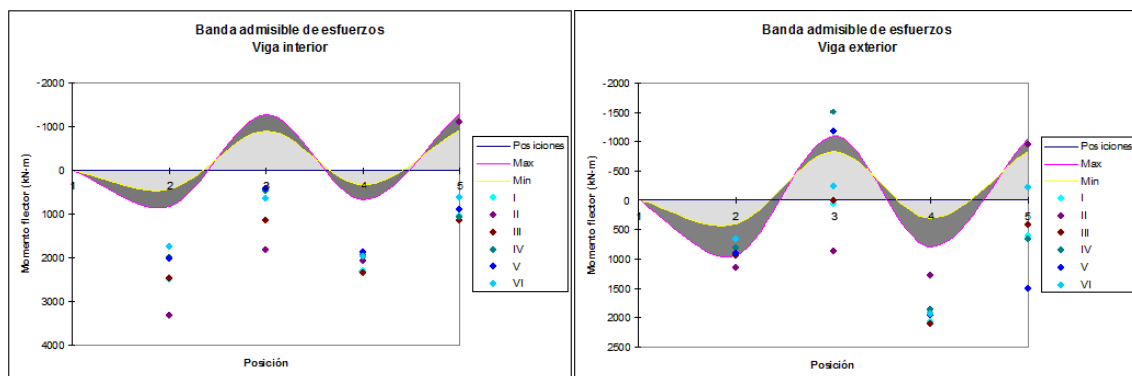


Figura 5. 4. Análisis por banda admisible para viga interior y exterior [Valenzuela, M. (2010)].

Como primer comentario respecto a los resultados obtenidos, se tiene que a pesar del exceso de tesado en las péndolas, se consigue acercar los valores de esfuerzo en la configuración network, siendo el mejor de todos los casos (VI). Si se aprecian los resultados de la viga exterior, se observa una inversión de momentos en dos apoyos, además de mejores reducciones de momentos positivos en el vano exterior, es decir, se consigue una solución mucho más equilibrada.

Se puede concluir que la aplicación de una configuración network con tesado es necesaria y recomendable, tanto para la última fase del proceso constructivo como en servicio frente a cargas de uso.

De los estudios sobre la influencia de las péndolas pasivas en la aceptación de los esfuerzos en el tablero se han obtenido corolarios importantes al observar los resultados en cada una de las vigas longitudinales. Lo primero corresponde al tema del traspaso de esfuerzos entre

las vigas longitudinales, asociado a un factor de transmisión determinado por las vigas transversales.

$$Perdida_i = M_{int_i} - M_{ext_i} \quad [\text{Ecuación 5. 10}]$$

$$Factor\_transmision = \frac{Perdida_i}{Perdida_{CasoV}} \quad [\text{Ecuación 5. 11}]$$

Al respecto, se concluye que es importante en cuanto a temas de diseño el factor de transmisión de esfuerzos que tiene el diafragma y la forma de éste. Esto ratifica los resultados obtenidos en etapa constructiva y define el uso de arcos centrados o dobles. El factor de transmisión se presenta en las curvas de tensiones, observándose en los diferentes apartados del capítulo 4 cómo la ley de tensiones inducidas en la viga que soporta el arco, se mantiene de forma atenuada en las vigas exteriores. Resultan interesantes los efectos en las vigas en el sector de arranque del arco, en donde las tensiones en la viga interior sufren aumentos debido a momentos flectores negativos en la unión de cuerdas, lo cual se ve totalmente atenuado en las vigas exteriores.

¿Por qué es relevante este factor en cuanto a la definición del número de arcos?, la respuesta es directa. Si la atenuación ocurre en las vigas que no soportan el arco, la aplicación de dos arcos influye directamente en dos vigas, existiendo atenuación sólo en la viga que no soporta el arco. De esta manera, si la ley de tensiones para un sólo arco supera los límites admisibles puede considerarse como alternativa la aplicación de dos arcos.

En consecuencia, la recomendación entregada en Valenzuela (2010) cobra mucho sentido, al definir que para conseguir la eficiencia en el uso del arco tesado se busca una posición del arco según la transmisión del diafragma y las leyes de momento flector en cada tipo de viga, cuantificando el costo económico y número de operaciones necesarias.

### 5.2.2. Caso Puente Puangue

El trabajo desarrollado por Rongish (2011) se focaliza en el estudio del puente Puangue intentando obtener una respuesta o comportamiento frente a cargas en servicio accidental. En particular, se focaliza en el estudio de la acción sísmica que afecta al puente y las modificaciones necesarias para el refuerzo propuesto.

Tal como se plantea, el estudio adopta como hipótesis de trabajo un estado constructivo realizado por el programa TEMEGA. Esta optimización se puede revisar en detalle en el capítulo 3 de este trabajo, teniendo en consideración que dado que el estudio en Rongish (2011) no está dirigido a etapas constructivas, la solución adoptada para el estado permanente no presenta un alto grado de refinamiento. Esta consideración es muy relevante al realizar el análisis y conclusiones obtenidas de ese estudio.

Adicionalmente, es importante mencionar que el puente Puangue es un interesante caso para el estudio comparativo con el puente San Luis, debido a las similitudes en patologías y estructuración del puente original: puente de viga continua de hormigón armado con losa colaborante. Además incorpora nuevas características como: una mayor longitud total, y modificaciones en la inercia total del tablero.

Respecto a la utilización del tipo de refuerzo, Rongish (2011) asume un trazado de arco circular centrado con una flecha de 11 metros sobre una luz de 71,85 metros, lo que entrega una relación flecha/luz de 0,15 aproximadamente, lo cual está dentro de los rangos óptimos presentados en el capítulo 4. Evidentemente, la aplicación del arco centrado sigue la línea de ahorro de material y operaciones, presentadas en Valenzuela (2010), buscando analizar la factibilidad de su uso frente a cargas laterales, observando las posibles necesidades de arriostramientos o aumentos del perfil del arco.

A partir de lo anterior, el perfil del arco queda subdimensionado, al ser de tipo HD400x421, cumpliendo adecuadamente para criterios de cargas gravitatorias, pero no frente a cargas laterales.

En consecuencia, una primera recomendación es el uso de perfiles algo mayores en cuanto a capacidad resistente, y que se ajusten a las curvas presentadas en el capítulo 4 de este trabajo. Con esto se ratifica que los criterios de perfiles para obra nueva no son los mismos que los del proceso de refuerzo, tanto en tamaño como en orientación.

La configuración de las péndolas network es otra hipótesis relevante. En el caso de Rongish (2011) se ha optado por seguir una disposición radial según los criterios de obra nueva, permitiendo establecer en el capítulo 4 comparaciones respecto a una disposición radial menos estricta y semejante al caso romboide. En cualquier caso, la disposición radial (Puangue) requiere un aumento del número de péndolas respecto a la configuración romboide (San Luis) de 26 a 32 péndolas, realizando ajustes debido a la asimetría del puente y al aumento de la longitud total.

Al igual que en el caso San Luis, la verificación del tablero se realiza mediante la BAM por la carencia de planos y detalles. El caso presentado en Rongish (2011) entrega unas curvas límites del material similares a las del puente San Luis, pero más conservadora (lado de la seguridad) en cuanto a la curva de referencia del puente original. Esto se debe a que al realizar el estudio tensional se considera una inercia reducida en las vigas longitudinales, sin colaboración de anchos efectivos de la losa o detalles específicos de la sección. Por esta razón la tensión en el tablero en estado permanente *“se ajusta sensiblemente a la tensiones de referencia”*, generando una holgura de trabajo muy limitada en fase network y en servicio.

Otra limitación ocurre durante el proceso de optimización TEMEGA, donde los valores que se ajustan a esta BAM son de muy alta magnitud, induciendo mayores esfuerzos en péndolas, arco y tablero, reduciendo el dominio de optimización de las cargas y ordenes de tesado permisibles. Esta situación hace que del conjunto de soluciones obtenidas, muchas de ellas puedan estar sujetas a una mayor optimización y en consecuencia a posibles cumplimientos de los requisitos. Por lo tanto, la modelización de inercias en los elementos longitudinales es un tema que debe estudiarse antes del proceso de optimización ya que es condicionante en cada etapa del refuerzo (constructivo y en servicio). Por ende, los resultados presentados en Rongish (2011) permiten recomendar un criterio de inercia en las vigas longitudinales según el criterio de seguridad deseado al momento de realizar el método de refuerzo, evitando criterios muy conservadores en la optimización mediante TEMEGA, debido a que puede indicar refuerzos complementarios sin que sean realmente necesarios.

En Rongish (2011) se utiliza una BAM específicamente creada para tensiones en el tablero producto de cargas laterales, la cual incluye la acción de los momentos transversales en los elementos del tablero. La utilización de este criterio es válida recordando que el modelo para carga gravitatoria (construcción y en servicio) puede ser un emparrillado plano (1 dimensión),



pero no así para cargas laterales, donde el modelo debe modificarse incorporando la acción de la rigidez de la losa. Ahora bien, el uso de la BAM para temas de cargas últimas tampoco tiene mucha validez, dado que en estos casos la posibilidad de fisuración es aceptable, y el criterio debe cambiar evitando el colapso de la estructura. En consecuencia, más que el uso de la BAM, los criterios adoptados deben estar dirigidos al uso de esfuerzos últimos admisibles (BA).

El estudio utiliza como hipótesis de cargas sísmicas las asociadas a la normativa chilena, asumiendo las limitaciones presentadas para el caso de puentes singulares, tal como se detalla en el apartado 5.1.1. A diferencia de lo realizado en el presente trabajo, las cargas sólo consideran direcciones sísmicas horizontales definidas por:

$$EQ1 = 1,3 \cdot DEAD + 1,3 \cdot (1 \cdot E_x + 0,3 \cdot E_y) \quad [\text{Ecuación 5. 12}]$$

$$EQ2 = 1,3 \cdot DEAD + 1,3 \cdot (1 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_x) \quad [\text{Ecuación 5. 13}]$$

Donde:

DEAD: determina el estado permanente del puente Puangue luego del proceso de levantamiento y tesado network

Tal como se puede intuir, los efectos de las cargas verticales pueden ser determinantes al momento de generar un estudio de comportamiento del tablero y del funcionamiento activo de las péndolas. Por esta razón, el sismo vertical (no normado en Chile) se incorpora en el presente estudio.

Respecto el análisis en servicio del refuerzo, el criterio de tensiones de referencia según Rongish (2011) se basa en el estudio del comportamiento del puente original aplicando una combinación de cargas como:

$$\text{Combinacion\_referencia} = 1 \cdot \text{Peso\_propio} + 1 \cdot \text{Envolvente}(EQ1, EQ2) \quad [\text{Ecuación 5. 14}]$$

Donde las cargas sísmicas son las mismas que se aplican para el puente reforzado. La utilización de este criterio puede ser una buena aproximación para tener un orden de magnitud de los esfuerzos y reacciones transversales. Sin embargo, para efectos gravitatorios, debe ajustarse al caso más desfavorable entre este criterio y el uso de la combinación en servicio del puente original. Esto se debe al grado de certeza que se tiene sobre la resistencia de los elementos: por un lado, el criterio sísmico de Rongish (2011) parte de un supuesto netamente normativo, lo cual no asegura que efectivamente los elementos sean capaces de resistir dichas cargas; en cambio la aplicación en servicio es una constatación empírica de que sí lo soportan. Dada esta circunstancia la restricción mediante estudio empírico prima sobre el normativo. Evidentemente, si se da el caso de que se cuenta con registros históricos del comportamiento sísmico del puente (auscultación y controles de acelerogramas), el criterio sísmico se considera al mismo nivel que en servicio.

Por lo tanto, para el estudio longitudinal se presenta la (Figura 5. 5), correspondiente a la BAM según el criterio sísmico en Rongish (2011).

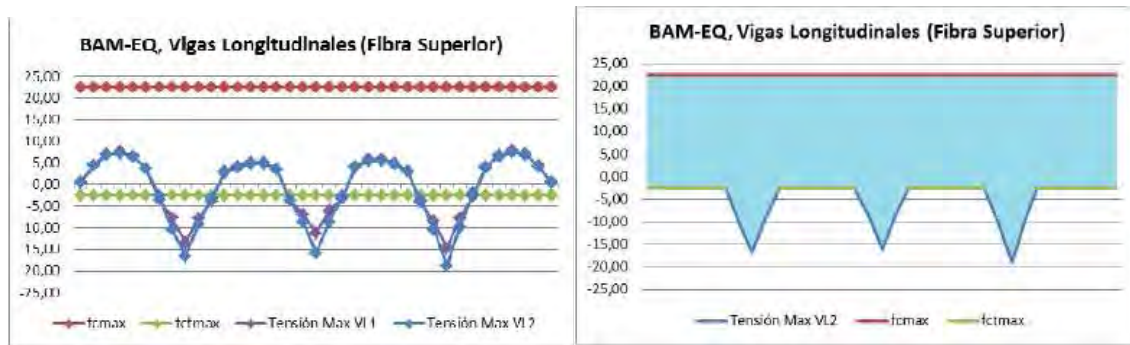


Figura 5. 5. Bandas admisibles según criterio sísmico. [Rongish, J. (2011)]

Su aplicación como se ha comentado se ve limitada y reemplazada por el uso de la ley de esfuerzos. Por consiguiente, se presentan los resultados de los esfuerzos según el criterio sísmico en el puente original, para ser analizados en el capítulo 6 del presente trabajo. La (Tabla 5. 2) entrega los momentos máximos según este criterio en los elementos longitudinales.

Tabla 5. 2. Esfuerzo de momento en vigas según puntos de referencia.

Punto referencia	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Viga interior (kN-m)</b>	0	848,6	-1919,1	546,3	-1831,4	642	-2175,1	868,1	0
<b>Viga exterior (kN-m)</b>	0	864,6	-1557,1	561,5	-1261,6	658	-1699,4	882,2	0

Respecto a los momentos transversales, el estudio debe comprender la modificación del modelo de emparillado plano, tal como ya se ha venido mencionado. En el trabajo de Rongish (2011) se reconoce esta situación, sin embargo se trabaja con una hipótesis de reducción conservadora, por lo tanto, los resultados obtenidos pueden optimizarse.

En cuanto al estado permanente del puente reforzado, siguiendo la línea de análisis presentada en el capítulo 4, la utilización de un tesado activo de las péndolas network es importante, fundamentalmente para evitar pérdidas de tesado en péndolas network, y hacer participar todas de manera que estructuralmente el puente sea un arco atirantado tipo network. Esto también es recogido en Rongish (2011) basándose en una aplicación de tesado limitada a un criterio sísmico. La aplicación de ello al módulo de tesado network de la herramienta TEMEGA, proporciona el complemento para generar los criterios más efectivos.

Los resultados del análisis de frecuencias entregan un puente network más flexible que el puente original, con un periodo fundamental asociado a la flexión transversal del arco fuera del plano muy alto (3,03 (s)), seguido por modos asociados a torsión en el tablero y flexión vertical, con periodos de 1,048 (s) y 0,541 (s) respectivamente.

Esto indica que la transformación estructural de puente de vigas continuo a puente network genera un desplazamiento en la curva de aceleración sísmica v/s periodo, siendo el caso del puente network más cercano a la curva descendente, tal como lo muestra la (Figura 5. 6).

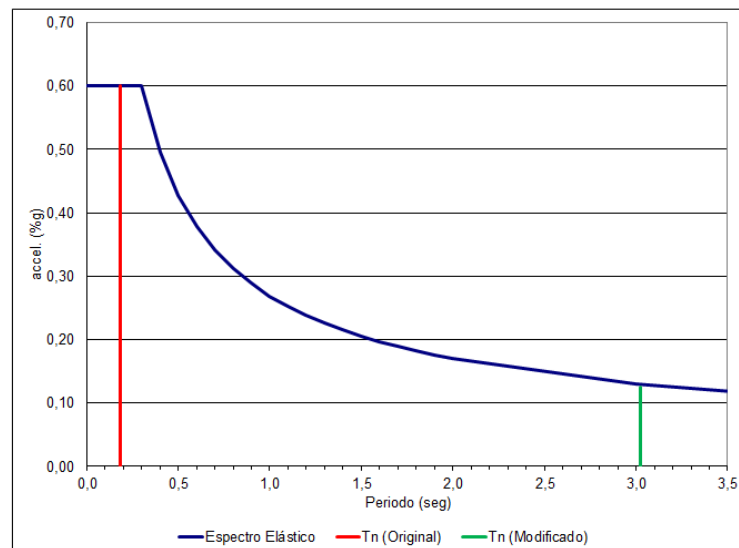


Figura 5. 6. Periodos de los puentes en relación a la curva del espectro de diseño [Rongish, J. (2011)]

De aquí la importancia de la modificación del sistema estructural, por las modificaciones en la masa al introducir y eliminar elementos (caso de las pilas), y también al modificar las rigidez del mismo. Respecto a esto es importante la concepción de un sistema con péndolas network activas que participen en todo momento, evitando la pérdida de tesado, manteniendo la respuesta sísmica de la estructura y sus modos de vibración.

De tal forma, el periodo fundamental de la estructura y el periodo del suelo inducen la respuesta real que tiene la estructura. En consecuencia un problema de resonancia está definido a partir de la relación entre estos dos periodos, producidos cuando esta relación se aproxima a la unidad. De tal manera, la estructura del puente al realizar el refuerzo pasa a ser vulnerable (resonancia) cuando los movimientos del terreno producto del sismo son lentos y con periodos largos. Infiere además la capacidad de amortiguamiento de la estructura, asociada generalmente a un valor de 5%, pudiendo verse incrementado por la combinación de las péndolas verticales y network en sus diferentes modos de vibración y amortiguamiento, que pueden actuar de manera favorables al reducir los efectos de las aceleraciones del sismo en la estructura.

Si se considera el rango de tipos de suelo definidos por la norma chilena NCh433, los periodos del terreno establecidos corresponden a los presentados en la (Tabla 5. 3):

Tabla 5. 3. Periodos del terreno según tipo de suelo y tipo de puente.

Tipo de suelo	Periodo suelo (s)	Relación original	Relación network
I	0,15	1,22	20,2
II	0,3	0,61	10,1
III	0,75	0,244	4,04
IV	1,2	0,1525	2,525

<b>Periodo original (s)</b>	0,183
<b>Periodo network (s)</b>	3,03

Si se considera que los efectos de resonancia se producen en el rango de 0,7 a 1,2 de la relación de periodos (según Manual de Carreteras de Chile y NCh433), observamos que el refuerzo mediante arco network al inducir una mayor flexibilidad a la estructura hace que para el tipo de suelo normado en Chile se consigan mejoras respecto al puente original.

Conocido esto es importante observar los resultados obtenidos en Rongish (2011) respecto a esfuerzos últimos en los elementos, con el objetivo de identificar puntos débiles.

En cuanto a las vigas longitudinales plantea que: *“los M3 [momentos longitudinales] del puente modificado para ambas vigas quedan dentro de la BA excepto en unas partes cerca de los puntos de inflexión donde la viga es poca solicitada”*. Esto entrega un cumplimiento satisfactorio a cargas laterales considerando que se ha trabajado con un criterio de aceptación bastante conservador. A ello se añade los resultados en cuanto a la baja variabilidad obtenida de los momentos en las vigas longitudinales entre el estado permanente y la combinación sísmica, lo cual es una ventaja respecto a los criterios de diseño, lo cual se analiza en detalle en el capítulo 6.

Si se analiza los resultados para momentos transversal se plantea que: *“las M2 del puente modificado salen del rango de la banda admisible... [con un] comportamiento transversal [que] se asemeja a una viga empotrada-apoyada.”* Esto indica un fallo por momento transversal, sin embargo debe tomarse con cautela los resultados, dado que según lo que se expresa en Rongish (2011), la inadmisibilidad de momentos se da en algunos puntos por un orden de 6 a 9 veces; sin embargo, los resultados han sido reducidos indistintamente por un factor de 6, habiendo casos que podía llegarse a un factor de 10. Por tal razón, se desarrolla en los apartados 5.3 y 5.4 del presente capítulo una verificación al respecto.

Respecto a los efectos de la acción sísmica en las vigas transversales, Rongish (2011) obtiene una variación respecto al estado permanente muy pequeña, lo cual indica que las cargas sísmicas, al menos para los momentos longitudinales en este tipo de vigas, no tiene mayor incidencia. De tal manera, el diseño de estos elementos queda regido por las cargas gravitatorias y en particular las cargas asociadas al proceso constructivo, definidas por los cambios estructurales tras el levantamiento diferido de cada uno de los sectores del puente. Tras el proceso presentado de construcción, levantamiento y fase network puede ratificarse el comentario de que las vigas transversales para el puente reforzado son elementos de primera importancia, tanto por la acción de distribuidora de esfuerzos como por ser los elementos de transmisión de axiles en el levantamiento.

Finalmente, se recoge de este estudio los efectos por desplazamientos inducidos en el arco, dada la disposición centrada de éste. Al observar los resultados se aprecian con preocupación máximos desplazamientos horizontales en la corona del arco que superan los 50 cm, y en el plano del arco que se aproximan a los 25 cm. Evidentemente frente a estos resultados debe recordarse que el estudio en Rongish (2011) utiliza un perfil que falla, lo que hace razonable estos resultados. Aunque sin duda corresponde a un antecedente importante a la hora de realizar los futuros análisis.

Producto de ello, es posible plantear una serie de preguntas al momento de realizar un estudio en servicio de este tipo de refuerzo:

- ¿Cómo afecta la decisión del tipo de perfil en los resultados sísmicos (por desplazamiento en el plano y fuera de él), conocidos los condicionantes del análisis de sensibilidad en construcción?
- ¿El diseño del arco está determinado por las acciones sísmicas, cargas gravitatorias en servicio o en fase constructiva?
- ¿Cómo actúa la unión del arco con el tablero y el aparato de apoyo en estado en servicio, conocidos los efectos en etapa constructiva?
- ¿Cuál es el criterio para el tesado network?, ¿Se requiere el estudio de sismo vertical?

Las respuestas a estas interrogantes se desarrollan en los apartados siguientes, con lo cual el estudio permite verificar los comportamientos del puente reforzado observados tanto en Valenzuela (2010) como en Rongish (2011).

### 5.3. Estudio en servicio: Puente San Luis

El primer caso estudiado corresponde al puente San Luis, con un refuerzo mediante arco network centrado, con trayectoria circular y conformado por un perfil C95x95x3,6, con una relación flecha/luz de 0,165 y una configuración network de las péndolas pasivas y una relación de áreas respecto a las péndolas verticales igual a 1.

Se utiliza la optimización TEMEGA para el proceso de construcción y levantamiento, lo que se traduce en el tesado de tres péndolas activas verticales con las siguientes características:

Orden de tesado:	Central	Derecha	Izquierda
Magnitudes:	87,01%	50,25%	57,78%
Función de bondad:	252713,3		

Adicionalmente se considera una fase de tesado network que se traduce en las siguientes características.

Factor de Deformación Impuesta: (-2; -2; 5; 3; 10; 10; 15; 16; 21; 23; 28; 30; 33)

Arreglo de axil en péndolas network: (68; 44; 39; 50; 39; 56; 39; 40; 57; 53; 32; 46; 31 kN)

En consecuencia, el estado permanente, previo a la acción de cargas en servicio, queda definido por estas etapas de construcción y tesado. Toda combinación considera una carga definida como "Permanente" según lo expresado en las normativas, la cuál hace referencia al estado final del proceso constructivo antes detallado.

A partir de esta carga se obtienen los resultados para las siguientes combinaciones de carga significativas:

I = 1,3 Permanente + 2,171 qt

II = 1,3 Permanente + 1,3 Viento

III = 1,3 Permanente + 1,3 qt + 1,3 Temperatura

III b = 1,3 Permanente + 1,3 Temperatura

III c = 1,3 Permanente + 1,3 Gradiente

V = 1,3 Permanente + 1,25 Viento + 1,25 Temperatura

V b = 1,3 Permanente + 1,25 Viento + 1,25 Gradiente

VIII a = 1,3 Permanente + 1,3 Ex + 0,39 Ey

VIII b = 1,3 Permanente + 0,39 Ex + 1,3 Ey

VIII c = 1,3 Permanente + 1,3 Ex + 0,39 Ey + 0,39 Ez

VIII d = 1,3 Permanente + 0,39 Ex + 1,3 Ey + 0,39 Ez

VIII e = 1,3 Permanente + 0,39 Ex + 0,39 Ey + 1,3 Ez

Donde:

Permanente: Estado final del puente una vez finalizado el proceso constructivo (incluye el tesado de las péndolas network).

qt: Carga de faja aplicada en todo el tablero (coeficiente de impacto = 1,05).

Viento: Aplicación de carga de viento sin incorporación de cargas vehiculares.

Temperatura: Aplicación de carga de temperatura lineal en arco y tablero.

Ei: Cargas sísmicas, con i indicativo de la dirección aplicada (x, y, z).

Gradiente: Gradiente térmico.

Se sigue la normativa de la AASHTO con algunas incorporaciones, como la combinación sísmica vertical y de temperaturas. Esto se realiza para obtener mayor información sobre el comportamiento de péndolas y zona de arranque de arco-tablero.

El estudio contempla 6 puntos de análisis, a saber: efectos en el arco, en las vigas (exterior e interior), péndolas network, péndolas verticales y deformación de tablero y apoyos. Adicionalmente, a partir de los resultados obtenidos en el estudio de sensibilidad del proceso constructivo, se ha decidido desarrollar un análisis para un arco articulado en los extremos, justificando su aplicación a partir de la discusión del análisis de resultados y conexiones.

- **Comportamiento del arco**

Tal como se ha mencionado en los capítulos anteriores, la comprobación del arco es uno de los puntos más interesantes, pero a la vez más sencillo de modificar dado que es parte del proyecto de diseño. Esta circunstancia no quita que se intente obtener un uso de material óptimo y que cumpla cada una de las verificaciones establecidas por las normativas.

La verificación se plantea en términos de momentos flectores y axiles, a partir de las recomendaciones de obra nueva de arcos network, intentando conseguir perfiles reducidos. Sin embargo, el objetivo en obra de refuerzo es diferente, pues el arco se diseña para sustentar el tablero manteniendo una ley de esfuerzos en éste lo más semejante a la de un puente de vigas continuo.

Se observa en la (Figura 5. 7) el conjunto de soluciones de los axiles en el arco para cada una de las combinaciones.

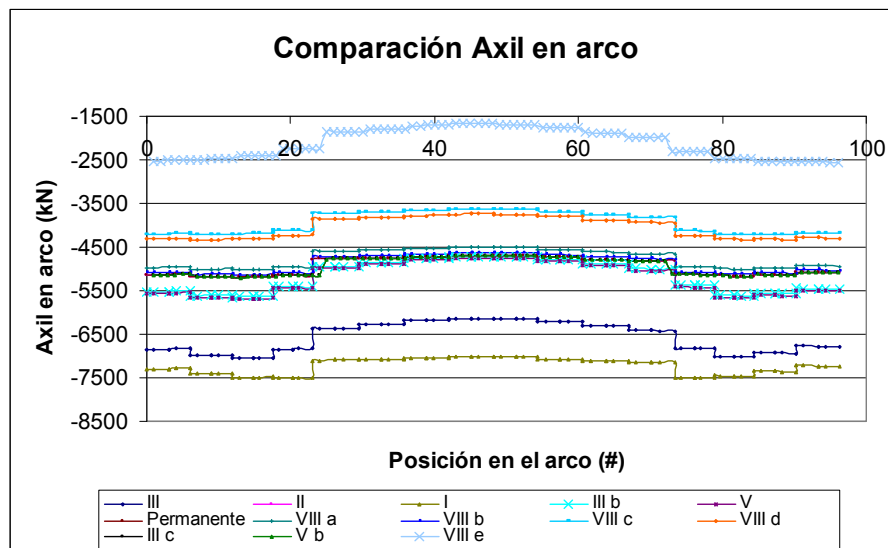


Figura 5. 7. Esfuerzo axil en el arco.

La (Figura 5. 7) presenta los axiles en el arco, afectados por el flujo de axiles a través de las tres péndolas verticales a modo de saltos en la curva, y pequeñas perturbaciones asociadas a las péndolas network. El comportamiento es bastante simétrico.

Es de interés notar que los máximos axiles se asocian a combinaciones I y III, asociadas a cargas de faja vehicular. Por otro lado, las mínimas se asocian a cargas sísmicas debido a la acción de la dirección vertical actuando como empuje ascendente, lo cual hace reducir la acción del arco. Esta dirección es interesante pues muestra que la acción sísmica no elimina el comportamiento de compresión en el arco, y a la vez, si se intuye un sentido contrario de estas cargas sísmicas, los esfuerzos inducidos no superan los efectos de las cargas vehiculares, salvo la carga más desfavorable con predominancia de la dirección vertical.

La curva “Permanente” representa el esfuerzo axil en etapa final constructiva. La presencia de ella en la gráfica permite observar el aumento inducido por los estados en servicio. En este caso el aumento respecto al estado permanente casi alcanza un 50%, en cambio las reducciones máximas son del orden de un 20-25% para cargas sísmicas horizontales, pero pueden llegar a valores cercanos al 75% si predomina el sismo vertical.

Para la comparación de momentos en el plano del arco se presentan las (Figura 5. 8, Figura 5. 9) separando los casos máximos y mínimos dada la cercanía entre estas curvas.

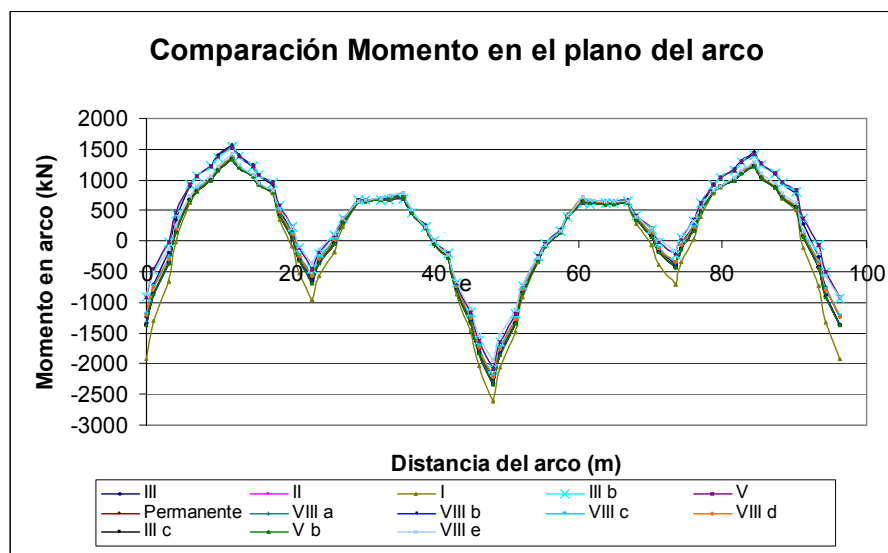


Figura 5. 8. Comparación de momentos en el plano del arco.

Es interesante observar que la acción de cargas en servicio no modifica mayormente el comportamiento general de la ley de esfuerzos. En el caso de mínimos se incluyen las combinaciones de viento y sismo. La acción gravitacional en todas ellas es reducida respecto a las cargas vehiculares, lo que hace la diferencia. Además se aprecia que estas combinaciones se ajustan sensiblemente al estado permanente, salvo el sector exterior longitudinal del puente (posición en el arco 0 a 20 y 70 a 100), en que el predomina en el estado de cargas vehiculares y temperatura (III y III b). Para los otros sectores, esto es diferente, pues en la vecindad de las péndolas verticales se aprecian aumentos en el caso netamente vehiculares (I) y en el sector de vanos interiores los resultados se ajustan sensiblemente al estado permanente.

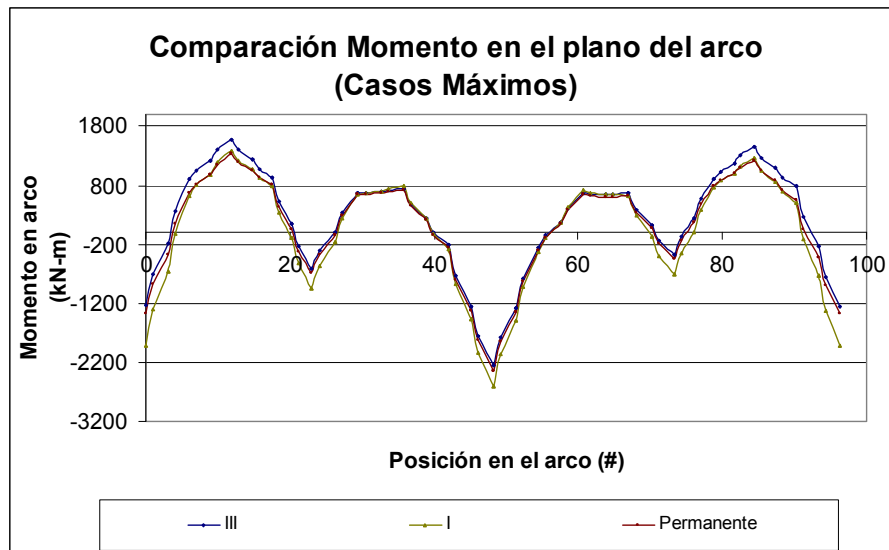


Figura 5. 9. Comparación de momentos en el plano del arco (Casos máximos).

La (Figura 5. 9) presenta cómo para las combinaciones I y III de cargas vehiculares, los máximos momentos, tanto en el sector de péndolas verticales como en vano, se asocian a las combinaciones y no al estado permanente. El máximo de estos aumentos corresponde a la péndola vertical central, donde la diferencia alcanza aproximadamente los 300 kN-m. Esta situación hace que el diseño de perfil del arco, al menos en el plano, pase de estar condicionado al estado permanente, al estado en servicio.

Para poder ratificar esta aseveración es importante recordar el estudio de análisis de sensibilidad, dado que el proceso constructivo tiene una fase previa al estado permanente (levantamiento más tesado péndolas network). Por lo tanto, debe hacerse una verificación final con la fase de levantamiento, debido a que la fase network reduce los momentos en el arco respecto a la fase de levantamiento para que en estado en servicio no superen a los de la fase constructiva. En este caso el proceso de iteración de la fase network consigue este objetivo, dado que el máximo en etapa constructiva corresponde a valores cercanos a los -2800 kN-m, lo cual deja un remanente de momento a favor del estado constructivo de 200 kN-m.

Por lo tanto, puede comentarse que para asegurar un diseño del arco debido a momentos en el plano se deben incluir mayores reducciones en los momentos en la fase network, que para efectos de este caso corresponden a aumentos del proceso de optimización con TEMEGA, mediante aumentos en el número de iteraciones (sobrepasando los 300 casos). Esta recomendación debe seguirse sin olvidar en el análisis la variable del factor de utilización del perfil del arco. Para las presentes condiciones los aumentos no implican un cambio del perfil, por lo que el aumento del número de iteraciones resulta injustificado.

Las cargas laterales y los efectos en los momentos transversales en el arco resultan más interesantes aún, en vista de la posibilidad de fallo o control de diseño. En la (Figura 5. 10) se presentan los momentos fuera del plano del arco para todas las combinaciones de carga.



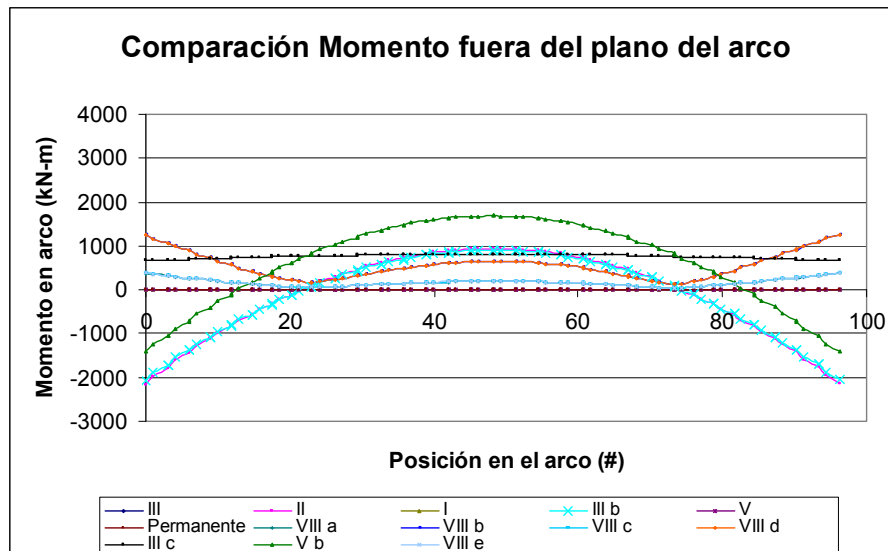


Figura 5. 10. Comparación de momentos fuera del plano del arco.

Las combinaciones gravitatorias (I y III) y la permanente son prácticamente nulas. Las acciones fundamentales se asocian a las combinaciones de viento, sismo y temperatura. En este respecto se aprecian dos comportamientos claramente diferenciados. El primero de ellos se asocia a combinaciones de temperatura y viento (II, IIIb y Vb) en que producto de un tipo de carga lateral como empuje, la curva de esfuerzos a lo largo del arco se refleja como una parábola, con un máximo positivo en la clave del arco y máximos negativos en los arranques, alcanzando el doble de magnitud que el máximo positivo. El segundo grupo de comportamientos corresponde a las combinaciones sísmicas, asociadas a curvas polinómicas de quinto orden, presentando deflexiones en los puntos donde se ubican las péndolas verticales.

Los resultados muestran cómo entre las combinaciones de sismo, las direcciones transversales son más condicionantes (VIII b y VIII d), lo cual resulta esperable. Sin embargo, éstas, tanto en la clave como en los arranques del arco, no superan a las combinaciones de viento y temperatura (Vb) en la clave del arco y (II, IIIb) en los arranques. Esto permite concluir que para este tipo de refuerzo los la envolvente de los efectos de viento combinados con temperatura controlan el diseño a flexión fuera del plano del arco, aunque un estudio de cargas sísmicas transversales siempre es recomendable.

Si se compara respecto al momento flector en el plano del arco se aprecia que el perfil esta más exigido en el plano que fuera de él. En este caso de estudio, el máximo momento en el plano corresponde a valores en la clave cercanos a los 2800 kN-m (construcción) en cambio fuera del plano los valores alcanzan máximos en el arranque de 2200 kN-m (combinación viento-temperatura). Finalmente, es relevante mencionar que esta circunstancia hace que el diseño del arco tienda a buscar soluciones con un grado de simetría.

Si se analiza el factor de utilización mediante la interacción axil-momento, se observa que tanto en la clave como en el arranque (Tabla 5. 4, Tabla 5. 5) el diseño no está gobernado por la combinación I, debido a que en el caso del arranque la combinación (II) presenta un alto componente fuera del plano aunque en el plano sea muy reducido. Por otro lado, al analizar la clave nuevamente la combinación I queda relegada, pero esta vez por los efectos asociados a viento y temperatura gracias al alto componente del momento fuera del plano. En términos numéricos la descomposición del factor se define como:

Tabla 5. 4. Factor de utilización en el arranque del arco.

	<b>Arranque</b>			
	<b>Axil (%)</b>	<b>M. fuera del plano (%)</b>	<b>M. en el plano (%)</b>	<b>Factor utilización (%)</b>
<b>Envolvente</b>	14,6	12,5	11,3	38,4
<b>V b</b>	10,3	8,2	8	26,5
<b>I</b>	14,6	0	11,3	25,9
<b>II</b>	10,3	12,5	8	30,8

Tabla 5. 5. Factor de utilización en la clave del arco.

	<b>Clave</b>			
	<b>Axil (%)</b>	<b>M. fuera del plano (%)</b>	<b>M. en el plano (%)</b>	<b>Factor utilización (%)</b>
<b>Envolvente</b>	14	9,8	15,4	39,2
<b>V b</b>	9,4	9,8	13,7	32,9
<b>I</b>	14	0	15,4	29,4
<b>II</b>	9,4	5,5	13,7	28,6

Claramente se aprecia la homogeneidad del arco, con factores de utilización cercanos al 40% (por envolvente) tanto en la clave como en los arranques. En cuanto a la envolvente de esfuerzo, se aprecia que la contribución en el arranque es similar por momento y axil, lo cual se reduce en la clave asociada a los efectos fuera del plano. Finalmente, interesa notar que el uso del perfil es controlado alternativamente por efectos de temperatura y viento (Vb) y carga de viento (II) en clave y arranque respectivamente.

En consecuencia, a efectos de volver la sección del arco más eficiente, debe intentar realizarse reducciones de esfuerzos de momento en el plano, lo cual se asocia a mejoras en el proceso de levantamiento y particularmente en la fase network. Esto se puede entender al observar cual es el máximo de factor de utilización, correspondiente a la clave del arco (32,9%) con un alto componente de momento en el plano (13,7-15,4%). Evidentemente esta recomendación va asociada a la utilización de un perfil similar a lo largo del tazado del arco, que según los resultados de esfuerzos es una solución altamente recomendable.

Tal como se ha comentado insistentemente, uno de los graves problemas en la implementación del refuerzo mediante arco es el efecto en la zona de perturbación del arco, específicamente los efectos que produce el empotramiento entre arco y tablero. La formación de ésta genera un incremento de los momentos negativos en el arco y en el tablero, aumentados al incrementar los perfiles del arco. A partir de ello, surge la necesidad de estudiar comparativamente un arco empotrado en el tablero y otro arco biarticulado respecto al tablero, pero no exento, simulando los efectos generados si el tablero presentase una fisuración tal que provocase una rotula plástica en la unión del arco con el tablero.

Referente al comportamiento en el arco, la incorporación del sistema articulado induce una redistribución de los esfuerzos, específicamente los momentos en el plano, dada la incapacidad de transmisión al tablero. La (Figura 5. 11) presenta los resultados de axiles para las combinaciones de cargas más solicitadas.

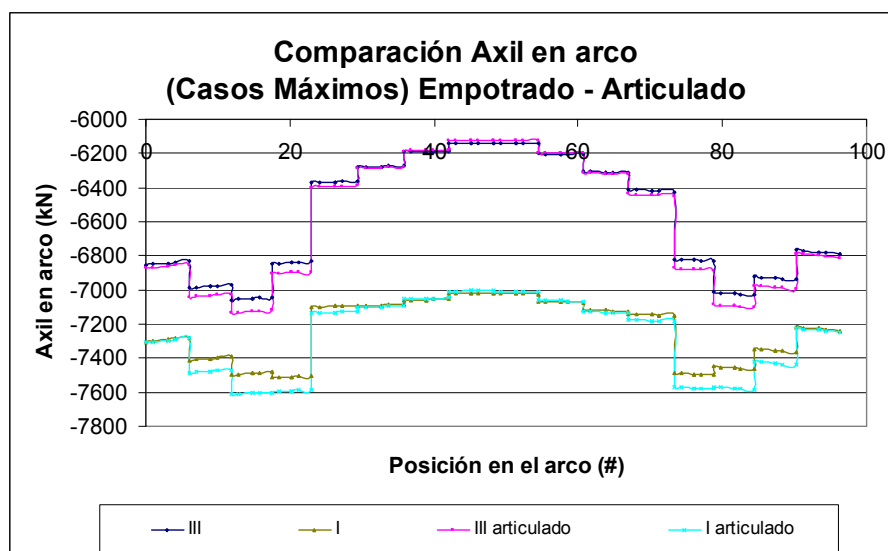


Figura 5. 11. Comparación de axil en el arco según caso empotrado o articulado.

La articulación genera aumentos relativos de los axiles, específicamente en los vanos entre los arranques hasta las primeras péndolas verticales, de ahí en adelante los axiles se superponen al caso empotrado, dado que el flujo de axiles esta controlado por las péndolas. A pesar de aumentar los axiles en estos vanos (zona de máximos), los incrementos son reducidos, pues no superan los 100 kN-m, lo cual hace poco significativo su aparición en términos de diseño.

La (Figura 5. 12) entrega los resultados para el momento en el plano del arco. Como se ha descrito corresponde a los efectos más importantes en términos de redistribución de esfuerzos.

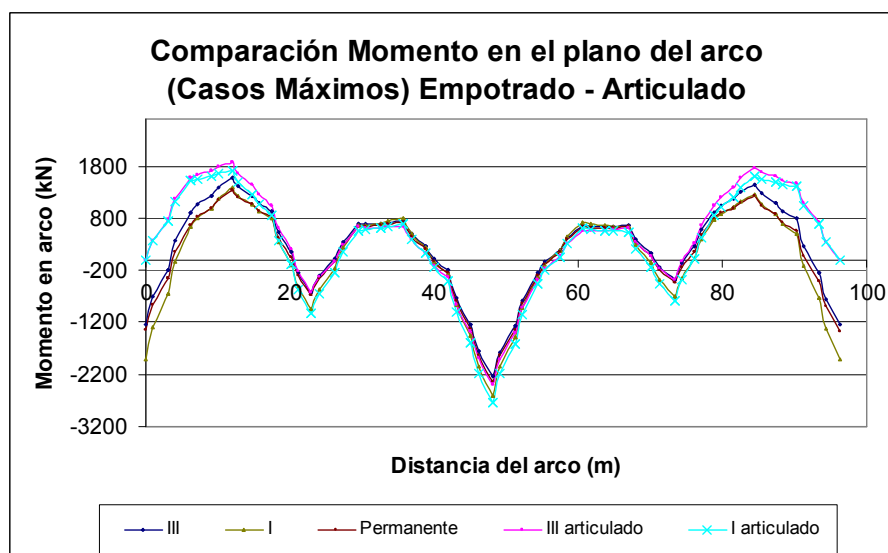


Figura 5. 12. Comparación de momentos en el plano del arco según caso empotrado o articulado.

Tal como ocurre en el comportamiento de axiles, la influencia de la articulación se aprecia claramente en los vanos exteriores. A partir de las péndolas verticales la redistribución de esfuerzos se transmite al tablero manteniendo un comportamiento similar al caso empotrado. El análisis en detalle muestra como el máximo momento negativo se mantiene semejante al caso empotrado, salvo pequeños incrementos alcanzando magnitudes de -2700 kN-m (menor en 100 kN-m al obtenido en etapa constructiva). Igualmente ocurre con los máximos en cada uno de los sectores de péndolas verticales; sin embargo, las mayores diferencias se presentan en los vanos.

En el caso interior mediante una reducción respecto al caso empotrado, y en los vanos exteriores un aumento importante.

Esta situación no es preocupante, dado que sigue siendo menor el aumento de momento en los vanos respecto al máximo momento en el plano. Además la anulación de momento en la unión arco-tablero no implica la eliminación del empotramiento transversal, lo que hace que los momentos fuera del plano sean semejantes en los dos casos en estudio. Estas consideraciones inducen la disminución del factor de utilización envolvente a un 29,5 % respecto de los 38,4 % del caso empotrado. Si se analiza el caso de la clave, la utilización es similar al caso empotrado, alcanzando un 40%. En consecuencia, la aparición de un sistema articulado mantiene la utilización del perfil considerando máximos esfuerzo de diseño.

Al verificar el desplazamiento horizontal máximo en el arco, se aprecia que las combinaciones críticas son las de carga de viento y sismo (V b y VIII b), obteniéndose como resultados 9,8 y 5,9 cm respectivamente. Para efectos de diseño, producto del uso de un arco centrado, estos resultados son un condicionante de la implementación del sistema de refuerzo.

- **Comportamiento del Tablero**

Se presenta a continuación el estudio de los efectos en servicio del elemento más restrictivo de todo el proceso de refuerzo: el tablero, debido a que tanto las vigas longitudinales, diafragmas o vigas transversales como la losa son los elementos estructurales de la superestructura que se conservan.

Tal como se ha planteado, el método de refuerzo necesita la verificación de estos elementos para asegurar su reutilización y un costo económico favorable. A partir de esto, la optimización del método constructivo y en servicio esta enfocada a estos elementos. Todo ello para poner de manifiesto la importancia de la verificación en servicio, conocidos ya los buenos resultados en cada una de las fases constructivas.

A diferencia de lo realizado en los capítulos 3 y 4, el estudio en servicio sigue las metodologías de análisis desarrollado en Valenzuela (2010), donde se pasa del análisis de la tensiones (BAM) a un análisis de esfuerzos mediante umbrales de aceptación, mediante el estado límite último, considerando las capacidades resistentes del material y los esfuerzos aproximados deducidos del puente original (BA).

A diferencia de lo desarrollado en Valenzuela (2010) y comentado en el apartado 5.1 del presente capítulo, los límites definidos para la aceptación se asocian a las cargas últimas soportadas por el puente original en servicio, definidas por las siguientes combinaciones de carga:

Combinación en servicio I: 1 \* Cargas permanentes + 1 \* Carga de faja

Combinación en servicio II: 1 \* Cargas permanentes + 1 \* Carga vehicular puntual

Dado el carácter aproximado de la obtención de cargas, las permanentes se asocian a la modelación según el replanteo geométrico del puente “in situ” y al análisis en laboratorio de los materiales; las cargas vehiculares corresponden a las que actualmente pasan por el puente, tal como se expresan en el apartado 5.1 del presente capítulo. La utilización de este criterio se fundamenta en la escasez de datos en cuanto a planos de detalle y normativa de diseño para la época del puente.

Tal como se ha comentado en la descripción del puente San Luis, la construcción y diseño corresponde a la década del 30 del siglo XX, época en la cual Chile no contaba con una normativa de diseño y proyecto establecida (surge la primera a mediados de la década del 50). Por tal motivo, este criterio se considera el más apropiado para la aplicación del método y se propone como recomendación frente a casos similares de escasez de datos.

De esta consideración se puede extrapolar que para el caso de puentes que no presenten plano de detalles, pero si una normativa con la cual han sido diseñados, la combinación de cargas en servicio debe ajustarse a los requisitos que ella establezca, y son estos resultados los que definen el umbral de aceptación según las áreas de esfuerzos (BA).

Aclarados estos puntos, las combinaciones de carga I consideran una carga vehicular simulando un atasco en todo el tablero del puente y una carga II la cual considera el paso de un vehículo individual, asumiendo la posibilidad de paso por una vía o dos a la vez (dada la doble dirección del puente), obteniendo de ello la envolvente de esfuerzos.

El primer análisis corresponde a las vigas exteriores. Estas vigas en el estado original del puente no soportan directamente el paso vehicular por su ubicación; sin embargo, en el puente reforzado, parte de ella si lo hace, producto de un aumento del ancho del tablero para generar aceras peatonales laterales y la disposición de un arco sobre la viga central.

La (Figura 5. 13) presenta los resultados para las combinaciones de cargas en servicio.

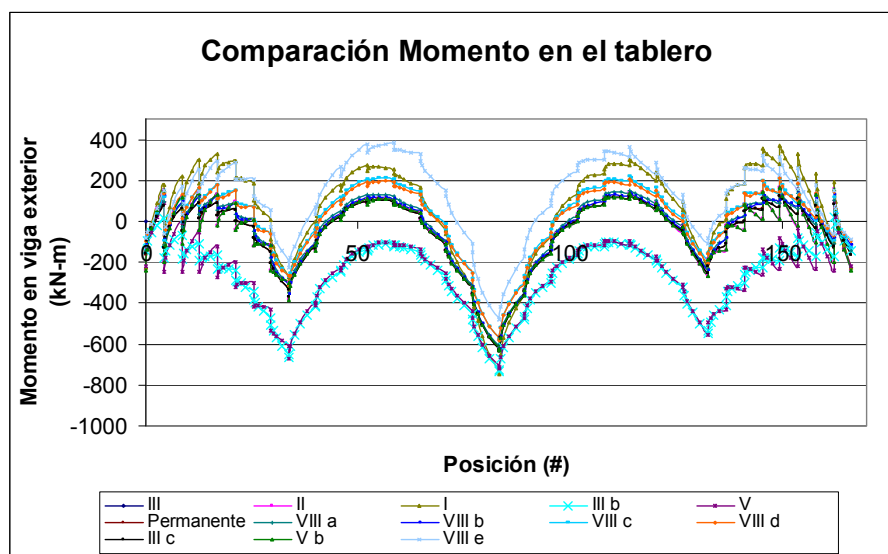


Figura 5. 13. Momentos en la viga exterior del tablero.

En la gráfica se aprecia que los máximos momentos positivos corresponden a la combinación de carga vehicular (I) para los vanos exteriores del puente original y la combinación de sismo vertical (VIII e) para los vanos interiores. En cuanto a los máximos negativos se aprecia que para el caso de las vecindades de las péndolas verticales exteriores esta condición corresponde a la combinación de temperatura (III b) y viento (V), sin embargo para la vecindad de la péndola vertical el máximo se consigue con la combinación vehicular (I). Esto último se debe a la deformación del arco y el aumento de tensión de las péndolas. Sin embargo, si se considera la envolvente de cargas sísmicas, el máximos en la vecindad de las péndolas verticales central se asemeja al obtenido por el sismo con predominancia vertical (VIII e).

La diferencia del máximo en la vecindad de la péndola vertical central entre la combinación I y el estado permanente es aproximadamente de 100 kN-m. A raíz de esto, se presenta la (Figura 5. 14) que permite comparar los resultados de las combinaciones más exigentes con la envolvente de esfuerzos definida para el caso del puente original.

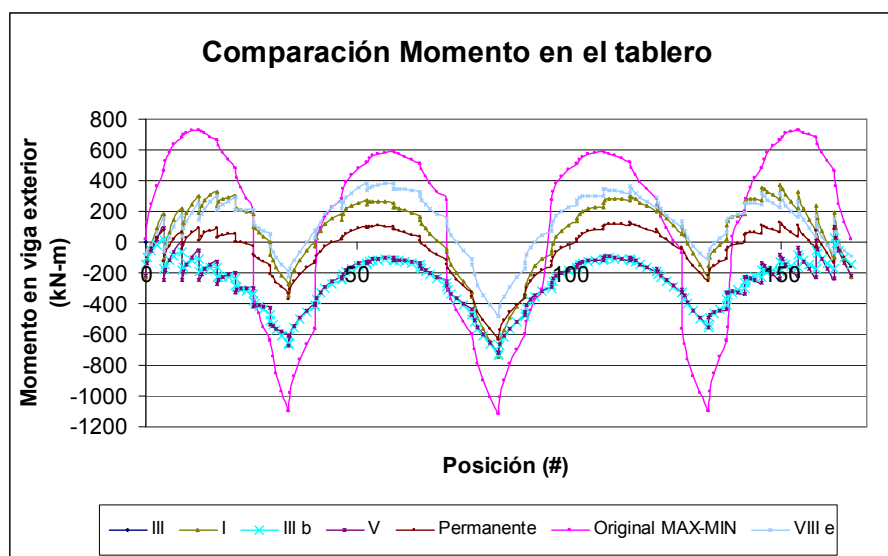


Figura 5. 14. Comparación del momento de la viga exterior respecto al máximo admisible.

Los resultados presentan un comportamiento adecuado de la viga exterior respecto a la admisibilidad de esfuerzos. Se observa que los máximos momentos positivos quedan completamente cubiertos por el estado envolvente del puente original. En cuanto a los momentos negativos, cada una de las combinaciones teniendo en cuenta los valores requeridos por la actual normativa, son resistidos por el puente reforzado en servicio. Esto es gracias a que la curva del puente original presenta valores altos de capacidad, asociados a la existencia de armadura en el sector de pilas. Esto permite comprobar que el sistema longitudinal no sufre daños debido a los máximos esfuerzos.

La disposición de máximo-mínimo de la curva original genera una zona de conflicto en los vanos interiores, presentándose momentos negativos por combinaciones en servicio de manera decalada a los observados en el puente original. Esta situación en los casos de vanos exteriores y gran parte de los interiores, son resistidos por la capacidad del hormigón a tracción (momentos de tracción cercano a los 200 kN-m); sin embargo, esto no es de manera íntegra, dado el decalado de los esfuerzos en los sectores cercanos a los máximos momentos negativos en la vecindad de la péndola central.

La solución presenta tres vías:

- 1.- Inspección "in situ" para determinar si existen refuerzos a tracción que permitan aumentar la capacidad resistente en ese sector.
- 2.- Realizar un proceso de optimización más refinado en las etapas de levantamiento y network, tal que se consiga una disminución de la tensión en la péndola central, induciendo menores momentos negativos en el tablero en estado permanente.
- 3.- De no encontrar solución anterior, será necesario un refuerzo de esta zona del tablero mediante encolado de chapas o láminas de materiales compuestos, por ejemplo.

Cabe mencionar el comportamiento general de la curva de esfuerzos. En este caso, dado que no existe un aumento de rigidez en los extremos (el arco no se apoya directamente en estas

vigas), la aparición de momentos negativos es prácticamente nula, sólo asociada a la propia rigidez del sistema entre viga longitudinal y diafragma. Esta situación se ve generada en parte por el factor de transferencia de esfuerzos que existe en el tablero a nivel transversal asociado a cada una de las vigas transversales. En consecuencia, la importancia de una articulación en el arco para el caso de vigas exteriores no es relevante.

La (Figura 5. 15) presenta los cambios producidos en la curva de esfuerzos frente a una articulación en el arco.

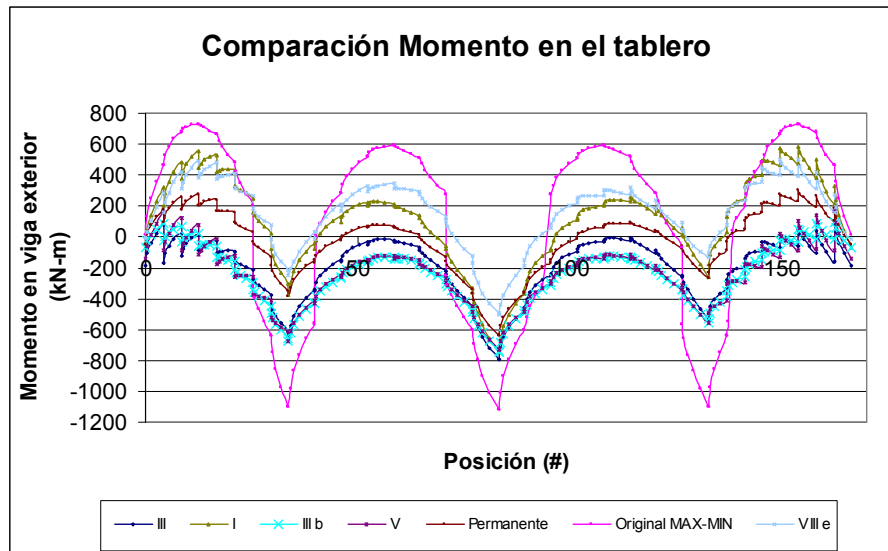


Figura 5. 15. Momento en la viga exterior para el caso de un arco biarticulado.

En términos generales el comportamiento es el mismo, y en consecuencia se aplican todas las consideraciones tanto a los máximos negativos y positivos, además del sector de dechado de las curvas. Lo relevante es la manera de redistribución de los esfuerzos, produciéndose un aumento en los vanos exteriores para los momentos positivos, los cuales siguen estando contenidos bajo la curva máxima del puente original. Lo segundo y muy relevante, es el acercamiento del máximo negativo. Aunque sigue contenido dentro de la curva original, el incremento que se presenta, frente a procesos de optimización de TEMEGA no suficientemente refinados, puede inducir a fallos. Esto confirma las recomendaciones de decidirse por soluciones de TEMEGA que tiendan a menores valores de tesado en la péndola central, y lo más homogéneo posible en los otros tesados. Esta aseveración y las implicancias que tienen se ratifican por lo visto en el arco, por la acción de los axiles de las péndolas verticales y el efecto en el tablero.

El análisis anterior se ratifica por los efectos de la viga interior, la cuál soporta al arco y en consecuencia sufre los efectos directamente de la acción de péndolas y de unión arco-tablero. La (Figura 5. 16) presenta los resultados para el conjunto de combinaciones en la viga interior.

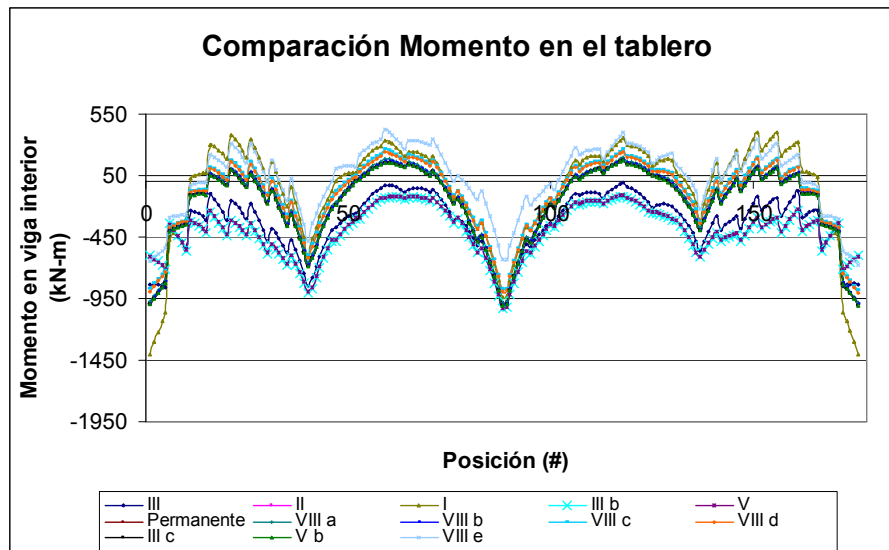


Figura 5. 16. Momentos en la viga interior del tablero.

Lo más significativo de la gráfica está asociado con los máximos momentos negativos. Tal como se ha comentado, el efecto de empotramiento entre arco y tablero induce un aumento considerable de los momentos negativos en ambos bordes de la viga, de tal magnitud que pasan a ser los máximos globales. Las acciones gravitacionales nuevamente son las predominantes con las combinaciones (I y III). Se aprecia que estas combinaciones dominan el máximo de momentos en diferentes puntos; para el caso I presenta máximos momentos negativos en borde y en la vecindad de la péndola central, en cuanto a momentos positivos son los máximos en vanos exteriores, en cambio el caso III tiene su acción en cada una en los momentos negativos del sector de péndolas verticales exteriores. Finalmente la combinación sísmica vertical (VIII e) predomina en los momentos positivos de los vanos interiores.

Si se compara con la viga exterior, se aprecian magnitudes de momento mayores en los negativos, pasando el máximo en la vecindad de la péndola central desde los casi -750 kN-m a acercarse a los -1000 kN-m. De la misma forma ocurre con los momentos positivos de los vanos interiores, incrementándose desde valores cercanos a los 400 kN-m a valores del entorno de los 430 kN-m. Con los momentos positivos en vanos exteriores ocurre el mismo fenómeno con igual tasa de incremento.

El mayor cambio está asociado a los momentos negativos en los bordes. Esta situación es la más compleja, dada la capacidad resistente que tiene la viga original diseñada para un comportamiento del tablero como viga continua, donde se asume un momento nulo en los bordes. Para observar este problema se presenta la (Figura 5. 17) con una comparación con la viga original.



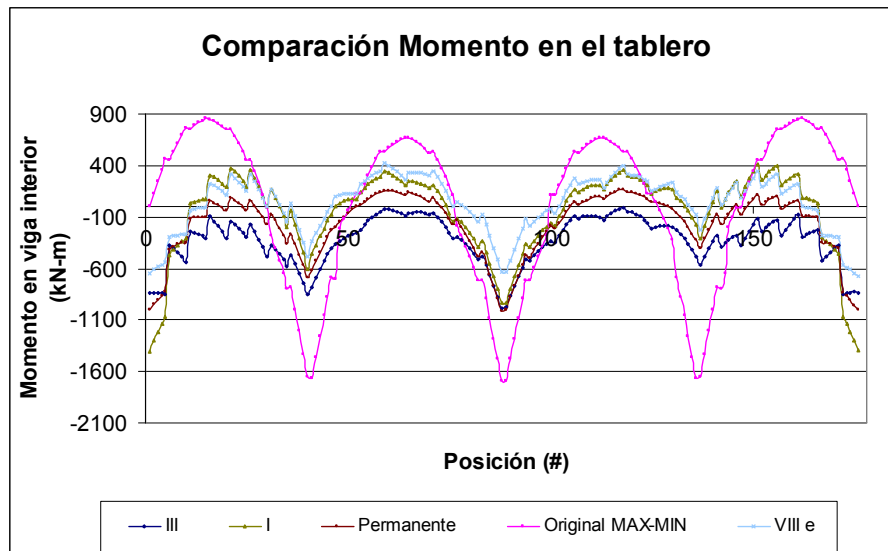


Figura 5. 17. Comparación del momento de la viga interior respecto al máximo admisible

Lo primero identificable es notar que la curva de máximos-mínimos original para la viga interior es algo más holgada que la asociada a la viga exterior, debido a la manera por la que pasan las cargas de camión individual en el puente original. Este hecho hace que las distancias entre los máximos momentos negativos, especialmente en el sector de la péndola vertical central, queden contenidos sin mayor dificultad (notar que los valores de la combinación son mayores que en el caso de viga exterior). De la misma forma, el cumplimiento de los momentos positivos en vanos interiores también ocurre, salvo alguna consideración del decalado de la curva de esfuerzos. A partir de estas consideraciones, el problema más severo está asociado con la poca relación que presentan los esfuerzos en el sector del borde. Esto hace que el incumplimiento se asocie a momentos negativos en zona de positivos, donde la capacidad a tracción del material no alcanza a resistirlos (un orden de magnitud).

A partir de este problema se presenta la modificación en la conexión de arco y tablero, pasando de un sistema de empotramiento a uno articulado en el plano del arco. Esta situación genera modificaciones en la curva de esfuerzos, evidentemente dirigidos a solucionar el problema de los momentos negativos, consiguiéndose de forma satisfactoria, pero observando una redistribución de esfuerzos en la viga. Los efectos se aprecian en la (Figura 5. 18), en la que se puede notar el adecuado comportamiento de las curvas; el ajuste que se consigue es casi perfecto, incluso por encima de lo conseguido en las vigas exteriores. Esto se debe a que la acción directa de las péndolas network y verticales logra modular la ley de esfuerzos, ajustándola a un sistema de viga continua. La modificación en la ley de esfuerzo se traduce en el cambio de signo del sector de bordes y un aumento general de los momentos negativos en los vanos interiores. El encaje de los momentos negativos no se ve afectado, a pesar de que se producen aumentos, estos ocurren fundamentalmente en el sector de las péndolas verticales exteriores, zona en la cual existe una importante holgura entre la ley de esfuerzo de combinación y la del puente original.

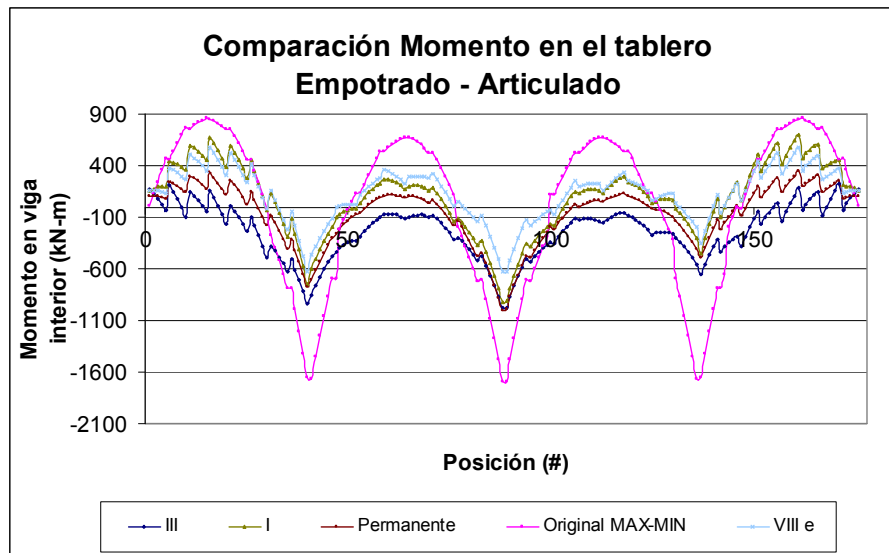


Figura 5. 18. Momento en la viga interior para el caso de un arco biarticulado.

A partir de esta situación es posible comentar que resulta aconsejable la utilización de mecanismos que reduzcan los momentos inducidos por empotramiento, no sólo mediante modificaciones de la zona de perturbación o péndolas de retención, sino que también pensando a través de una modificación del sistema de uniones. La colaboración entre estas dos técnicas es deseable, no sólo por el cumplimiento en el tablero, sino también por los efectos positivos en el arco. Adicionalmente se propone un estudio detallado de los efectos no lineales y redistributivos en la vigas afectadas por los aumentos de momento, considerando la aparición de rótulas plásticas y la existencia de materiales lo suficientemente dúctiles.

Al analizar los efectos que presentan las cargas por momentos transversales en las vigas longitudinales se aprecian que las cargas que controlan el diseño son fundamentalmente las de viento (II) y las de sismo (VIII b - d), tal como se presenta en la (Figura 5. 19).

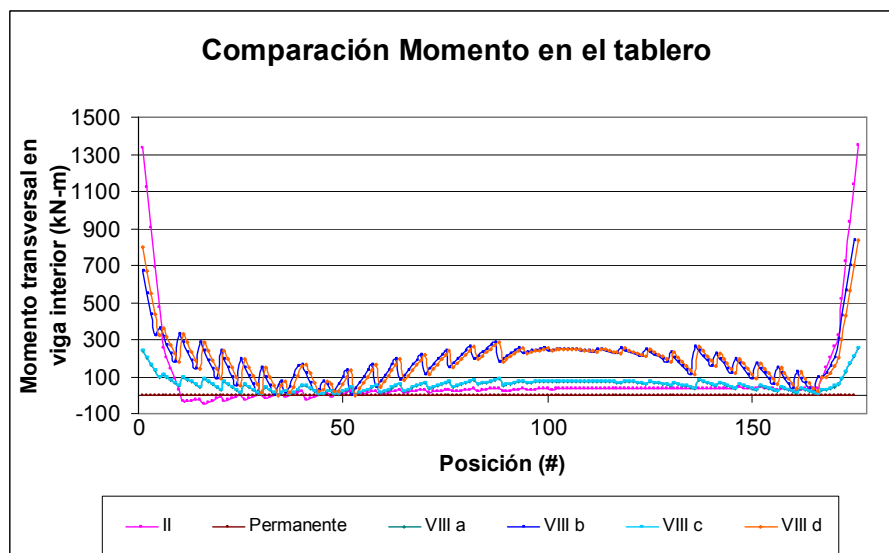


Figura 5. 19. Momento fuera del plano en viga interior del tablero.

Lo interesante de los resultados es observar que los máximos esfuerzos se presentan en los bordes longitudinales del tablero, siendo casi 5 veces la magnitud respecto a los valores que se obtienen en el centro de luz. Por otro lado, la máxima global se asocia a las cargas de viento inducidas por el momento que genera el brazo que presenta el arco a lo largo de su trazado. Por

otro lado los casos de carga de sismo serán los que dominan los efectos hacia el centro longitudinal de la viga.

Claramente estos esfuerzos corresponden a uno de los puntos más importante a analizar, debido que el puente original no se ve afectado por incrementos de momentos transversales tan importantes. En particular para el caso del San Luis, se obtienen para cargas de viento en el puente original momentos transversales en la viga interior de 50 kN-m, valores similares a los obtenidos por carga de viento en el puente reforzado hacia el centro de la viga, pero absolutamente inferiores de los obtenidos en los bordes.

A pesar que en el caso presentado el cumplimiento de la BA es una realidad, de cara a estudios de sensibilidad y en nuevos proyectos, es recomendable generar un mayor número de iteraciones de óptimos asociados a la reducción de tensiones en la péndola vertical central, punto más comprometido en el presente estudio.

Mucho se ha comentado sobre el proceso de optimización de levantamiento y los posteriores ajustes de las péndolas network. Su acción se ve reflejada en estado en servicio con comportamientos adecuados de los esfuerzos. En particular, para el caso presentado, el proceso de optimización realizado ha generado un estado permanente que al ser exigido por las combinaciones en servicio presenta un cumplimiento bastante aceptable. En muchos casos cuando la solución no es del todo ajustada, se pueden plantear reducciones del tesado de las péndolas verticales, las cuales se rigen por el adecuado cumplimiento del levantamiento entregado por TEMEGA. Para poder justificar la posible reducción de estos tesados, asumiendo la capacidad de levantamiento, es necesario observar el comportamiento en servicio de la deformación del tablero.

Durante el proceso de levantamiento el criterio que utiliza TEMEGA para la eliminación de pilas es el cumplimiento, en todo punto de apoyo, de una flecha ascendente de 0,04-0,05 cm. Evidentemente el cumplimiento del mínimo esta sujeto a los procesos de redistribución de esfuerzos y deformaciones del sistema de arco atirantado. Después de ello, el proceso de optimización del tesado network induce aumentos o reducciones de esta flecha ascendente (ver capítulo 4). Esta situación, para el caso en estudio, genera una flecha ascendente en estado permanente tal como se aprecia en la (Figura 5. 20).

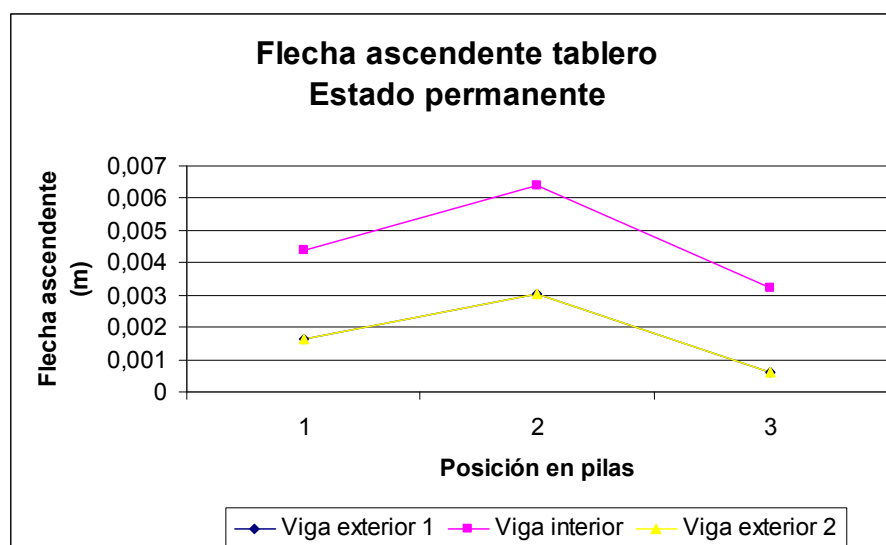


Figura 5. 20. Flecha ascendente del tablero, estado permanente.

La gráfica presenta la flecha ascendente en cada una de las vigas en sentido longitudinal. En este caso, tras la fase network, hay reducciones de flecha en el sector de las péndolas verticales extremas de las vigas exteriores según lo visto en el capítulo 4. A partir de esta situación, la capacidad de reducción del tesado de péndola vertical está restringida por las flechas que se induzcan en el estado en servicio. A partir de ello se puede plantear dos preguntas:

- I) ¿La aplicación de las cargas en servicio induce deformaciones no admisibles en el tablero?
- II) De no ser así, ¿cuál es la diferencia entre el admisible y el obtenido?

Esta segunda pregunta va en total concordancia con la necesidad de reducir el tesado de la péndola vertical y es uno de los criterios para realizarlo. En otras palabras, será la cota máxima de reducción permisible incorporable al proceso de optimización TEMEGA para el proceso de levantamiento.

Para contestar la primera pregunta es necesario definir el criterio de admisibilidad de flechas. En este caso, siguiendo lo postulado por la AASHTO, la deflexión máxima no debe ser mayor de 1/800 de la luz en zonas rurales y de 1/1000 de la luz en zonas urbanas. Para el caso del puente San Luis, dado su emplazamiento rural y luz libre de 60 m. la deflexión admisible corresponde a 0,075 m.

Al realizar el análisis individualizado para las combinaciones de carga, se puede observar dos comportamientos. En uno de ellos la aplicación de cargas tiende a aumentar la flecha ascendente, principalmente asociado a efectos de temperatura o cargas sísmicas verticales. En el otro se aprecian comportamientos de reducciones en los casos de cargas gravitacionales. A continuación las (Figura 5. 21, Figura 5. 22) muestran los efectos más relevantes de estos comportamientos.

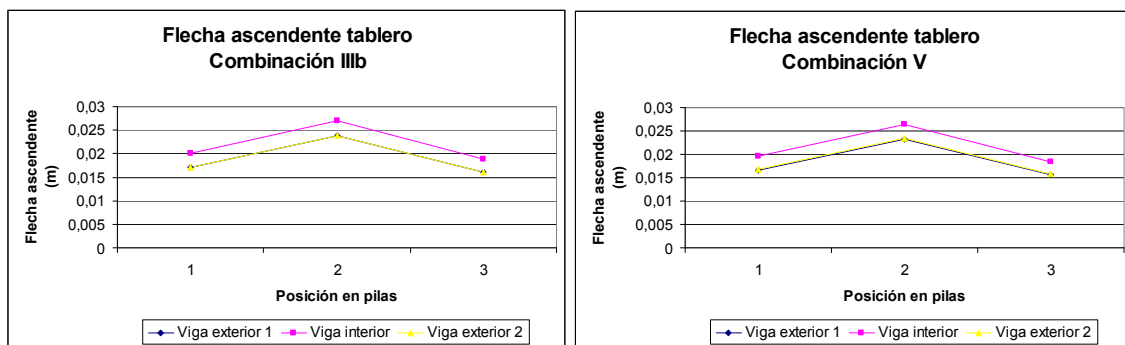


Figura 5. 21. Flechas ascendentes del tablero según combinaciones IIIb y V.

Estas primeras gráficas asociadas a efectos de temperatura y viento permiten observar las máximas flechas obtenidas. En este caso existen aumentos importantes respecto al estado permanente. Claramente esta situación indica el criterio de flecha ascendente máxima permisible. Aunque en este caso cumple con la normativa vigente, es recomendable realizar una posible reducción (si las otras combinaciones de cargas lo permiten). También es interesante notar la diferencia existente entre las vigas exteriores para la combinación V, asociado a la acción del viento, produciendo un mayor levantamiento en la viga barlovento (viga exterior 2) que en la sotavento, debido al efecto inducido por el viento como carga excéntrica en el arco.

La (Figura 5. 22) presenta el comportamiento de flecha ascendente, para combinaciones sísmicas con dirección vertical. Los incrementos de las flechas respecto al estado permanente son menores que los producidos por temperatura y viento. De este estudio llama la atención lo

que ocurre con las combinaciones direccionales, pues cuando la acción de la dirección en vertical (VIII e) es más importante, las flechas de las vigas longitudinales tienden a acercarse.

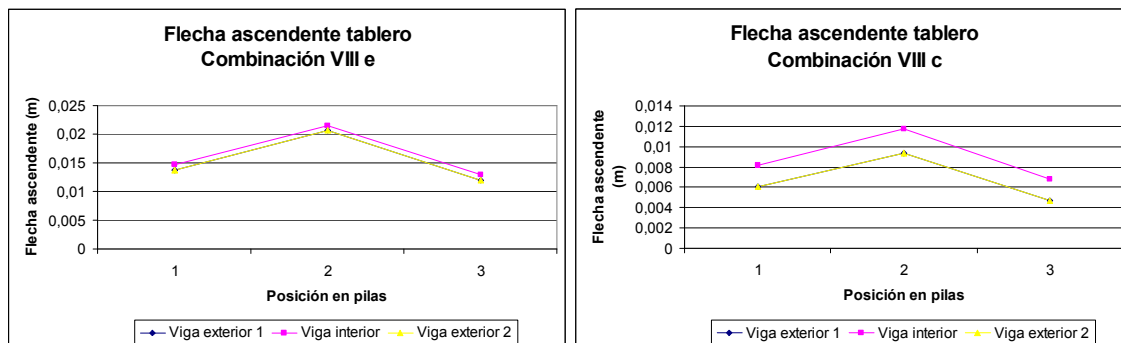


Figura 5.22. Flechas ascendentes del tablero según combinaciones sísmicas.

En los casos en que no hay presencia de dirección vertical (VIII a – b), la flecha ascendente y el comportamiento general es muy semejante al estado permanente.

Finalmente, el comportamiento más diferenciado es el obtenido frente a la acción de cargas gravitacionales. A diferencia de lo que ocurre con componentes negativos de la acción sísmica vertical o del viento, en el caso de cargas gravitacionales puras (sobrecargas de uso principalmente) la flecha ascendente en el caso de estudio sufre un cambio de signo. Por lo tanto, es el único caso en el cual se presenta una flecha descendente. La (Figura 5.23) presenta estos resultados.

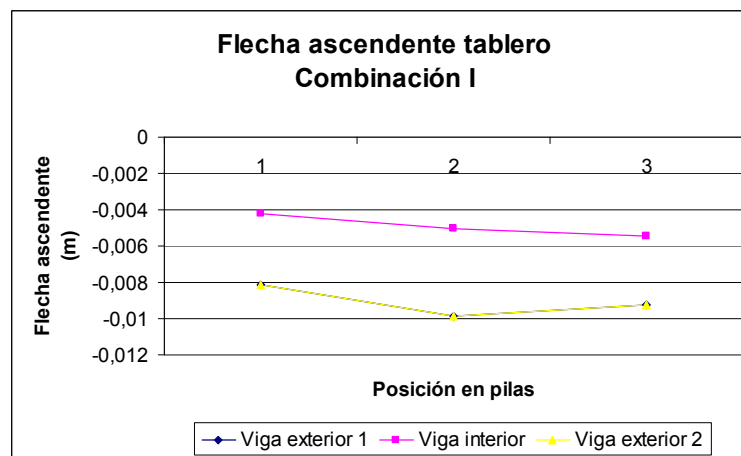


Figura 5.23. Flecha ascendente del tablero según combinación I.

Lo primero a observar es la máxima deflexión observada, que para estas cargas ocurre en centro luz de las vigas exteriores alcanzando un valor aproximado de 0,01 m. Este valor cumple con suficiencia las exigencias de la normativa y en consecuencia no presenta problemas en servicio. Esto además permite definir la combinación de cargas de uso como la cota inferior para el proceso de reducción de péndolas network. Debe hacerse una mención a los efectos de la combinación de carga de sismo vertical en sentido descendente, dado que ella induce flechas del orden de 0,015 m. En consecuencia el criterio de cota debe incorporar los posibles efectos de este tipo de carga.

Para ratificar el uso de este criterio se presentan en la (Figura 5.24) las flechas obtenidas para el caso con uso de articulación entre arco y tablero.

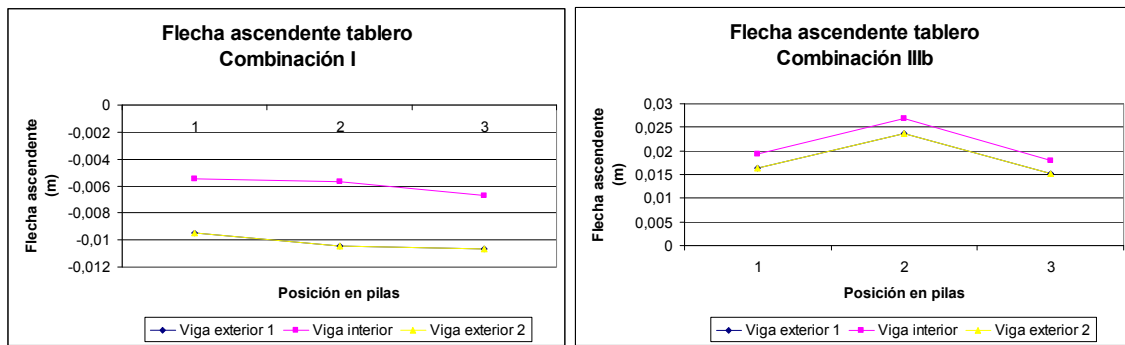


Figura 5. 24. Flecha ascendente del tablero para caso de arco biarticulado.

La (Figura 5. 24) presenta los dos casos límites para el estudio de las flechas: a la izquierda, el criterio para flecha descendente con la combinación I; a la derecha, el criterio de flecha ascendente con la combinación III b. Se puede observar que en ambos casos se induce una reducción de flecha ascendente respecto al caso de arco empotrado, lo cual favorece al criterio de la flecha ascendente positivas, pero hace más acentuada la de la descendente. En este caso, el criterio queda regido por una flecha que supera los 0,011 m. Como se ve, los aumentos de esta flecha son reducidos respecto al caso de empotramiento arco-tablero, lo cual no genera dificultades de aceptación del método.

A partir de lo anterior se puede comentar que: para definir una reducción de tesado de péndola vertical y para el criterio de ajuste de tesado de péndola network, debe incorporarse como medida de restricción en el análisis el comportamiento de las flechas máximas en servicio, considerando combinaciones de temperatura y sismo vertical para flechas ascendentes, y combinaciones vehiculares y sismo vertical para flechas descendentes.

Esta condición hace que para el caso planteado el criterio de flecha ascendente no tenga relevancia, pero si el descendente, dado que se quiere reducir los efectos de la péndola vertical central. De esta manera se tiene una holgura de deflexión máxima de trabajo de 0,06 m, con la precaución de que ésta se obtenga dentro del proceso de levantamiento y tesado network, en vista de las modificaciones tenso-deformacionales que ello induzca, pudiendo reducirse esta posible holgura tras los variados procesos redistributivos de esfuerzos.

Cabe mencionar en este apartado los efectos de deformaciones y flechas a largo plazo. Respecto a la eficacia del tesado de las péndolas, es presumible que no existe una disminución en el tiempo debido a las reducidas tensiones de las péndolas (no efectos de relajación de cables). Podrá tenerse cierta precaución manteniendo un factor de seguridad cuando el sistema de verificación del ajuste de péndolas no este estandarizado y normado.

En cuanto a la flecha en los elementos del tablero, puede asumirse con cierta seguridad que corresponden a flechas reales, dado que los procesos de fluencia en el tiempo en el tablero ya han sido desarrollados al tratarse de un hormigón con casi 80 años de vida.

Si bien se ha ideado el uso del pretensado exterior como un elemento ubicado en el eje mecánico de las piezas, en los casos que se aplique con una cierta excentricidad o se decida utilizar desviadores, deberá realizarse un estudio específico a nivel lineal y no lineal de los efectos de las flechas ascendentes.

Una última verificación corresponde a las vigas transversales, las cuales no sólo actúan activamente en la distribución de los esfuerzos entre las vigas longitudinales, sino que además se

ven afectadas por la aplicación puntual de las cargas de tesado. Ya se ha discutido de su aplicación y las diferentes consideraciones que debe tenerse durante las fases de construcción (ver capítulos 3 y 4). A ello se le puede añadir las consecuencias en estado en servicio.

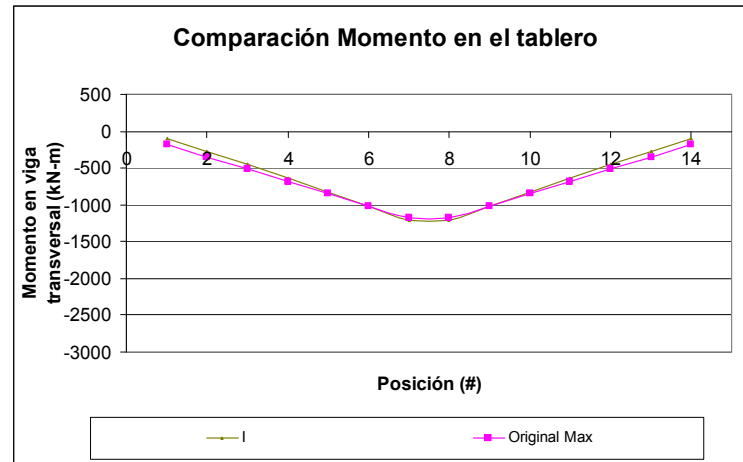


Figura 5. 25. Momento en vigas transversales.

La (Figura 5. 25) presenta los resultados para la viga transversal central, la que corresponde para el puente San Luis a la más exigida en este ejemplo. Se le compara con un estado de esfuerzos correspondiente a la envolvente de la combinación de servicio formada por carga de faja y la aplicación de camiones puntuales. El resultado entrega un comportamiento muy ajustado en servicio, pero que en el centro luz de la viga sufre excesos de esfuerzo.

Tal como se ha comentado en los capítulos de construcción, es necesario realizar un refuerzo complementario en la zona o bien programar una inspección “in situ” para determinar las reales capacidades de la viga.

Finalmente es preciso mencionar que la aplicación de la combinación estudiada para el puente reforzado corresponde a la vehicular (I) debido a que es la que produce los máximos esfuerzos axiales en las péndolas verticales, tal como se detalla en el apartado 5.2.

- **Péndolas**

El estudio de esfuerzos en las péndolas tiene una importancia relacionada con los efectos que inducen momentos flectores en el arco y en el tablero. Particularmente esta situación queda acaparada por las verticales; sin embargo, los efectos moduladores de las péndolas network no deben dejarse sin estudio. Esta situación hace que el análisis detallado del tesado network sea de un interés particular, tanto por la capacidad de levantamiento posterior al proceso de separación de las pilas, como también por la generación de criterios para tesados mínimos de ellas, buscando mantener un uso efectivo de todas estas péndolas durante el estado en servicio.

La capacidad resistente de las péndolas es uno de los puntos de estudio asociado a la verificación de los límites de fatiga y de rotura. Dado el método constructivo las péndolas más propensas a estos efectos son las verticales.

Resulta interesante comenzar el análisis con estas péndolas verticales y ratificar muchos de los comentarios expuestos en los apartados de arco y tablero. La (Figura 5. 26) presenta el comportamiento de axiles de las péndolas para distintas combinaciones de carga.

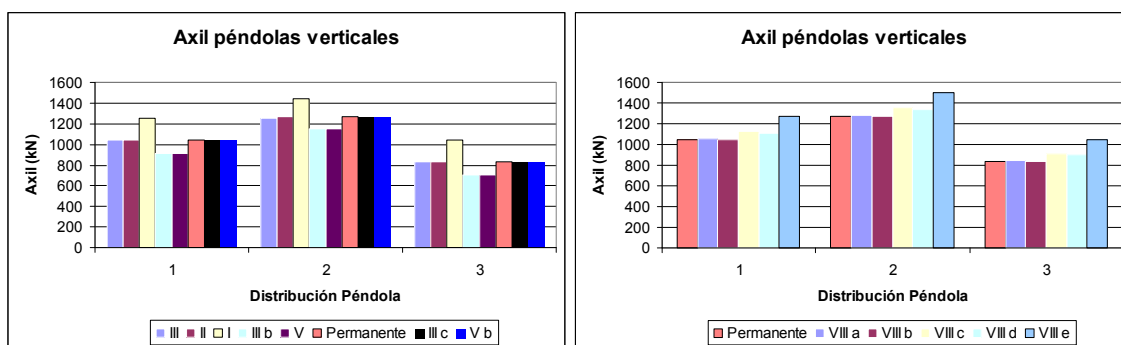


Figura 5. 26. Axil en péndolas verticales.

Se aprecia que para las combinaciones de cargas vehiculares (I) se induce un incremento de los axiles en las péndolas verticales, producto del aumento de las cargas en el sistema. Éste es significativo, alcanzando valores de 1500 kN, generando una aproximación a los límites de fatiga.

En el caso de las cargas por temperatura y viento se observan reducciones poco importantes, siendo interesante notar que producto de cargas por temperatura se generan reducciones en las péndolas verticales de manera individualizada.

Finalmente, el efecto del sismo induce grandes aumentos relacionados a los casos con dirección sísmica vertical (Z), donde la diferencia de desplazamientos entre el arco y el tablero inducen una mayor tensión en las péndolas verticales.

Para este caso los incrementos en la tensión de las péndolas verticales corresponden a un 15-20%. A partir de esto es posible comentar que el criterio de máximo tesado debe incorporar como cotas máximas los incrementos por cargas vehiculares y las cargas de sismo vertical (VIII e) condicionando el criterio de máximo porcentaje de tesado en etapa de levantamiento.

Otro punto importante de analizar es la pérdida de tensión en las péndolas. En este caso, es nuevamente la carga de sismo vertical la que controla el comportamiento. Para ratificar este comentario se presentan en la (Figura 5. 27) los resultados en sismo con dirección vertical, pero con sentido ascendente.

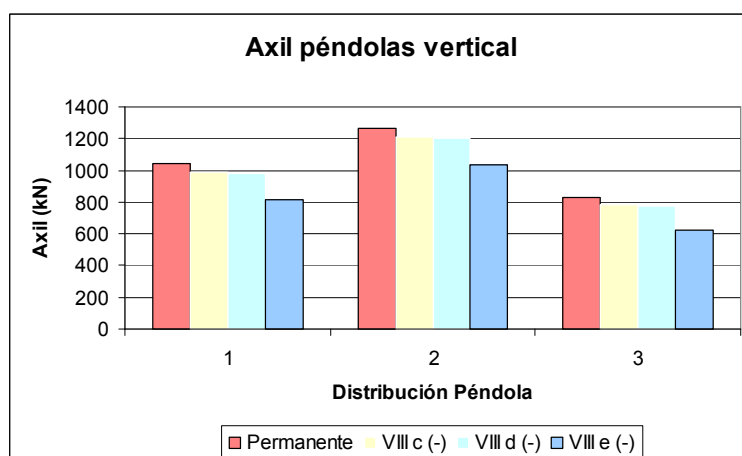


Figura 5. 27. Axil en péndola vertical, combinación sísmica.

En este caso el efecto de acercamiento relativo entre el arco y el tablero induce compresiones que tienden a generar una pérdida de tensión en las péndolas verticales. Tal como se puede observar, los efectos no son preocupantes respecto a una eventual pérdida total de



tesado, pues alcanza reducciones promedios entre el 20-25%. Es interesante notar como se reflejan los efectos de la pérdida de tensión en las flechas, permitiendo tener una primera aproximación al definir que las cargas por temperatura (IIIb) son menos influyentes en los máximos de pérdida de tensión que la acción sísmica vertical. Más aún, debe tenerse presente que la acción sísmica vertical actúa de manera solidaria en cada punto, quedando regido el criterio por la cargas de sismo vertical, aunque recomendándose el estudio mediante temperatura.

El segundo elemento de estudio son las péndolas network. Ellas presentan una utilidad en cuanto a la rectificación de los momentos generando reducciones en el arco y en el tablero, pero también un uso activo frente a las cargas asimétricas en servicio.

Dentro de las hipótesis de la metodología, su uso se enfoca en fases finales del proceso constructivo y en el aporte que pueda presentar en servicio. De tal manera, a partir de la fase network, el ideal de uso de este tipo de péndolas se centra en una influencia activa de ellas en cada una de las cuerdas. Esta condición puede verse limitada por los efectos de compresión cuando las combinaciones de carga así lo induzcan; por esta razón, durante el proceso de optimización TEMEGA, se condicionan los criterios de selección del rango de axil en péndola network.

Dentro del estudio particular de optimización de la fase network, se ha comentado que el criterio de selección de axiles se define por la envolvente de compresiones en las péndolas network, según los siguientes criterios:

- a) Método constructivo, análisis según la BAM
- b) Criterio de las cargas gravitacionales, análisis según la BAM y esfuerzo en el arco
- c) Criterio por carga accidental, verificación de la BAM y esfuerzo en el arco

De tal manera, el presente estudio intenta complementar los efectos en cargas gravitatoria y accidental, en lo referente a la importancia que tiene una eventual pérdida de tesado y la valoración en magnitud del axil necesario para evitarlo.

Para el caso en estudio los resultados para carga gravitatoria y por acción de temperatura y viento se presentan en la (Figura 5. 28), la cual expone los axiles para cada una de las péndolas network según su distribución en el mallado.

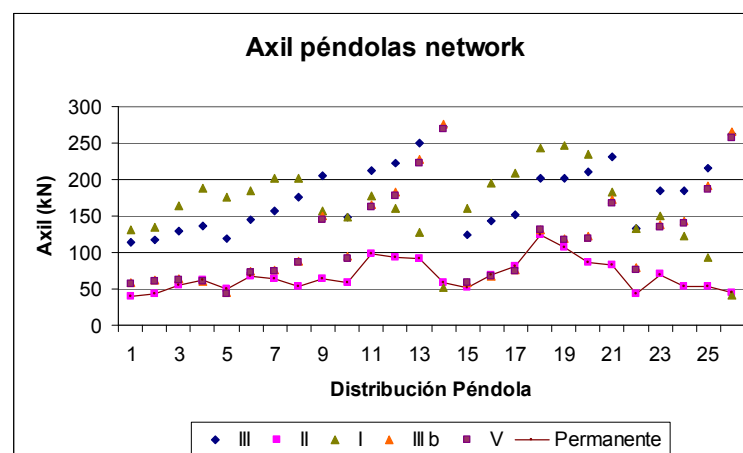


Figura 5. 28. Distribución de esfuerzo axil en péndolas network.

La línea marrón presenta la condición en estado permanente de los axiles en las péndolas network. A partir de ella se aprecia que por efectos netamente gravitacionales (I) la tendencia,

como es de esperar, es a aumentos significativos de los axiles (siempre muy por debajo de los límite de fatiga y rotura). Adicionalmente, se presentan importantes aumentos en las combinaciones los efectos gravitatorios y de temperatura (III), como también los que relacionan la acción del viento y temperatura (V). El resto de los casos presenta un comportamiento fluctuante en el entorno de los axiles en el estado permanente.

Un análisis en detalle muestra que las mayores pérdidas de tesado se relacionan con el sector de péndolas centrales. En ella la tensión se asemeja al del estado permanente y en ningún caso, la disminución presentada indica axiles tan bajos que se produzca pérdida total del tesado, debido a que las reducciones no superan el 10%.

La explicación de ello esta al intentar dar una línea de tendencia a este conjunto de resultados, para ello se presenta la (Figura 5. 29), que muestra las tendencias más significativas según tipo de carga. Se representa en la mitad del mallado para mayor claridad.

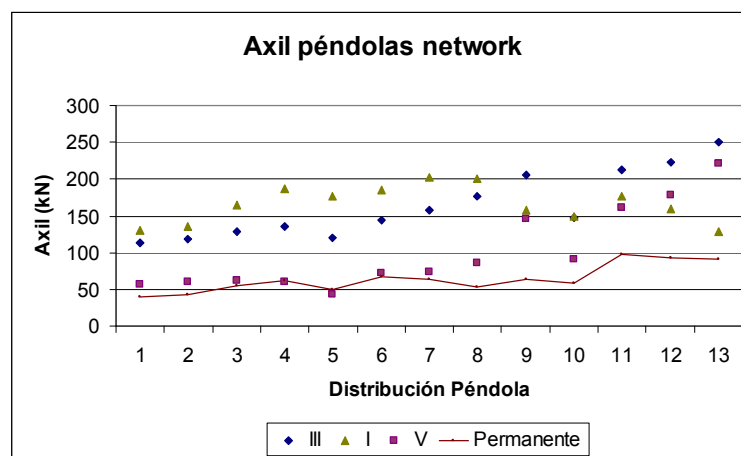


Figura 5. 29. Tendencia de axiles en medio mallado de péndolas network.

Si se observa con detalle la gráfica se aprecia que la tendencia sigue dos patrones según el tipo de carga. Para el caso de cargas vehiculares este se ajusta al patrón entregado por el estado permanente desplazado producto del aumento de carga. Este ajuste es estricto en el vano exterior y en la vecindad de la péndola vertical central. La segunda tendencia es la obtenida por las cargas por temperatura y viento (III y V), en ellas se sigue un ajuste estricto del patrón del estado permanente en todo el vano exterior perdiéndose en la medida que se acerca al centro del mallado.

Evidentemente esta solución depende de la configuración que presente el mallado de las péndolas network; sin embargo, al utilizar un mallado como parámetro para el proceso de optimización, el criterio presentado entrega una ayuda significativa al momento de decidir entre el conjunto de soluciones de tesado network que ofrece TEMEGA.

Esta situación permite observar que las máximas reducciones de axil se producen en la péndola 5 para cargas por temperatura. Por el contrario, los máximos se presentan en las péndolas 9 y 13 (centrales) para carga vehicular y temperatura, con aumentos del 225% y 170% respectivamente. La representación en el mallado se muestra en la (Figura 5. 30).

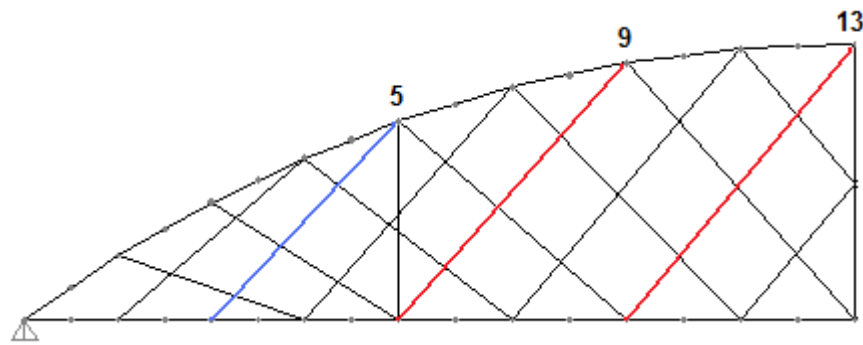


Figura 5. 30. Representación de reducciones y aumentos de axiles.

Es interesante notar que entre las péndolas que aumentan su tensión se encuentran ubicadas en las vecindades de las péndolas verticales. En el caso de la péndola 13, su ubicación hace que aumente la acción sobre el vano interior (lo que induce disminuciones de los momentos positivos en el tablero), en contrapartida la ubicación sobre la péndola vertical hace que provoque un aumento en los esfuerzos en el arco, al combinar la acción con la péndola vertical. Por otro lado la péndola 9 actúa en el tablero directamente en la péndola vertical, esto genera que sobre la viga longitudinal se provoque un aumento de momento negativo, el cual se ve compensado por la pérdida de tensión que genera la péndola 5 sobre la misma péndola vertical. Finalmente la acción de la péndola 5 sobre el vano exterior del tablero permite explicar el aumento de los momentos positivos en dicho sector.

En términos generales, el estudio de los máximos tesado tiene el interés respecto a la ventaja que pueda tener el reducir la tensión en las péndolas, si la flecha ascendente supera lo esperado, o bien si la concentración de momentos en el sector de la péndola vertical exterior es muy grande, y no por una restricción por rotura o fatiga (dada la holgura que presentan). De tal forma para el caso estudiado esta holgura respecto a la fatiga es grande; sin embargo, aumentos más significativos puede introducir perturbaciones en el comportamiento del tablero que no son del todo conveniente, visualizadas como aumentos y disminuciones sucesivas de la ley de esfuerzos (ver Figura 5. 18).

Los efectos en las péndolas network se vuelven más críticos al observar los resultados frente a cargas sísmicas. La colaboración de la malla network en el comportamiento estructural general es relevante, no solamente por su participación como sistema de flujo de esfuerzos, sino además por la definición del sistema modal del puente, desde el cual se desarrolla el análisis sísmico.

La acción de un tesado activo de las péndolas network genera una rigidización del sistema en el plano y una distribución de la masa modal diferente a la ausencia de estas péndolas (o bien a la presencia pasiva). Esto genera que el comportamiento de la distribución de axiles en ellas, tras la aplicación de las cargas sísmicas combinadas, sea algo diferente respecto a los otros casos de carga. La (Figura 5. 31) presenta este comportamiento según las combinaciones sísmicas.

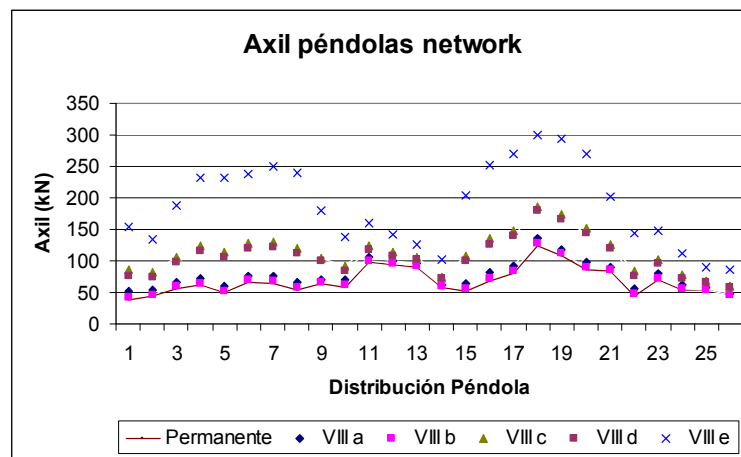


Figura 5. 31. Distribución de esfuerzo axil, caso sísmico.

Si se observa el conjunto de soluciones “favorables” de las combinación sísmica, se aprecian incrementos de los axiles en todos los casos, siendo menos significativos los casos (VIII a y b), dada la predominancia de las direcciones longitudinal y transversal. Por el contrario, las máximas diferencias se presentan cuando participa la dirección vertical, generando aumentos de axiles cuando la distancia relativa entre arco y tablero aumenta. Resulta interesante observar como las modificaciones de axil siguen un comportamiento definido a partir del estado permanente, es decir, los aumentos de axil aproximadamente son uniforme a cada una de las péndolas tomando como base el estado permanente. Con este sistema de carga ya no hay una modificación de la distribución de axiles, sino una concordancia con el estado permanente.

Esta situación, presentada para el conjunto de soluciones “favorables”, no reviste preocupación pues las magnitudes se asemejan a los de los casos antes analizados. Sin embargo, si ocurre cuando se trabaja con combinaciones ascendentes de la dirección vertical. Para ello observar la (Figura 5. 32) que representa los axiles frente a las combinaciones sísmicas más desfavorables (casos verticales).

De ello se puede desprender que existen algunas péndolas que pierden todo el tesado predefinido en la fase network, por lo cual para estas combinaciones se generan aumentos de espaciamento en el tablero y en el arco, lo que se traduce en un menor número de apoyos, con el consecuente incremento de momentos en dicha zona.

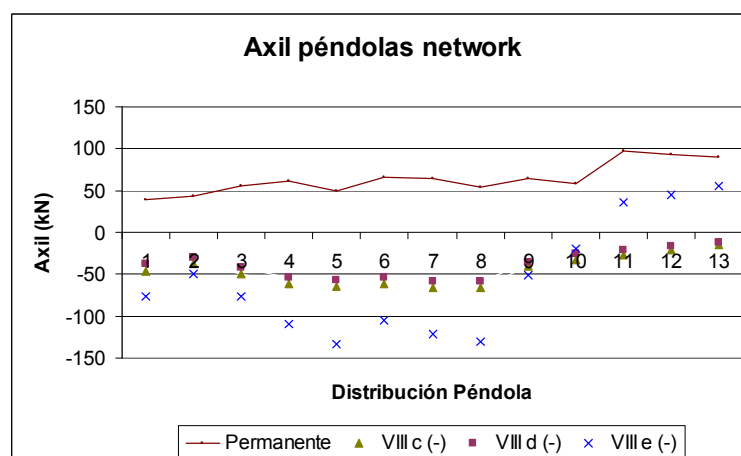


Figura 5. 32. Distribución de esfuerzo axil en péndola vertical, caso sísmico más desfavorable.

En este caso, la pérdida de tesado es relevante pues deja al menos 10 péndolas inactivas (simétricamente), las cuales se asocian a las que presentan menores axiles tras el proceso de

tesado network. Esta situación es importante, pues permite ratificar la necesidad de un mínimo de tesado network, tal que se pueda tener la seguridad de trabajar, en todo momento, con una estructuración tipo network adecuada.

A modo de ejemplificar los efectos que induce una pérdida total de tesado en las péndolas, se presenta un caso en que las péndolas afectadas son la 4, 5, 7 y 8, indicadas en la (Figura 5. 33).

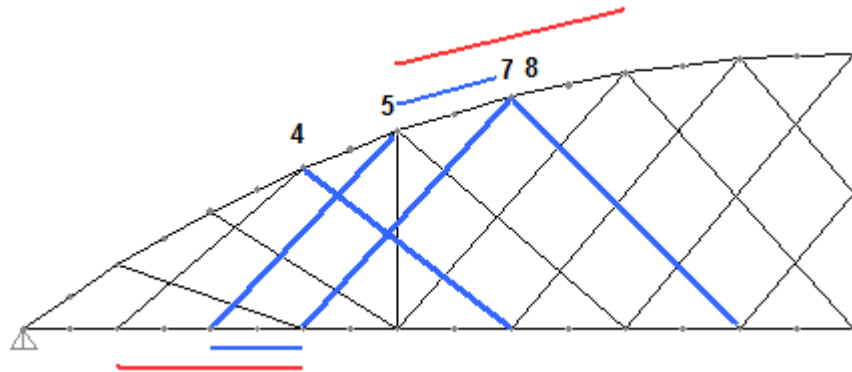


Figura 5. 33. Ejemplo de pérdida de tesado en péndolas network.

El análisis en detalle de la distribución asociada a las pérdidas de tesado, refleja como esto puede afectar de distintas maneras. Para el caso de la péndola 4 la perturbación de los momentos en ambas cuerdas es menor, dado que siempre existe una péndola que actúe como apoyo al vano liberado. El segundo caso considera la pérdida de tesado en conjunto de las péndolas 7 y 8, al ser un par contiguo de distintos grupos de péndolas genera una brecha de apoyo en el arco, pasando de la línea azul a la roja, lo que produce aumentos del momento en la zona. Como se ha comentado, los efectos directos de esta acción no son tan relevantes, asumiendo un diseño del arco en máximos ubicados en arranques (si hay empotramiento) o en clave del arco; Sin embargo, cuando el diseño sea más en detalle puede provocar aumentos del perfil. Finalmente, el último caso, tal vez el más relevante, son los efectos producidos por la péndola 5, la cual reduce el flujo de axil en el sector de la péndola vertical en el arco, pero a la vez no actúa como apoyo elástico en un sector del tablero, abriendo una diferencia significativa entre uno y otro apoyo; esta situación genera (dada su ubicación en el vano) aumentos en el momento positivo, los cuales pueden llegar a ser críticos en el diseño.

Al respecto es interesante observar también lo que ocurre considerando una articulación entre arco y tablero. En el caso empotrado se aprecia una pérdida de tesado menor de manera general, existiendo casos puntuales muy significativos. Por lo tanto es posible comentar que aunque se realice una modificación en la unión arco-tablero, el comportamiento sísmico y sus efectos en los axiles de péndolas mantienen las tendencias antes comentadas.

Por lo tanto, puede concluirse que el criterio de tesado network en fase constructiva debe considerar una mínima magnitud en cada una de las péndolas, la cual se define por las cargas sísmicas, con especial atención a la combinación vertical. Se intentará, por lo tanto, generar una distribución adecuada de axiles en las péndolas, tal que ninguna quede por debajo de este umbral.

- **Efectos en los apoyos**

El método de refuerzo desarrollado en este estudio incorpora dentro de las necesidades complementarias un análisis de los efectos que se producen en los elementos que transmiten los

esfuerzos de la superestructura a la infraestructura. Estos comportamientos presentan dos vertientes en cuanto al diseño y factibilidad del método de refuerzo: el primero corresponde al diseño de los aparatos de apoyos y el segundo asociado a la capacidad resistente de los estribos.

Ante todo es importante recordar que el refuerzo contempla un sistema de simple apoyo, considerando un vano único. Transversalmente se asume un grado de empotramiento. Se disponen para el caso del San Luis tres aparatos de apoyo coincidiendo con los existentes en el puente original, ubicados bajo cada una de las vigas longitudinales.

Por lo tanto, el presente estudio se focaliza en los desplazamientos y reacciones en este sistema de apoyo en el estado en servicio. Cabe mencionar que dentro de las hipótesis de trabajo del sistema de apoyos se considera el reemplazo y cambio de tipología de ellos, basándose en las pobres condiciones que estos presentan (especialmente en el caso del puente San Luis), como también para asegurar una correcta funcionalidad frente al nuevo esquema estructural. Es evidente que el comportamiento del puente tras la conversión en arco atirantado induce un conjunto de desplazamientos, en principio, diferentes a los del puente con tipología de viga continua, producto del aumento de la luz de vano y la eliminación de apoyos intermedios (pilas). Parte de estas modificaciones se aprecian en el estudio del presente capítulo, relacionado a las deflexiones del tablero.

¿Cómo puede afectar el cambio estructural a los apoyos? En gran medida, las implicancias que ello genera están relacionadas con el diseño de los nuevos aparatos de apoyo y por la verificación de los estribos. En el presente apartado, se entregan los resultados más significativos de reacciones y desplazamientos en los apoyos según las combinaciones de carga en servicio ya presentadas, que permiten responder a esta pregunta.

El primer conjunto de resultados corresponde a los desplazamientos longitudinales en los apoyos. Como se intuye, las combinaciones únicamente gravitatorias tienen poca influencia, por esta razón se presentan en la (Figura 5. 34) los resultados para el resto de combinaciones.

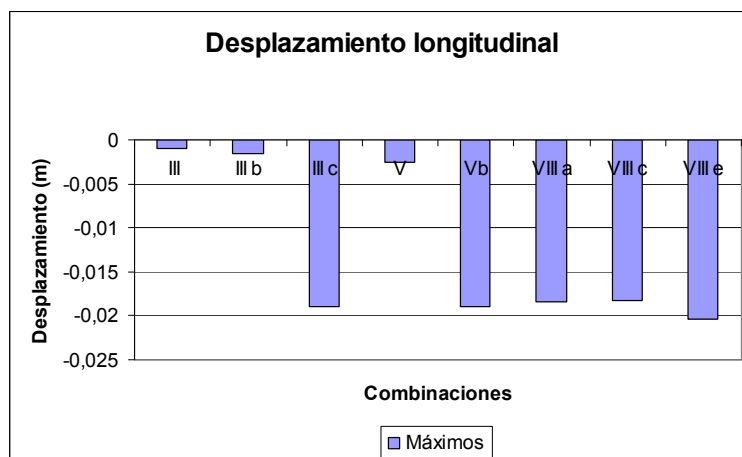


Figura 5. 34. Desplazamiento longitudinal del apoyo deslizante.

Se aprecia dos magnitudes de desplazamiento. Los menores se asocian a combinaciones de temperatura y viento, por tal motivo puede observarse que el diseño queda regido por la combinación sísmica del puente que presenta una mayor componente en la dirección longitudinal y vertical (VIII a y VIII e). En el caso particular de estudio, se tiene una magnitud de desplazamiento cercana a los 2 cm. Esto corresponde a desplazamientos longitudinales pequeños (menores a 10 cm.), lo cual hace injustificado la reutilización en términos estructurales de los aparatos de apoyo de rodillo existentes en el puente San Luis original.

El segundo análisis corresponde a las reacciones en los apoyos. Esta condición permite elegir adecuadamente el tipo de apoyo y sus características, pero además verificar la distribución de los esfuerzos en cada uno de los aparatos de apoyo. En la (Figura 5. 35) se presenta los resultados para la reacción transversal total en los apoyos deslizantes.

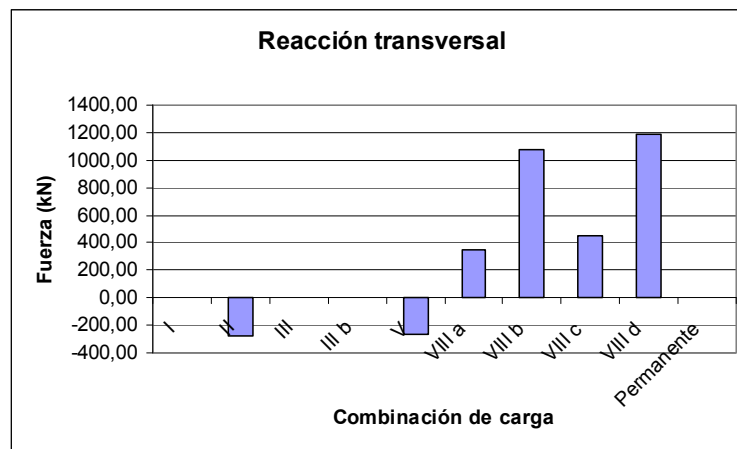


Figura 5. 35. Reacción transversal total en los apoyos deslizantes.

Como es de esperarse se aprecia que las cargas únicamente vehiculares, luego de todo el proceso constructivo, consiguen reacciones prácticamente nulas (I, III y III b). Sin embargo, cuando actúan otros conjuntos de cargas laterales como viento y temperatura (II y V) aparecen reacciones producto de acortamientos del sistema, lo cual no tiene mayor significancia en magnitudes. Lo relevante surge al realizar el análisis por combinación sísmica; en ella aparecen reacciones horizontales en los apoyos, dentro de las cuales las de mayor importancia (VIII b y VIII d) se asocian a predominancia de la dirección transversal. En este sentido la combinación sísmica gobierna el diseño transversal en apoyos por sobre la combinación de viento.

El segundo análisis se refiere a las reacciones longitudinales. Los resultados que se presentan corresponden a los esfuerzos axiales debido a la aplicación del pretensado exterior y la componente horizontal total transmitida desde el arco. Los valores son obtenidos del apoyo fijo.

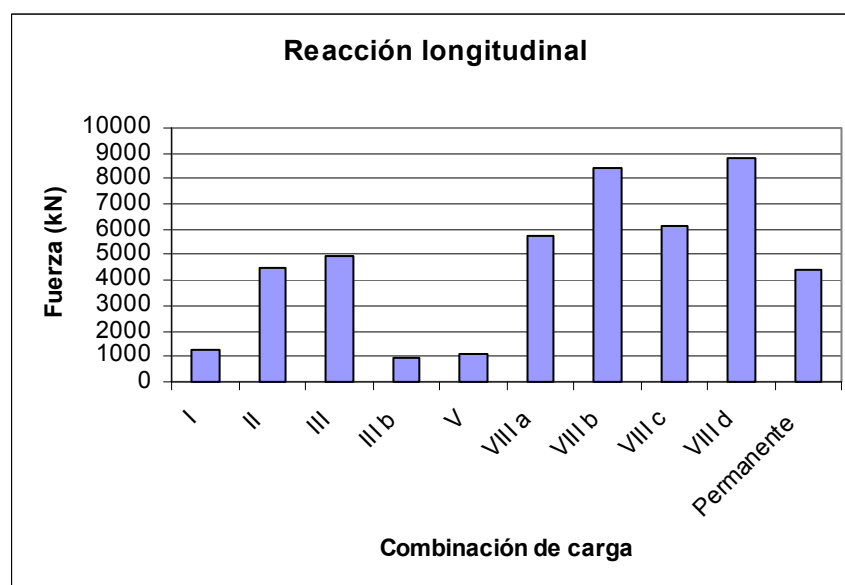


Figura 5. 36. Reacción longitudinal total.

Tal como se presentan los resultados en la (Figura 5. 36), el primer comentario se orienta a las magnitudes de estas reacciones; se observa claramente que existe un exceso de fuerza de pretensado aplicada inicialmente en el caso en estudio (14000 kN), lo cual entrega reacciones no deseadas. Esto permite recomendar un prediseño del pretensado realizado a partir de modelos sencillos, los cuales consideren inicialmente una combinación de cargas permanentes más cargas en servicio. A partir de esta consideración se diseña el pretensado necesario para evitar tracciones en el tablero e inducir una reacción en el estribo.

Esta recomendación parte de la base del estudio comparado de las reacciones según combinaciones de carga. Como se aprecia, la variación de reacción según las diferentes cargas es variada respecto al estado permanente. Las menores corresponden a las cargas vehiculares y las combinaciones de temperatura y viento. Por lo tanto, un buen criterio para generar el prediseño es la utilización cómo cota mínima de la combinación con cargas vehiculares.

Una anotación especial corresponde a los efectos de combinaciones sísmicas, las cuales tienden a ser las que, según el signo de aplicación, aumenten la necesidad de pretensado exterior.

Finalmente, se presenta uno de los estudios más importantes referente al sistema de apoyo: la reacción vertical. Esto se debe a que no sólo define la carga vertical de diseño del aparato de apoyo y la elección final de éste, sino que también porque éstas corresponden a las reacciones que el estribo debe soportar.

El comentario sobre el estribo es importante, recordando el cambio del esquema estático producido por el método de refuerzo. Lo que inicialmente era repartido hacia el terreno mediante los dos estribos y un conjunto de pilas, ahora se concentra simplemente en los dos estribos. Naturalmente estas cargas que soportan los estribos son mayores que las originales y por ende, conocer la magnitud de ellas permite verificar si el estribo, a pesar de no estar diseñado para estas, puede o no soportar este incremento.

En la (Figura 5. 37) se presentan los resultados para las diferentes combinaciones de cargas como reacción vertical total para cada estribo.

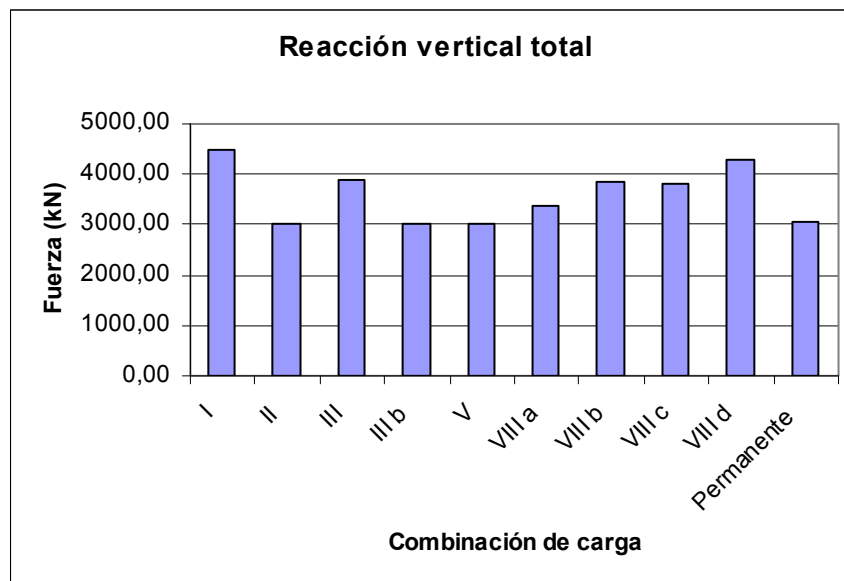


Figura 5. 37. Reacción vertical total para cada estribo.



Las reacciones verticales presentadas corresponden a la descomposición en el grupo de los apoyos móviles. Se aprecia que el máximo axil corresponde a las cargas vehiculares (I) y a las combinaciones sísmicas con dirección transversal predominante, siendo la mayor de ellas la que considera la dirección vertical. Como magnitud de referencia se encuentra una reacción de aproximadamente 4500 kN. Si se considera que la reacción vertical máxima del puente original equivale a 1229 kN, se esta frente a un incremento del 260%.

Este valor máximo es el que actúa sobre todo el estribo y en consecuencia es el que debe soportar el elemento. El tema se plantea y avisa como uno de los condicionantes más importantes para la realización del refuerzo. Claramente la intención es evitar refuerzos adicionales, por lo tanto, siempre es recomendable la verificación del elemento como del tipo de suelo que soporta la estructura. De preferencia serán los casos con apoyos en roca.

Una segunda consideración respecto a las reacciones verticales se refiere a la carga vertical que recibe cada uno de los aparatos de apoyos. Inicialmente estas reacciones representan el total de carga; sin embargo, se concibe la estructuración del puente reforzado manteniendo la ubicación del sistema de apoyo, que en este caso coincide con cada una de las vigas longitudinales. De esta manera, gracias a las vigas transversales en el sector de apoyo se consigue un grado de distribución de la carga en cada una de ellas. Lo que se busca es evitar excesos de carga vertical, lo cual dado el esquema de un arco centrado ocurre al concentrarse la carga en el apoyo central.

Si se analiza el caso de la carga vehicular en la (Figura 5. 38), se aprecia que a pesar de la existencia de la viga transversal, la distribución es muy baja, del orden del 7,3% del total de reacción para cada una de los apoyos exteriores. Esto obliga a realizar algún tipo de modificación en la viga transversal que facilite este flujo o bien asumir la disposición de aparatos de apoyo diferentes.

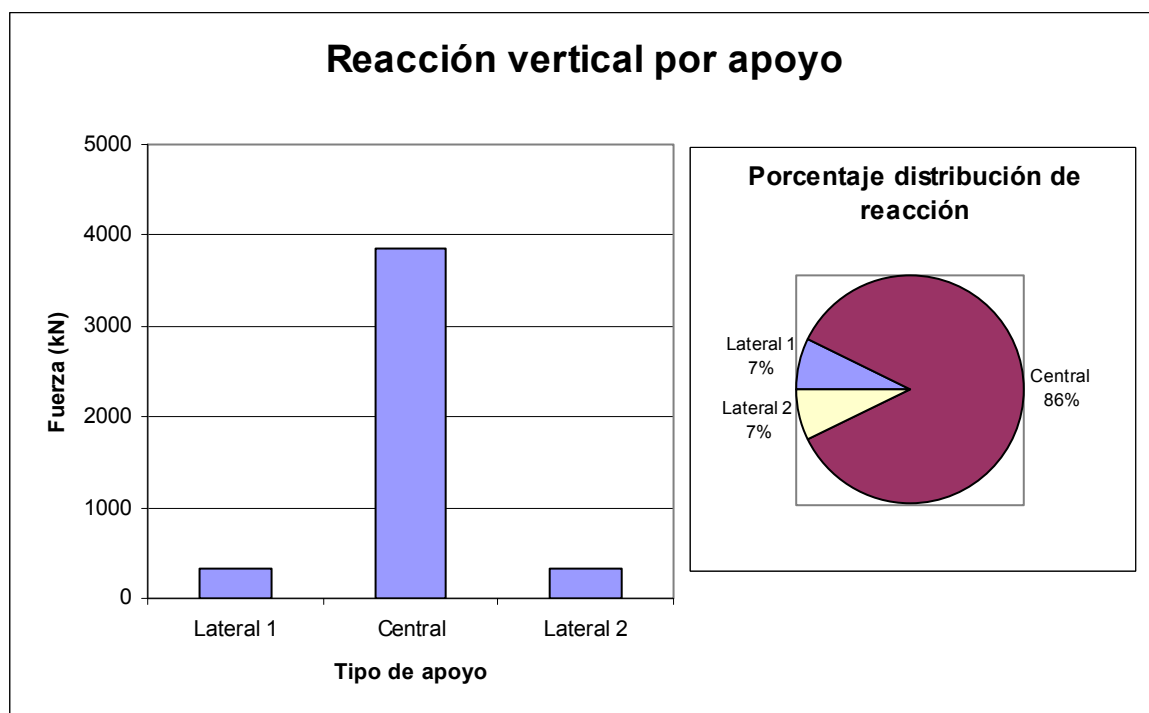


Figura 5. 38. Reacción vertical por apoyo.

Para poder verificar los enunciados desarrollados en este capítulo y observar posibles modificaciones en el comportamiento del arco, tablero y péndolas debido a una longitud mayor y a disposiciones diferentes de algunos elementos, se presenta en el siguiente apartado los resultados obtenidos para el puente Puangue.

### 5.4. Estudio en servicio: Puente Puangue

El segundo caso estudiado corresponde al puente Puangue, con un refuerzo mediante arco network centrado, con trayectoria circular y conformado por un perfil C95x95x3,6, con una relación flecha/luz de 0,155 y una configuración network de las péndolas pasivas y una relación de áreas respecto a las péndolas verticales igual a 1.

Se utiliza la optimización TEMEGA para el proceso de construcción y levantamiento, lo que se traduce en el tesado de tres péndolas activas verticales con las siguientes características:

Orden de tesado:	Izquierda	Central	Derecha
Magnitudes:	89,2%	89,2%	82,4%
Función de bondad:	166295,5		

Adicionalmente se considera una fase de tesado network que se traduce en las siguientes características.

Arreglo de axil en péndolas: (92; 59; 74; 66; 87; 52; 53; 87; 71; 76; 53; 43; 82; 86; 57 kN)

En consecuencia, el estado permanente escogido a partir de TEMEGA intenta mejorar los resultados del puente San Luis, utilizando magnitudes de péndola vertical más homogéneas y aumentos de los axiles en péndolas network. Las combinaciones de carga de servicio utilizadas son las mismas utilizadas en el puente San Luis presentadas en el apartado 5.3.

- **Comportamiento del arco**

Las (Figura 5. 39, Figura 5. 40), presentan los casos mínimos y máximos de axil en el arco. Tal como se observa el comportamiento es muy similar al caso San Luis, con predominio de los casos mínimos por carga de sismo vertical, y con un predominio en el caso de los máximos de las cargas vehiculares (I), con un acercamiento de las cargas de sismo vertical.

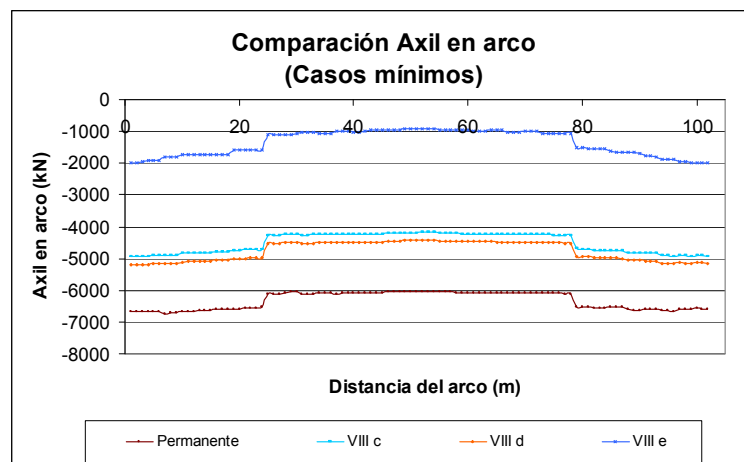


Figura 5. 39. Mínimos esfuerzos axiales en el arco.

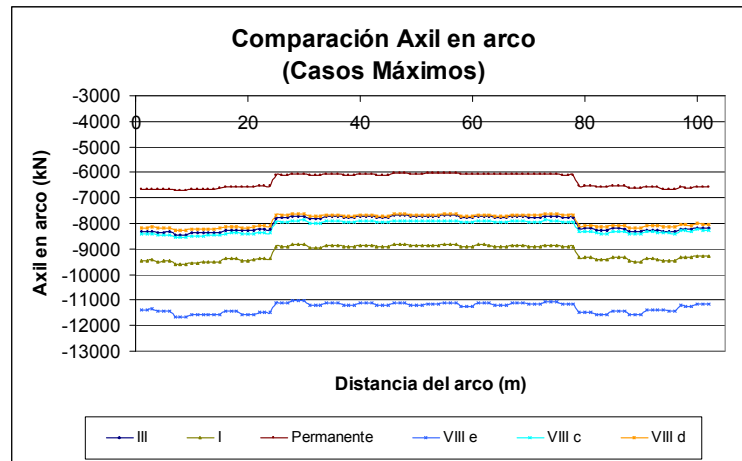


Figura 5. 40. Máximos esfuerzos axiales en el arco.

Si se analiza el caso de los momentos en el plano del arco, los máximos tanto en la vecindad de las péndolas verticales como en el sector de vanos esta definido por la combinación vehicular (I). El comportamiento para los casos máximos de momento en el plano se presenta en la (Figura 5. 41).

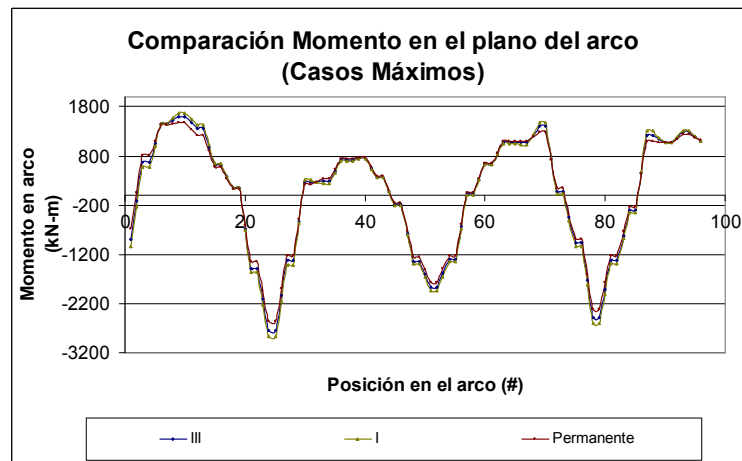


Figura 5. 41. Máximos momentos en el plano del arco.

Se obtiene un máximo global en la péndola vertical extrema de -2875 kN-m, menor a los 3100 kN-m resistidos por la última fase de levantamiento. Esto verifica que el diseño del perfil del arco en el plano es en la etapa constructiva y no en servicio. En términos globales el ajuste al estado permanente es mayor que el caso del puente San Luis

Los momentos transversales en el arco se presentan en la (Figura 5. 42).

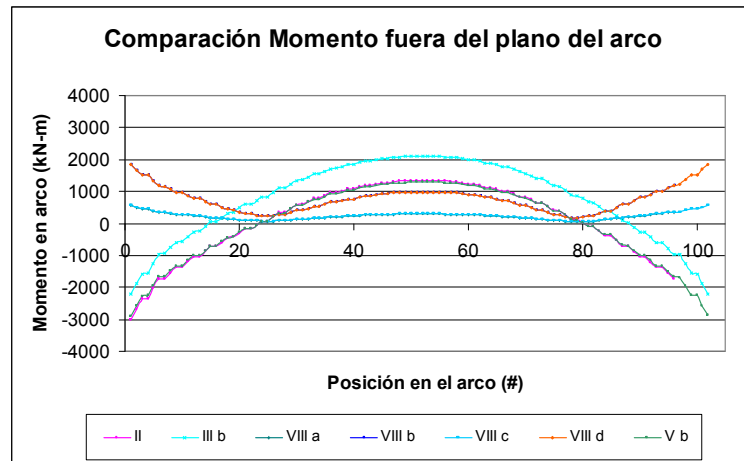


Figura 5. 42. Momentos fuera del plano del arco.

En ella se aprecia que mantiene como cargas condicionantes la envolvente de combinación de cargas de viento y temperatura (gradiente). En este caso los máximos momentos en clave alcanzan los 2100 kN-m y de 3000 kN-m en los arranques. Por lo tanto la proporción de momentos en y fuera del plano es muy homogénea, tendiendo a perfiles simétricos. Una diferencia con el caso del puente San Luis, es que las combinaciones de sismo transversal, aunque influyentes, pierden significancia en favor de las combinaciones de viento.

Los factores de utilización del perfil en el arranque producto de la interacción axil-momento alcanza el 42,3% y 41,1% en la clave. A diferencia del San Luis, la reducción de estos factores no recae exclusivamente en la disminución del tesado de péndola vertical sino que se debe intentar la reducción de los efectos de carga lateral. Esto tiene mucho sentido, dado que el proceso de optimización del puente Puangue ha sido mejorado basado en la experiencia del puente San Luis obteniéndose una función de bondad (FB) menor.

Finalmente al analizar el desplazamiento horizontal máximo en el arco se obtienen para cargas de viento (II) resultados cercanos a los 17 cm, superiores a los obtenidos por el puente San Luis.

- **Comportamiento del Tablero**

El estudio del comportamiento del tablero se centra en las vigas longitudinales. Al igual que el San Luis, el tablero presenta tres de ellas y la central es la que soporta el arco.

Respecto a las propiedades del tablero, se han considerado propiedades de inercias resistentes con colaboración de la losa, lo que genera que una capacidad resistente mayor. Adicionalmente, debe considerarse la incorporación de un mayor número de vigas transversales que inducen una mejor distribución entre las vigas longitudinales, pero que a la vez introducen mayor masa a todo el tablero. Finalmente se utiliza la misma combinación de servicio en el puente original para confección las curvas de referencias.

Conocidas estas hipótesis de trabajo se presenta la (Figura 5. 43), de esfuerzos de momento en la viga exterior.

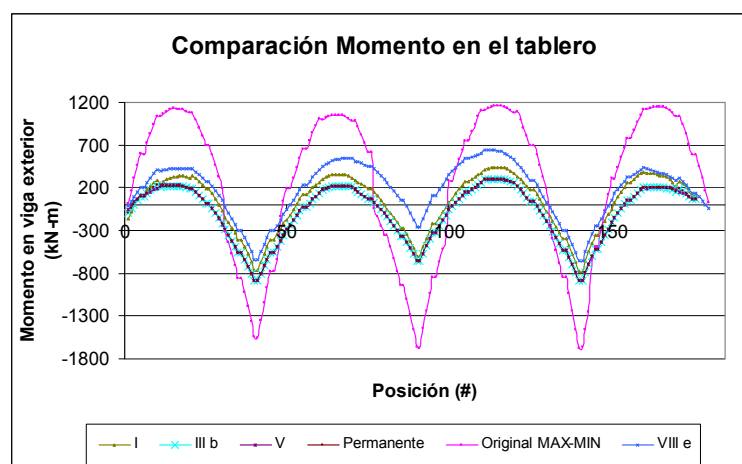


Figura 5. 43. Comparación de momentos de la viga exterior del tablero.

El comportamiento se ajusta a los requisitos exigidos por la curva de referencia, salvo algunos efectos de decalado en el sector de vanos exteriores. En cuanto a los máximos esfuerzos, se aprecia que los negativos y positivos están contenidos con mayores holguras que los obtenidos para el caso del San Luis, en parte asociado a la mayor capacidad de las vigas longitudinales y por otro lado a la optimización del proceso de tesado. Esto es más notorio para los momentos positivos en vanos. En cuanto a los criterios de diseño, la gráfica presenta los máximos para cada sector, los cuales son iguales al caso del puente San Luis. La única consideración especial es el aumento de la influencia de la combinación de carga de sismo vertical, la cual genera que se convierta en la combinación predominante tanto para el sector de vanos e incluso de la vecindad de péndolas.

Este hecho tiene mucha importancia al intentar dar un criterio de diseño, debido a que este fenómeno ocurre por el aumento de la masa del tablero respecto a la del arco, induciendo mayores momentos en el tablero cuando la dirección del sismo vertical es ascendente. A ello debe incorporarse el efecto que la reducción del estado permanente por tesado de péndola vertical genera que el aumento de carga por las combinaciones gravitatorias, viento y temperatura sean menores que las inducidas por el sismo, dejando de ser los máximos esfuerzos en la estructura.

Si se observa el comportamiento en la viga que soporta el arco, se aprecia que se ajustan mucho a la curva de referencia, especialmente en los momentos negativos, tal como lo muestra la (Figura 5. 44).

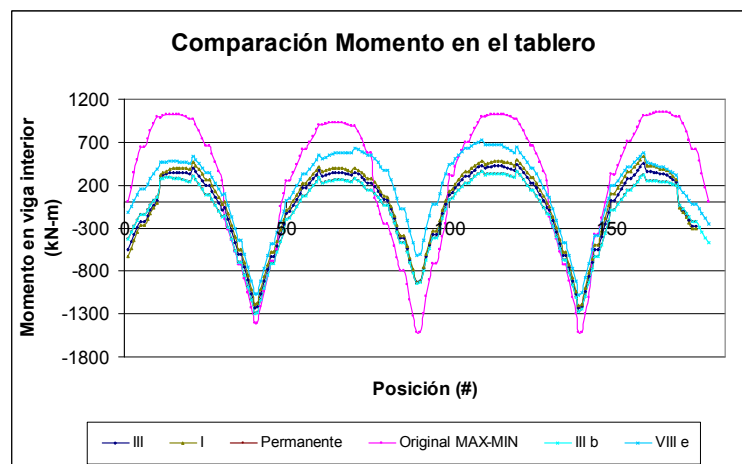


Figura 5. 44. Comparación de momentos de la viga interior del tablero.

Los máximos en cada uno de los puntos de análisis siguen el mismo comportamiento descrito para la viga exterior. Lo interesante del estudio de esta viga corresponde a la pequeña diferencia entre las curvas de referencia y las del comportamiento. Si se ha comentado que el análisis ha generado un alto grado de refinamiento y se ha seguido los enunciados deducidos del estudio del puente San Luis y trabajo de Rongish (2011), puede comentarse que según las capacidad resistente de las vigas existe una distancia máxima entre péndolas verticales según el peso de la estructura, debido a que el aumento de esta distancia significa un aumento del tesado en cada una de estas péndolas que se traduce en aumentos de los momentos negativos en dichos sectores.

En el caso presentado se aprecia que este máximo esta cerca, asociado a límites por momento negativo en la vigas. Esto induce a pensar que para casos en que se presenten aumentos de estas distancias el uso de dos grupos de péndolas verticales debe aplicarse con el fin de repartir los puntos de aplicación (ver capítulo 6).

La siguiente verificación corresponde a la deformación longitudinal de las vigas producto de las cargas. Dado el mayor peso de la estructura y un refinamiento en el proceso de tesado es de esperarse flechas ascendentes menores. La (Figura 5. 45) muestra las flechas después de la fase network.

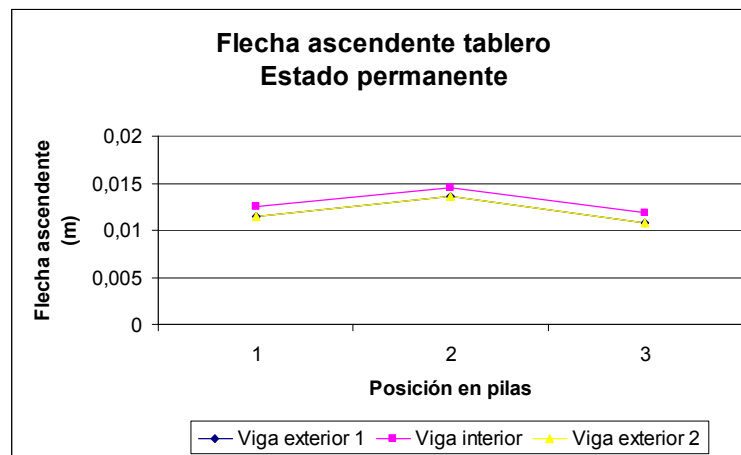


Figura 5. 45. Flecha ascendente del tablero en estado permanente.

En relación al puente San Luis se obtiene un aumento de la flecha ascendente, pero la razón de ello no se basa en la fase de levantamiento sino que este aumento se debe al incremento del tesado en péndolas network. Para ver sus efectos basta analizar la (Figura 5. 46) de máxima flecha ascendente y descendente.

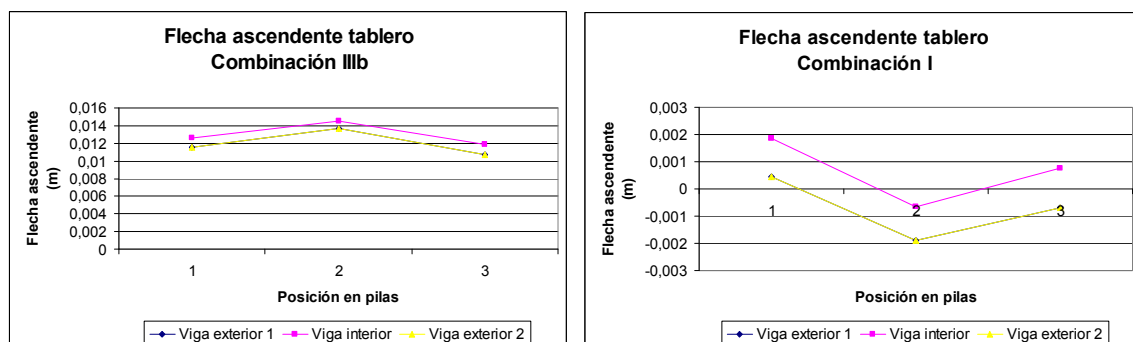


Figura 5. 46. Máximas flechas ascendente y descendente del tablero.

El aumento es reducido debido a que la acción de levantamiento por temperatura que tiene el arco en relación al tablero ha disminuido. Tableros más rígidos y pesados tienen menores aumentos por temperatura. Si se analiza los mayores descensos, la combinación I predomina, pero aún con flechas ascendentes en los bordes de las vigas.

Lo más interesante de observar es la disminución de las flechas relativas entre cada una de las vigas respecto al puente San Luis. Esto se debe a la participación activa de un mayor número de vigas transversales.

La última verificación corresponde a las vigas transversales producto de la acción de las péndolas verticales, generando un momento negativo sobre el elemento.

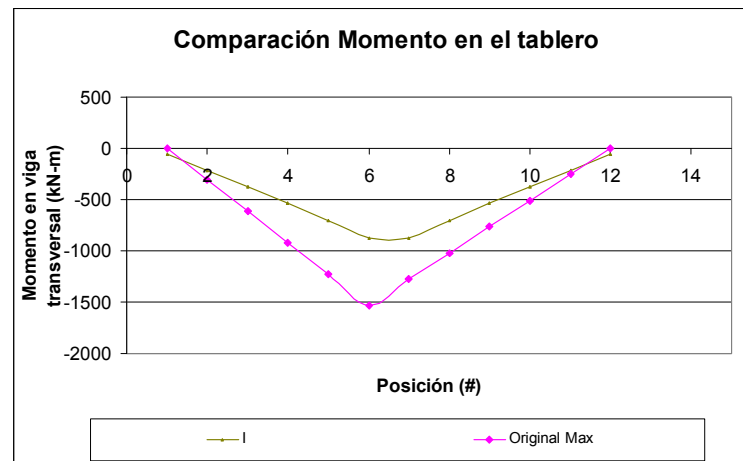


Figura 5. 47. Comparación de momento en viga transversal del tablero.

La (Figura 5. 47), presenta como el comportamiento frente a la combinación que más exige a las vigas transversales para efectos de momento que corresponde a la carga vehicular (I). Se aprecia que para la viga ubicada en la péndola que más exige el tablero (sector de la pila izquierda) no existe problema debido a que esta muy por debajo de la envolvente de cargas en servicio en el puente original.

- **Péndolas**

Las péndolas verticales mantienen un comportamiento similar a lo observado en el puente San Luis, con importantes aumentos producto de la combinación vehicular (I), pero con aumento significativos por carga de sismo vertical, tal como lo representan las (Figura 5. 48, Figura 5. 49).

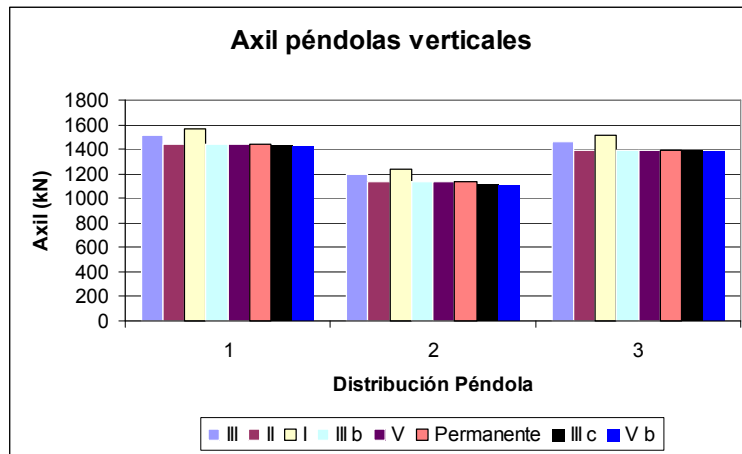


Figura 5. 48. Esfuerzo axil en péndolas vertical, combinaciones.

Nótese que el aumento de la carga de sismo vertical predominante puede superar los efectos la carga vehicular.

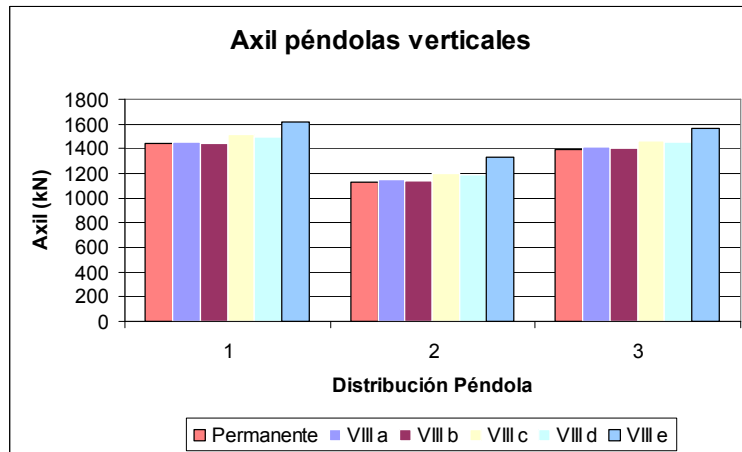


Figura 5. 49. Esfuerzo axil en péndola vertical, combinaciones sísmicas.

El análisis de la pérdida de tensión nuevamente esta protagonizado por la carga de sismo vertical (Figura 5. 50), siendo reducciones que no presentan preocupación al no producirse una pérdida total alcanzándose reducciones del 15% respecto al estado permanente.

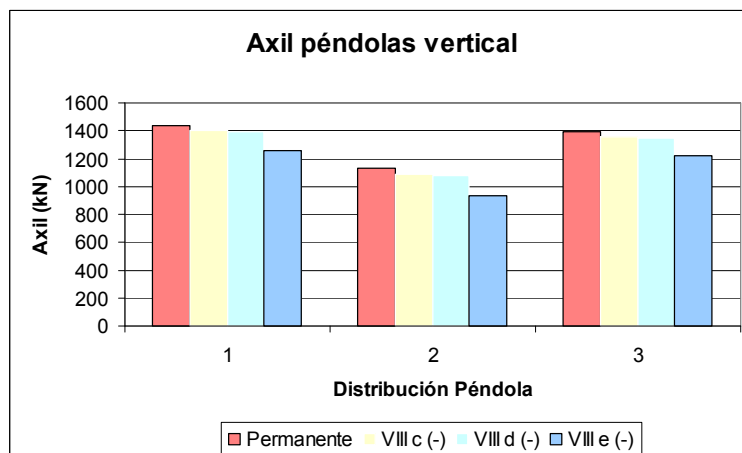


Figura 5. 50. Pérdida de tensión en péndolas verticales por combinación sísmica.



El estudio del tesado de péndolas network tiene el interés en relación a la pérdida de tesado total para los casos de cargas de sismo vertical. Adicionalmente permite verificar la hipótesis de trabajo realizada en el trabajo de Rongish (2011) y detallada en el apartado 5.2 del presente trabajo.

Como se ha explicado el conjunto de axiles en las péndolas network no es menor a 42 kN asociado al estado permanente. A partir de ello se presentan los resultados para máximos aumentos de tensión en las péndolas (Figura 5. 51).

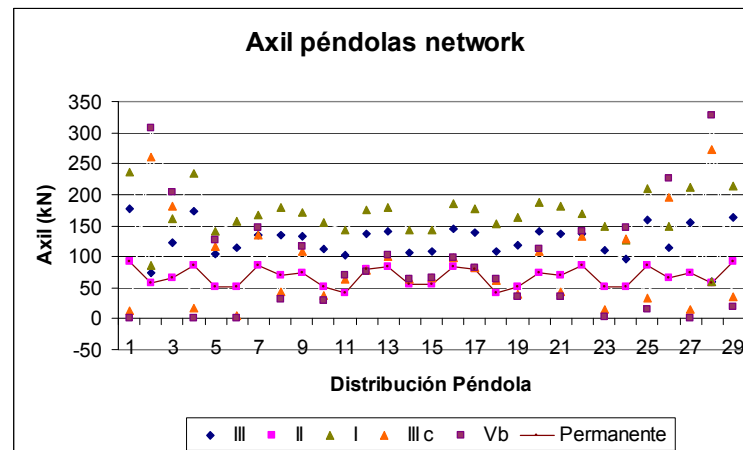


Figura 5. 51. Máximos esfuerzo axil en péndola network, combinaciones.

Para el caso de cotas máximas se puede observar que los efectos de gradiente térmico y viento toman especial relevancia siendo en los puntos de borde incluso superiores a los efectos de la combinación vehicular. De todas formas siempre quedan contenidos bajo los criterios de fatiga y rotura de las péndolas.

Otro efecto importante de mención es la pérdida de tensión de alguna péndolas por los efectos de gradiente y viento, lo cuales dado el margen de 42 kN de axil inicial no pierden totalmente el tesado. La (Figura 5. 52) presenta los resultados para las carga de sismo que incluyen la componente vertical.

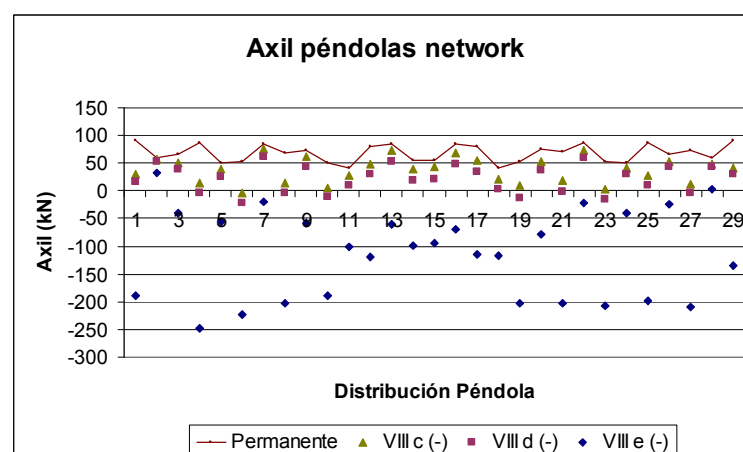


Figura 5. 52. Esfuerzo axil en péndola network, combinaciones sísmicas.

Puede observarse que los efectos de la carga de sismo vertical es la que controla la pérdida de tesado, en este caso con problemas no sólo cuando la dirección predominante es la vertical sino en las otras con pérdidas de tesado que alcanza a 8 péndolas.

Interesante notar que tal como se expresaba para el caso San Luis, la tendencia de aumentos y disminuciones de tesado sigue el estado permanente asociado a la configuración de las péndolas network.

La aplicación de un criterio de tesado máximo y mínimo de péndola network que permite satisfacer estos comportamientos se encuentran en el capítulo 6. Debe considerarse que el estudio se plantea de manera restrictiva para carga de sismo vertical con dirección predominante no transversal, pero asegurando que más del 70% de las péndolas network para el caso vertical predominante sigan activas.

- **Efectos en los apoyos**

El sistema de apoyos del puente Puangue corresponde a uno de tipo simple apoyo, con la disposición de tres aparatos de apoyo por estribos, ubicados bajo cada una de las vigas originales. A continuación se presenta las reacciones transversales totales por estribo, tal como se aprecia en la (Figura 5. 53).

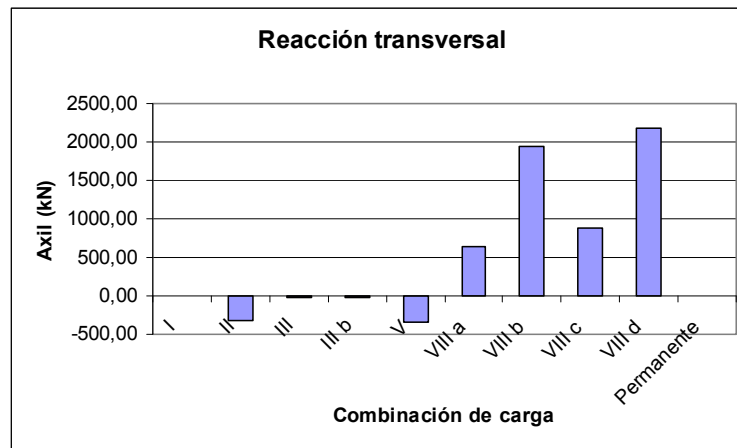


Figura 5. 53. Reacción transversal total por estribo.

Como se puede apreciar, el comportamiento sigue el mismo referenciado para el caso San Luis, con las mayores reacciones asociadas a las cargas de sismo, superando los efectos del viento.

Referente a las cargas verticales se aprecia en la (Figura 5. 54), como el máximo sigue asociado a cargas vehiculares. Como es de esperarse las reacciones alcanzan valores mayores al puente San Luis, asociados al aumento de peso total del tablero. En términos generales el puente Puangue es un caso más crítico en cuanto a la resistencia del terreno por reacciones verticales.

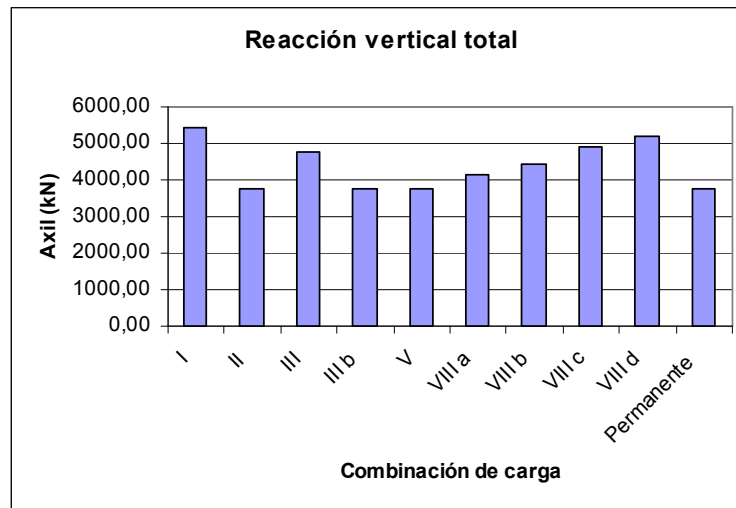


Figura 5. 54. Reacción vertical total por estribo.

La reacción es la total sobre estribos, por ello para determinar el apoyo por aparato, se puede observar la (Figura 5. 55).

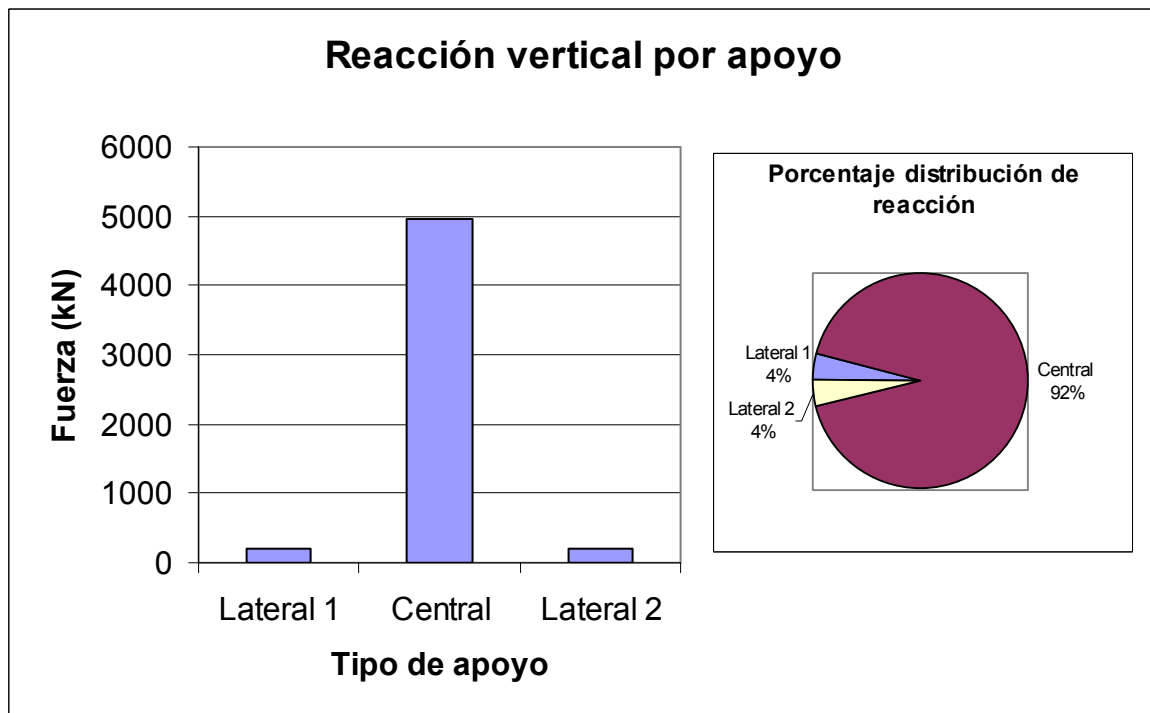


Figura 5. 55. Reacción vertical por aparato de apoyo.

La relación entre aparatos demuestra que la distribución de reacción es menos eficiente que la presentada en el puente San Luis, logrando escasos 4% en cada uno de los aparatos de apoyos extremos.

## **CAPÍTULO 6:**

## **ANÁLISIS Y DISCUSIÓN**

## 6.1. Introducción

Este capítulo presenta una discusión sobre el método de refuerzo mediante arcos atirantados network, permitiendo analizar los puntos fuertes y débiles, entregar advertencias en su implementación y proporcionar un conjunto de criterios básicos para realizar un adecuado proyecto de refuerzo. Se plantea la discusión y análisis de los resultados obtenidos en el estudio paramétrico del proceso de construcción y levantamiento del tablero, pero también se identifican las combinaciones de carga más relevantes en el diseño de cada uno de los elementos del puente reforzado. Esto obliga a realizar un análisis crítico de los resultados, con la finalidad de unificar criterios en proceso constructivo y de servicio. El objetivo final es ver la influencia de las distintas variables para poder fijar unos criterios de diseño adecuados.

Adicionalmente, se presentan criterios y rangos de “in-put” esenciales para el correcto funcionamiento de la herramienta TEMEGA, para utilizarla con una propuesta inicial cercana a soluciones admisibles, permitiendo reducir los tiempos de convergencia y focalizando el estudio en casos de mayor eficiencia. Se incluyen comparativas con los criterios de diseño y de análisis para puentes network en obra nueva, buscando aprovechar las recomendaciones que sean aplicables y poder diferenciar y destacar los cambios de criterio y objetivo que tiene cada una de las técnicas.

A partir de lo anterior, se entrega una descripción del conjunto de conexiones y elementos necesarios para el correcto funcionamiento del refuerzo. Su aplicación como el de todo el proceso se muestra en una comparativa final de actividades y cantidades de material de la técnica respecto a un refuerzo convencional implementado en el puente San Luis, que permite comparar el coste de esta nueva técnica de refuerzo con la técnica convencional que se utilizó en el mismo.

## 6.2. Discusión sobre parámetros en proceso constructivo y servicio

La presente discusión se compone de los resultados obtenidos del capítulo 4, correspondiente al análisis de sensibilidad durante el proceso constructivo, entendiendo éste como la fase de preparación, levantamiento y posterior tesado de las péndolas network, y de los resultados en servicio a partir del capítulo 5.

Las conclusiones al respecto permiten identificar en un tercer apartado los criterios de diseño de cada uno de los elementos del puente, incidencia en su utilización y algunas especificaciones respecto al modo de verificación y los costos que ello genera.

### 6.2.1. Fase de preparación

Debe tenerse en cuenta que esta fase se compone por dos etapas: la primera con simples incrementos o decrementos de peso, convirtiéndose en la más crítica en el análisis de la BAM, y la segunda con la aplicación del pretensado y la influencia de tensiones positivas, alejando las curvas de tensiones de los límites a tracción. En consecuencia, el parámetro fundamental de estudio de sensibilidad es la fuerza y excentricidad del pretensado, bajo la condición límite de compresiones que puedan romper el tablero, o bien evitar tracciones en las posteriores fases.

Finalmente, en fase de preparación el criterio principal es evitar que la suma de pesos en cualquiera de las fases supere los límites establecidos por la BAM. El control se focaliza en la capacidad a tracción del material, principal causa de fallo asociado a los vanos del puente.

### 6.2.2. Fase de levantamiento.

El estudio de la fase de levantamiento se ha realizado mediante el análisis de la BAM a través de un estudio realizado mediante el algoritmo TEMEGA. El comportamiento de las péndolas activas se verifica en cada proceso de tesado tal que no supere (según criterios de TEMEGA) la resistencia del material, ni el límite a fatiga. Por lo tanto, el usuario no debe preocuparse al respecto. De la misma forma, el proceso de optimización y de aceptación asegura que el orden y la magnitud respecto al comportamiento del tablero son los adecuados.

El interés para definir criterios en esta fase se basa en poder determinar un conjunto de soluciones de la forma más rápida y precisa posible. Se trata de definir cuáles son los mejores candidatos para generar los comportamientos más adecuados en los otros elementos.

Para responder a esta inquietud, se utilizan dos estudios, el primero mediante un análisis multivariable de los parámetros de forma interrelacionada y un segundo estudio mediante un análisis estadístico explicando el comportamiento que presentan estos parámetros estudiados en el capítulo 4, con el objetivo de generar un rango aceptable que vuelva más eficiente el proceso de optimización mediante TEMEGA, reduciendo los tiempos de iteración. Para ello se agrega en estos estudios los efectos de levantamiento y capacidad resistente del arco, no incorporados inicialmente al algoritmo TEMEGA.

Con ello se consigue mayor información para definir los rangos de criterio de estos parámetros que verifiquen las recomendaciones obtenidas en el capítulo 4, permitiendo generar un modelo de puente reforzado de referencia que asegure, con alta probabilidad, encontrar un refuerzo mediante arco atirantado lo más eficiente posible.

#### a) Análisis multivariable

Para conseguir este objetivo se realiza un primer estudio mediante análisis multivariable (SPSS) (Norusis 1997) a partir de los resultados obtenidos del estudio paramétrico del capítulo 4 del análisis de sensibilidad obtenidos por el criterio de tesado de péndolas verticales optimizado por TEMEGA, para perfiles C95x95x3,6 (se escogen 42 casos).

Se consideran dos tipos de variables:

- a) Variables dependientes: para efectos del proceso de levantamiento y del análisis de sensibilidad corresponden a: Función de Bondad (FB), Factor de utilización del perfil del arco (FU) y Flecha ascendente (FA).
- b) Variables independientes: inicialmente se consideran las mismas analizadas en el capítulo 4, a saber: perfil del arco, relación de área de péndolas, relación flecha/luz, características del pretensado exterior y rigidez vigas transversales.

Se consideran todas estas variables de tipo cuantitativo o métricas. El estudio contempla un análisis individualizado de cada uno de los parámetros con sus funciones, a partir de regresiones de tipo curvilíneo, y adicionalmente, un estudio de tipo multivariable.

El estudio multivariable se realiza mediante métodos explicativos o de dependencia, en donde se proyectan las variables dependientes a partir de las independientes (Hair et al. 1999).

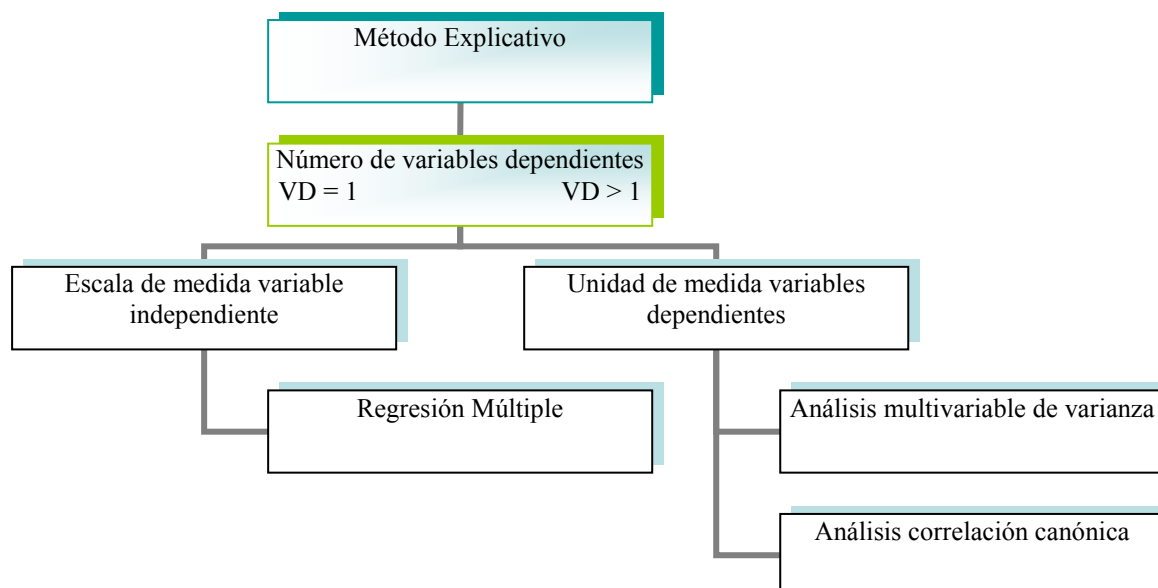


Figura 6. 1. Esquema para decisión de métodos multivariable.

De la (Figura 6. 1) es posible deducir que el estudio se puede realizar mediante una Regresión Múltiple (si el número de variables dependientes es 1) o bien mediante un análisis multivariable de varianza o de correlación canónica. En este caso se elige un estudio de regresión multivariable resumido como sigue:

Nº Variables dependiente: 1

Escala de medida Variable independiente: métrica

Escala de medida Variable dependiente: métrica

Método: Regresión múltiple

$$Y = f(X_i) \Rightarrow Y = \alpha + \beta \cdot X_i + \varepsilon \quad [\text{Ecuación 6. 1}]$$

Donde se consideran como variables dependientes (Y) e independientes (X) las definidas anteriormente en este apartado. Inicialmente para estudiar la variable dependiente se realiza un estudio de correlaciones parciales entre este tipo de variables.

Tabla 6. 1. Matriz de correlaciones variables dependiente.

Variables de control			FU	FA	FB
Perfiles del arco	FU	Correlación	1,000	,965	,780
		Significación (bilateral)	.	,000	,000
		Gl	0	18	18
Relación áreas de péndola	FA	Correlación	,965	1,000	,776
		Significación (bilateral)	,000	.	,000
		Gl	18	0	18
Relación Flecha/Luz	FB	Correlación	,780	,776	1,000
		Significación (bilateral)	,000	,000	.
		Gl	18	18	0
Fuerza y excentricidad	FU	Correlación	1,000	,965	,780
		Significación (bilateral)	.	,000	,000
		Gl	0	18	18
Rigidez viga	FA	Correlación	,965	1,000	,776
		Significación (bilateral)	,000	.	,000
		Gl	18	0	18
Rigidez viga	FB	Correlación	,780	,776	1,000
		Significación (bilateral)	,000	,000	.
		Gl	18	18	0

La (Tabla 6. 1) presenta la matriz de correlaciones entre las variables dependientes asumiendo como variables de control las variables independientes. De ello es posible comprobar que los efectos en cuanto a flecha ascendente del tablero y factor de utilización del perfil están íntimamente relacionados, lo cual ya se ha podido observar en los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad (capítulo 4). Esta situación permite eliminar una de estas variables para el estudio multivariado. Se decide eliminar la variable de flecha ascendente, debido a que el estudio mediante TEMEGA ya incluye de manera tácita el comportamiento de levantamiento del tablero. Lo significativo de este análisis es que permite focalizar el estudio en el factor de utilización del perfil, para poder complementarlo con los resultados por función de bondad y capacidad de levantamiento del tablero, obtenidos del proceso de optimización mediante TEMEGA.

La segunda verificación corresponde al estudio de las variables independientes. Para ello se comienza el estudio mediante un análisis de colinealidad, es decir, cuando hay correlación perfecta entre estas variables, lo cual permite eliminar algunas variables independientes del modelo, pues son variables explicadas por combinación de otras. Esta situación es habitual en regresiones múltiples, por ello es necesario verificarlo para que no generen perturbaciones al modelo. Para estudiarlo se utiliza la matriz de correlaciones (con diagonal igual a 1) que se presenta en la (Tabla 6. 2).

Tabla 6. 2. Matriz de correlaciones entre variables dependiente.

Variables de control		Perfiles	Áreas	Flecha/Luz	Posición P.	Rigidez	
FU	Perfiles	Correlación	1,000	-,201	-,001	-,042	-,506
		Significación (bilateral)	.	,346	,996	,844	,012
		Gl	0	22	22	22	22
	Áreas	Correlación	-,201	1,000	,012	-,488	,086
		Significación (bilateral)	,346	.	,956	,016	,690
		gl	22	0	22	22	22
	Flecha/Luz	Correlación	-,001	,012	1,000	,029	-,003
		Significación (bilateral)	,996	,956	.	,892	,989
		gl	22	22	0	22	22
	Posición P.	Correlación	-,042	-,488	,029	1,000	,412
		Significación (bilateral)	,844	,016	,892	.	,046
		gl	22	22	22	0	22
	Rigidez	Correlación	-,506	,086	-,003	,412	1,000
		Significación (bilateral)	,012	,690	,989	,046	.

Lo más significativo es el efecto de la excentricidad del pretensado respecto a la relación de áreas de péndolas y al efecto de la rigidez de la viga transversal. Se aprecia que existe una correlación cercana a 0,5, por lo que puede eliminarse esta variable para la explicación del factor de utilización. De manera similar se considera el caso de la rigidez de la viga transversal con el caso de los perfiles en el arco.

Esta situación se puede ratificar en base al comportamiento que presentan estas variables respecto a la función de bondad, mediante la optimización TEMEGA. Se aprecia que la excentricidad del pretensado exterior tiene un rango de variación muy limitado y muy relacionado con las rigideces relativas de las cuerdas del puente. Por lo tanto, la variable pasa a



convertirse en un parámetro fijo, considerado como una excentricidad igual a cero y una fuerza definida para la eliminación de las tracciones del tablero.

De manera similar, la rigidez de la viga transversal participa activamente en la rigidización del sistema de tablero y en el incremento de la masa; por dicha razón, la relación con el tipo de perfil en el arco es importante. Como las modificaciones de los elementos del tablero no son deseables a priori, pueden considerarse las inercias como un parámetro fijo para el modelo aquí presentado.

Con esta situación se han eliminando del modelo predictivo estas dos variables, evitando los efectos de colinealidad, permitiendo explicar  $Y$ , y conocer los efectos de cada una de las variables  $X$ . De tal manera, las variables independientes definitivas y sus estadísticos son presentadas en la tabla (Tabla 6. 3).

Tabla 6. 3. Estadísticos descriptivos de variables independientes.

	Número de datos válidos	Mínimo	Máximo	Media	Desv. típ.
Perfiles	42	,00060	,01790	,0081279	,00701300
Áreas	42	,33	1,67	,9762	,20058
Flecha/Luz	42	,140	,200	,16440	,008130

Con estas variables se confecciona el modelo considerando la variable dependiente  $Y = FU$ . Al analizar las correlaciones de estas variables en la (Tabla 6. 4) se puede concluir que la colinealidad que se mide a través de la matriz de correlación de Pearson entre cada par de variables, (tolerancia =  $1 - R_j^2$ ) es menor a 1, por lo tanto corresponde a una poca colinealidad y es posible el análisis de cada una de ellas.

Tabla 6. 4. Matriz de correlación de Pearson (variables dependiente e independiente).

		FU	Perfiles	Áreas	Flecha/Luz
Correlación de Pearson	FU	1,000	-,791	,166	-,028
	Perfiles	-,791	1,000	-,278	,023
	Áreas	,166	-,278	1,000	,006
	Flecha/Luz	-,028	,023	,006	1,000
Sig. (unilateral)	FU	.	,000	,209	,445
	Perfiles	,000	.	,085	,457
	Áreas	,209	,085	.	,488
	Flecha/Luz	,445	,457	,488	.
Número de casos válidos	FU	26	26	26	26
	Perfiles	26	26	26	26
	Áreas	26	26	26	26
	Flecha/Luz	26	26	26	26

Tabla 6. 5. Resumen del modelo estadístico.

Modelo	R	R cuadrado	R cuadrado corregida	Error típ. de la estimación	Estadísticos de cambio				
					Cambio en R cuadrado	Cambio en F	gl1	gl2	Sig. Cambio en F
1	,793 <sup>a</sup>	,628	,578	,2440945	,628	12,402	3	22	,000

a. Variables predictoras: (Constante), FlechaLuz, Áreas, Perfiles

b. Variable dependiente: FU

Se obtiene un modelo adecuado (Tabla 6. 5), debido a que el coeficiente de determinación múltiple ( $R^2$ ), proporción de la varianza de la variable dependiente (factor de utilización) explicada por el modelo de regresión, presenta valores en el rango de 0 a 1, donde 1 se define como una asociación perfecta entre las variables. De esta manera, el obtener un valor de 0,628 significa que se explica en un 62,8% la variabilidad del factor de utilización del perfil con las variables independientes.

El estudio mediante ANOVA (Jiménez 2004) se realiza para probar la significación estadística definida como:

$$F = \frac{\frac{SS_R}{k}}{\frac{SS_E}{(n - k - 1)}}$$

Donde:

SSi: Suma de cuadrados. (R = regresión, E = error)

k: variables dependientes (3)

n: número de la muestra (26 ó 42)

A partir de las tablas expuestas en (Jiménez 2004) el valor de F equivale a cifras menores a 3,29. Por lo tanto, la relación encontrada por la regresión no es azarosa o aleatoria debido a que  $F' > F$ . La aplicación de este análisis para el modelo propuesto se presenta en la (Tabla 6. 6).

Tabla 6. 6. ANOVA<sup>b</sup> para el caso en estudio.

Modelo		Suma de cuadrados	Gl	Media cuadrática	F'	Sig.
1	Regresión	2,217	3	,739	12,402	,000 <sup>a</sup>
	Residual	1,311	22	,060		
	Total	3,528	25			

a. Variables predictoras: (Constante), Flecha/Luz, Áreas, Perfiles

b. Variable dependiente: FU

En este caso la varianza explicada ( $SS_R$ ) es mayor que la residual ( $SS_E$ ), en consecuencia el modelo puede explicar adecuadamente el factor de utilización del perfil.

Para analizar el modelo es importante recordar que los coeficientes de correlación se deben obtener a partir de los coeficientes estandarizados. De tal manera, se define la variable estandarizada como aquella que no tiene unidad de medida ( $\beta$ )

Por otro lado, la significación de los coeficientes de regresión se realiza mediante el estadístico T Student tal que:

$$t = \frac{Coef_R}{EE} \quad [Ecuación 6. 2]$$

Donde:

Coef<sub>R</sub>: Coeficiente de regresión

EE: Error estándar

El error corresponde a la desviación típica de la regresión. Normalmente la t se contrasta con un  $\alpha = 5\%$

Tabla 6. 7. Coeficientes<sup>a</sup> de variables dependiente en el modelo.

Modelo	Coeficientes no estandarizados		Coeficientes tipificados	t	Sig.	Intervalo de confianza de 95,0% para B	
	B	Error típ.	Beta			Límite inferior	Límite superior
1 (Constante)	1,132	,974		1,163	,257	-,887	3,152
Perfiles	-39,957	6,704	-,807	-5,960	,000	-53,860	-26,054
Áreas	-,151	,353	-,058	-,429	,672	-,882	,580
Flecha/Luz	-,416	5,496	-,010	-,076	,940	-11,813	10,982

a. Variable dependiente: FU

Al observar los coeficientes de significancia en la (Tabla 6. 7) se puede concluir la importancia que tiene el perfil en el factor de utilización, lo cual es bastante esperable. Pero si se recuerda la correlación que tiene ésta con la capacidad de levantamiento, puede apreciarse la influencia en la elección del tipo de perfil (para un modelo FA el coeficiente alcanza 0,699 en comparación a 0,807 en el modelo FU). Esto se ratifica al realizar el estudio sólo con las otras dos variables dependientes, donde se puede apreciar que no se explica adecuadamente el modelo.

Si se realiza un estudio idéntico, pero incorporando la excentricidad del pretensado exterior y el aumento de la rigidez de vigas transversales como variables independientes, se puede corroborar que la influencia mayor es el perfil del arco y a continuación el aumento de peso del tablero, lo cual es esperable debido a que el aumento del peso induce mayores esfuerzos en las péndolas verticales. Lo interesante es la influencia que tienen el resto de variables, siguiendo un orden de relevancia tal como sigue: relación de áreas y excentricidad del pretensado (muy próximos) y finalmente, bastante menor, la relación flecha/luz.

El mismo estudio aplicado a la variable independiente flecha ascendente (asumiendo que existe levantamiento y una explicación del 78%) entrega un orden de influencia de las variables de mayor a menor como sigue: perfil del arco, excentricidad del pretensado exterior, canto de las vigas del tablero, relación de áreas de péndolas y finalmente la relación flecha/luz.

El mismo modelo aplicado a la variable independiente FB sólo explica un 47% y la ANOVA no es del todo concluyente. Su estudio es mediante regresión lineal entregando una relación de influencias de las variables independientes algo diferente al observado para el factor de utilización. Sin embargo, esto no es un problema pues el estudio de la función de bondad se analiza por TEMEGA.

De estos estudios interrelacionados de las variables dependientes puede concluirse que la variable más importante es el tipo de perfil del arco, por lo que se recomienda comenzar el estudio por ella. Del resto de variables puede comentarse que se aconseja utilizar como parámetros la excentricidad y fuerza del pretensado, revisar previo al análisis la estructuración del tablero e intentar no realizar una modificación de éste. Finalmente, las variables de relación de áreas de péndolas y flecha/luz pueden modificarse en la medida que otros objetivos planteados lo requieran; por ejemplo, excesos de momentos en el borde, problemas en la reacciones verticales, entre otros.

### b) Análisis de sensibilidad

El segundo estudio corresponde al análisis estadístico de cada una de las variables dependientes, a partir de los resultados obtenidos en el estudio paramétrico del capítulo 4. Se presenta la (Tabla 6. 8) que resume el comportamiento de estas variables en relación a los objetivos deseados, es decir, se aprecia el comportamiento de la fase de levantamiento según las tres variables ya vistas en el estudio multivariable. En este caso se presentan los efectos que induce cada variable independiente sin interrelación sobre estos comportamientos. Además se presenta el tipo de tendencia (lineal, logarítmica, polinómica,...) y su expresión cualitativa (aumento – disminución). Finalmente, entre paréntesis se indica si el comportamiento es favorable (+) ó desfavorable (-).

Tabla 6. 8. Comportamiento del tablero, arco y levantamiento según variables independientes.

Aumento de:	Comp. Tablero		Comp. Arco		Levantamiento	
	Tendencia	FB	Tendencia	F.U	Tendencia	Flecha
Inercia en plano	(+) log.	Disminuye	(+) log.	Disminuye	(-) log.	Disminuye
Relación de inercia	(+)	Disminuye	(-)	Aumento	(+)	Aumento
Relación Flecha/luz	(-) lineal	Aumenta	(+) lineal	Disminuye	(-) pol. 2	Disminuye
Relación de áreas péndola	(0,67) parab.	Dism/Aum	(1) parab.	Dism/Aum	(1) parab.	Dism/Aum
Fuerza con excentricidad	(-) lineal	Aumenta	(+) lineal	Disminuye	(-) cte.	Igual
Excentricidad con pretensado	(-) lineal	Aumenta	(-) lineal	Aumenta	(+) pol. 2	Aumenta
Canto de viga transversal	(+) pol. 2	Disminuye	(-) lineal	Aumenta	(-) lineal	Disminuye
Inercia de viga transversal	(+) pol. 2	Aumenta	(+) cte.	Igual	(-) cte.	Igual
Longitud total	(-)	Aumenta	(-)	Aumenta	(-)	Disminuye

A partir de la tabla, es necesario realizar algunos matices para comprender el comportamiento general del puente y para poder guiar la decisión de cambios de alguna de estas variables.

Respecto al perfil del arco puede comentarse que a medida que aumenta la inercia el sistema se rigidiza, generando una ley de esfuerzos en el tablero más semejante a una viga continua. Sin embargo, debe tenerse presente que un incremento de la inercia del perfil en el

plano es recomendable para efectos del tablero, si y sólo si se produce un levantamiento total, controlando que la magnitud de flecha ascendente en fase constructiva no supere 1 cm. De lo contrario, se vuelve perjudicial debido a que incrementos del perfil inducen reducciones en la flecha ascendente del tablero. Por otro lado, el aumento del tipo de perfil también disminuye el factor de utilización del arco, por lo que su elección debe basarse en un óptimo uso del material, aunque se ha verificado que es más restrictivo el criterio de función de bondad.

En relación al tipo de perfil, puede destacarse que perfiles simétricos o bien perfiles con ejes muy fuertes en el plano en comparación con los fuera de él (ejemplo HD), presentan peores comportamientos en el tablero. Sin embargo, la mejora en la función de bondad es poco significativa. Esta situación hace que la elección del perfil se oriente al comportamiento conjunto entre proceso constructivo y en servicio, de lo cual se puede adelantar que es preferible el uso de perfiles simétricos. Esto se puede ratificar cuando se analiza la tasa de incremento del factor de utilización según cantidad de material, pues los casos de perfiles HD son mayores que los simétricos, lo que vuelve a estos últimos más competitivos por concepto de cantidad de materiales. Adicionalmente se favorece el proceso de levantamiento.

Se presenta un empeoramiento de la función bondad del tablero a medida que aumenta la relación flecha/luz, aunque para relaciones muy pequeñas pueda no producirse levantamiento; por lo tanto, estos casos inducen aumentos del tesado en péndolas verticales para conseguir el objetivo, provocando aumentos no recomendables del factor de utilización del perfil del arco. Esta situación genera un rango limitado de casos eficientes. La mejora general, al reducir la relación flecha/luz, no repercute en los bordes longitudinales del tablero debido a que al acercarse las cuerdas se produce un incremento de la rigidez del sistema, induciendo aumentos de los momentos negativos. Por lo tanto, el aumento de la relación flecha/luz no es aplicable para inducir reducciones significativas en los momentos del extremo del tablero.

La relación de área de péndola presenta una tendencia parabólica muy marcada, por lo que cada uno de los objetivos planteados presenta mínimos (valores entre paréntesis mostrados en la Tabla 6. 8). Para el factor de utilización del arco la mínima relación de áreas es igual a 1, inicialmente disminuyendo a medida que aumenta la relación de áreas, hasta alcanzar este mínimo. Respecto a la función de bondad del tablero puede comentarse que el aumento del área de péndolas network rigidiza el sector de vanos, evitando fallos por la BAM en los extremos (zona de empotramiento). Si se relaciona este efecto con el tipo de perfil, puede observarse que al aumentar el perfil del arco se acotan las relaciones de áreas de péndolas que cumplen con la BAM, por ejemplo para un tipo de perfil los únicos valores admisibles de relación de péndolas según la función bondad están en el rango de 0,67 – 1, que para el caso de perfiles menores corresponden sólo al grupo de estados óptimos de un rango más amplio.

La fuerza de pretensado puede inducir al levantamiento del tablero o la incapacidad de éste, si existe excentricidad. Sin embargo, el exceso de fuerza de pretensado exterior induce a empeoramientos de la BAM (tiende a alejarse de la curva de referencia). Esta situación se ve matizada por el uso de la variable  $FS_D$  aplicada en TEMEGA, pues este valor provoca que los excesos de fuerza de pretensado generen fisuración a tracción-compresión o un comportamiento adecuado. De la (Tabla 6. 8) puede deducirse que a menores magnitudes de fuerza en el tirante se consiguen reducciones en el momento del tablero, y en menor grado en el arco, es decir, la fuerza de pretensado tiene poca influencia en el factor de utilización del perfil del arco. Si se analiza la variación según tipo de perfil, se observa que para menores inercias la tasa de reducción de momentos en el tablero disminuye respecto a perfiles mayores. Finalmente, a medida que aumenta la fuerza de pretensado se generan pequeños aumentos en el desplazamiento vertical.

Una variación de 20 cm. en la excentricidad del pretensado produce tres posibles comportamientos, a saber: No levantamiento, Cumplimiento de la BAM, No Cumplimiento de la BAM. Un estudio detallado permite comentar que el No Cumplimiento se debe al incremento de las tensiones fundamentalmente en la zona de empotramiento. Este suceso es el que provoca los fallos generales en el tablero, por ello la estimación de ubicación centrada del pretensado ayuda a reducir estos momentos sin requerir de un tesado mayor en las péndolas verticales, evitando excesos en otros puntos de la BAM. Respecto a los resultados de la (Tabla 6. 8), se aprecia que a medida que baja la ubicación del pretensado hay un incremento de la utilización del perfil. Además, los desplazamientos máximos para el caso de excentricidades bajo la línea neutra son considerables, dado el no cumplimiento de las tensiones en el tablero. Una primera estimación indica que por cada 1 cm de flecha ascendente obtenida se requieren 10 cm de excentricidad del pretensado bajo la línea neutra. Por lo tanto, el ascenso del tablero es pequeño en relación al empeoramiento tensional provocado en éste, rechazándose esta variable para estos fines.

El estudio del canto en las vigas transversales hace que el levantamiento sólo ocurra frente a disminuciones de éste, es decir cuando hay menor peso. Por otro lado, si se utilizan perfiles menores del arco (en busca de aumentar la capacidad de levantamiento) se aprecia que la función de bondad tiene un máximo asociado a incrementos de inercia en la viga transversal cercanos a 150%, a partir de allí se producen mejoras en la función. Finalmente, a medida que aumenta el canto se reduce el desplazamiento vertical del tablero y se inducen pequeños aumentos del factor de utilización. De lo anterior se puede comentar que el cambio de perfil influye poco en este comportamiento.

Para el caso de aumento de inercia no se presenta influencia directa en el factor de utilización del perfil del arco, ni en la capacidad de levantamiento; sin embargo, provoca un comportamiento general del tablero peor que el caso con aumento del canto. Esto permite comentar que las mejoras en resistencia de las vigas transversales al aumentar la inercia no son recomendables por los trabajos necesarios a tal fin y los problemas que provocan en otros elementos.

El aumento de la longitud total del puente, considerando iguales péndolas tesadas, genera un empeoramiento de la función de bondad asociado al incumplimiento del tablero por fallos a tracción de las vigas longitudinales por exceso de tesado de las péndolas verticales. Esto se debe a que el aumento de peso y no de capacidad de los elementos del tablero genera curvas de tensiones alargadas, induciendo este tipo de fallo; por lo tanto, es deseable la aplicación del pretensado exterior para producir desplazamiento de la curva. Este aumento de los esfuerzos provoca un incremento del factor de utilización si se quiere conseguir igual capacidad de levantamiento. De esta manera, una reducción de la masa del sistema introduce mejoras en la obtención de candidatos óptimos de tesado para el proceso de levantamiento.

Adicionalmente al comportamiento de las variables dependientes es interesante observar los efectos en el conjunto de péndolas. Para ello se presenta la (Tabla 6. 9) con las características de tendencia y expresiones cualitativas para cada tipo de péndola según las variables independientes obtenidas del estudio paramétrico del capítulo 4.

Tabla 6. 9. Comportamiento de péndolas según variables independientes.

Aumento de:	Péndola vertical		Péndola network		Modif. Distribución network	
	Tendencia	Axil vertical	Tendencia	Axil network	Construcción	Permanente
Inercia en plano	(-) lineal	Aumenta	(+) log.	Disminuye	Bajo	Nada
Relación de inercia	(+)	Disminuye	(-)	Aumenta	Bajo	Nada
Relación Flecha/luz	(-) pol. 2	Disminuye	(+) pol. 2	Disminuye	Bajo	Bajo
Relación de áreas de péndola	(0,67) parab.	Dism/Aum	(-) lineal	Aumenta	Nada	Nada
Fuerza con excentricidad	(+) lineal	Disminuye	Cte.	Igual	Nada	Nada
Excentricidad con pretensado	(-) pol. 2	Aumenta	(+) lineal	Disminuye	Alto	Alto
Canto de viga transversal	(-) lineal	Aumenta	(-) lineal	Aumenta	Nada	Nada
Inercia de viga transversal	(+) cte.	Igual	(-) lineal	Aumenta	Nada	Nada
Longitud total	(-)	Aumenta	(+)	Disminuye	Bajo	Bajo

Debido al proceso de tesado y levantamiento, es necesario disponer importantes inercias en el plano del arco debido a la acción puntual que ejercen las péndolas verticales. Sin embargo, el aumento de los perfiles genera aumentos en el axil vertical, lo cual puede inducir estados tensionales en el tablero no deseados, no asociados al comportamiento general, sino a las tensiones en el sector de empotramiento del arco. Por otro lado si se aumenta la inercia de los perfiles se produce una disminución de los axiles máximos de las péndolas network, esto ocurre pues al conseguirse un cumplimiento de la función bondad y al actuar una mayor rigidez en la cuerda superior del puente (arco), la tendencia es a aumentar el flujo de esfuerzos por la vía de las péndolas verticales en detrimento de las network. Adicionalmente el aumento de perfil no afecta a la distribución de péndolas network con tensión en la última fase de levantamiento, pero sí ocurre durante el proceso de levantamiento.

Al disminuir la relación flecha/luz las péndolas network que actúan son las de los extremos, con muy poca variación entre unas y otras, es decir, la distribución y magnitud de tesado network varía muy poco cuando se mantiene un tipo de trazado del arco (ejemplo circular). Por otro lado, la modificación de la relación flecha/luz no afecta la distribución de péndolas tesadas, pero sí su magnitud. Por lo tanto, cuando se aplican disminuciones en las relaciones de flecha/luz, la redistribución de axiles en péndola vertical es baja. Un punto de análisis adicional corresponde a las reacciones horizontales en los apoyos, donde al aumentar la relación flecha/luz, se inducen disminuciones de estas reacciones. La importancia esta dirigida a la elección del pretensado exterior y a la admisibilidad de los estribos. Si se incorpora la variable de aumento de longitud y peso se restringe el dominio de soluciones admisibles de flecha/luz, en el entorno del valor optimizado por TEMEGA. Esta situación ocurre debido a que la variación de la flecha/luz provoca fallos en la BAM, por la cercanía a la curva de referencia.

El aumento de los máximos axiles en péndolas network se debe al aumento de la relación de áreas. La tendencia es de tipo lineal, aunque eso no indica un incremento del número de péndolas network tesadas en la etapa final. En cambio, las péndolas verticales presentan una fuerte disminución del esfuerzo axil máximo hasta una relación de 1 y luego un aumento,

siguiendo la misma tendencia parabólica. Finalmente, el aumento de la relación de áreas no afecta a la distribución de los esfuerzos axiles pero si a la magnitud (provoca aumentos).

La aplicación de la fuerza del tirante no tiene influencia sobre los máximos axiles de péndola network, pero si para las péndolas verticales, con una disminución de tipo lineal. Tal como refleja la (Tabla 6. 9) la variable pretensado exterior tiene una influencia directa en la magnitud y distribución de los esfuerzos en las péndolas network. A valores por debajo de la línea neutra se reduce la participación de este tipo de péndolas. Finalmente, la excentricidad induce buenos comportamientos en cuanto a las reacciones. Sin embargo, no se puede considerar en el estudio debido al empeoramiento en el estado de tensiones del tablero y la inacción de las péndolas network.

La aplicación de mayores cantos en las vigas transversales conlleva incrementos en los axiles de las péndolas (lineal en la network y verticales). Por otro lado, frente a aumentos de la inercia no se provocan mayores esfuerzos axiles en las péndolas verticales, pero si en las network.

Tal como se ha realizado para las variables independientes se presentan las (Tabla 6. 10, Tabla 6. 11) que compara los diferentes tipos de geometrías del arco y configuraciones de péndolas network a partir de los estudios desarrollados en el capítulo 4 en relación a las variables dependientes.

Tabla 6. 10. Relación de geometría de arco y configuración de péndolas respecto a variables dependientes.

<b>Relación:</b>	<b>FB</b>	<b>F.U</b>	<b>Flecha</b>
Parabólico respecto circular	Disminuye	Aumenta	Aumenta
Config. Network respecto otros	Disminuye	Disminuye	Disminuye
Config. Romboide respecto radial	Aumenta	Aumenta	Disminuye
Tesado network	Disminuye	Disminuye	Aumenta

Tabla 6. 11. Relación de geometría de arco y configuración de péndolas respecto a esfuerzo axil en péndola.

<b>Relación:</b>	<b>Axil vertical</b>	<b>Axil network</b>	<b>Trazado</b>	<b>Final</b>
Parabólico respecto circular	Aumenta	Disminuye	Alto	Bajo
Config. Network respecto otros	Disminuye	Disminuye	Alto	Alto
Config. Romboide respecto radial	Disminuye	Aumenta	Alto	Bajo
Tesado network	Disminuye	Aumenta	n/a	n/a

Si se analiza la relación de trazados puede comentarse que la función bondad es más favorable para el caso parabólico respecto al circular; sin embargo, se aprecia un comportamiento más estable (menor dispersión de valores) en el caso circular. Adicionalmente, la variación del tipo de arco utilizado (circular-parabólico) genera cambios en la distribución y magnitud de las péndolas network. Finalmente, la configuración parabólica presenta valores máximos de axil en péndola vertical muy superiores al caso circular, lo que repercute directamente en el factor de utilización del perfil del arco.

La aplicación de péndolas pasivas es necesaria, por lo que se realiza el estudio de configuraciones verticales y varios tipos de configuración network. En primera instancia, se puede comentar que el factor de utilización depende del espaciamiento de las péndolas pasivas en el arco; sin embargo, frente a iguales espaciamientos la configuración network genera mejor desempeño, presentado menores axiles en péndolas verticales y network. Lo más relevante de la



configuración network es que no sólo mejora la función de bondad, sino que también genera un levantamiento más controlado que la configuración vertical.

Si se comparan los diferentes tipos de configuraciones network, el caso radial presenta mejores comportamientos tensionales durante el proceso de levantamiento. Adicionalmente, el aumento del número de péndolas no induce mejoras significativas respecto a la BAM. Lo que si se modifica de manera relevante es la magnitud de tesado y la distribución de las péndolas network, especialmente en la etapa de levantamiento, siendo mayor la participación en el caso radial. Sin embargo, en etapas finales de levantamiento se equipara el número de péndolas network activas. Finalmente, se aprecia que los esfuerzos en el caso radial (I) son más reducidos que en el caso romboide (II).

Si se analizan los casos romboides, los menores factores de utilización del arco corresponden a la configuración romboide (II), debido a menores axiles en péndola vertical. El caso romboide (III) es menos eficiente porque presenta los máximos factores de utilización y axil en péndola vertical, produciendo menores flechas ascendentes en el tablero. Si se genera un aumento de la longitud y del peso, el caso (II) obtiene resultados por encima del caso (III), a excepción del desplazamiento vertical del tablero. Además, aunque se dispone un mayor número de péndolas network en el caso (II), se tesan un número menor de ellas en el proceso de levantamiento que las del caso (III). Esto indica que para una gran longitud total, el sistema romboide (II) no tiene la suficiente capacidad de redistribución de los esfuerzos puntuales, en consecuencia puede preferirse el uso de sistemas romboides tipo (III).

- **Posición y número de péndolas verticales**

Uno de los temas relacionados con el aumento de la longitud total del puente es el criterio de posición de péndolas verticales. Esta inquietud surge a raíz del estudio del puente Puangue que presenta un aumento de la longitud del 20% respecto al puente San Luis, conservando tres puntos de apoyo. Si se mantiene el criterio de la fase de preparación en que la posición de las péndolas verticales es coincidente con las pilas, la posibilidad de fallo es importante. A partir de ello, se detalla el proceso para obtener un criterio adecuado de posición de péndolas verticales.

El peso del tablero del puente Puangue es aproximadamente de 7518 kN, con una distancia entre péndolas de 15,88 m y 19,50 m, con pesos equivalentes a 1661 y 2040 kN/vano. La combinación de cargas genera un máximo momento negativo igual a 1515 kN-m y un máximo momento positivo equivalente a 1045 kN-m. Se define la variación entre máximo y mínimo por tramo equivalente a 124 kN-m, lo que representa un 8,2 %

El peso del San Luis es aproximadamente de 6083 kN, con una distancia entre péndola de 13,5 m y 16,5, con pesos equivalentes a 1369 y 1673 kN/vano. La combinación de cargas presenta un máximo momento negativo de 1690 kN-m y uno positivo de 671 kN-m. La variación corresponde a 693 kN-m, lo que representa un 41%

Nótese que hay una equivalencia en las distancias proporcionales en cada puente (tramos de 22,5 y 27,5 % aproximadamente), por tanto es comparable el peso total. De tal forma, el puente Puangue tiene un peso por unidad de longitud un 19% mayor que el San Luis; sin embargo, la capacidad resistente de las vigas longitudinales de este último es un 10% mayor.

Por lo tanto, recordando las complicaciones en el diseño mediante TEMEGA del puente Puangue (capítulo 3), puede definirse un límite por peso y capacidad resistente, definiéndose para ello la siguiente relación:

$$Ad = \frac{Pt_{EQ}}{M(-)_{MAX}} \text{ (en unidades de m}^{-1}\text{)} \quad \text{[Ecuación 6. 3]}$$

Donde:

$Pt_{EQ}$ : Peso por tramo equivalente, definida como  $Pt_{EQ} = \frac{Pt_i + Pt_{i+1}}{2}$

$M(-)_{MAX}$ : Máximo momento negativo.

Reemplazando se tiene que para el puente Puangue  $Ad = (2040 + 1661)/2 / 1515 = 1,22 \text{ m}^{-1}$ , y para el puente San Luis  $Ad = 0,9 \text{ m}^{-1}$

Este criterio es un buen indicador previo al análisis mediante el refuerzo, tal que si  $Ad > 1,2 \text{ m}^{-1}$  debe comenzarse el proceso de iteración con un mayor número de péndolas verticales o investigarse posiciones alternativas de levantamiento.

- **Efectos en el borde de tablero**

Este estudio está motivado por el posible fallo del refuerzo en la zona extrema del tablero, por el empotramiento entre el arco y el tablero. La solución puede ser de tipo activa o pasiva. La primera contempla la aplicación de una conexión especial, mientras que la segunda considera la disposición de elementos y la propia ductilidad del tablero, tal que se produzca una fisuración (rótula plástica en el tablero) que permita una redistribución de los esfuerzos. A la vez, la pasiva puede focalizarse en la modificación de la zona de perturbación (arranques del arco) o bien la aplicación de péndolas de retención, con el objetivo de reducir los momentos en la zona.

La alternativa de modificación de curvaturas o de forma del arco sólo es aplicable en casos límites de incumplimiento de la BAM por fallos en el borde, debido a que los mejores comportamientos se obtienen con trazados circulares. A ello se le suma que los efectos de la forma del arco y su curvatura inducen variaciones menores en el tablero. Tampoco se justifica su aplicación para reducciones de momentos en el arco, debido a que los máximos se generan en las vecindades de las péndolas verticales.

El caso de las péndolas de retención es diferente, pues influye directamente en el tablero y en el resto de péndolas pasivas y activas. En otras palabras, su aplicación es activa en la medida que lo requiera el proceso de levantamiento, además de actuar en servicio como una vía de flujo de tensiones hacia el resto del mallado del puente. Por otro lado, la aplicación de péndolas de retención no altera en gran medida la función de bondad.

Los mejores resultados respecto a la función de bondad se presentan cuando las péndolas de retención continúan la tendencia dada por el arreglo network. Los casos verticales presentan una reducción limitada respecto a la referencia, tanto en el arco como en el tablero. Las péndolas inclinadas hacia la izquierda casi no actúan para máximos en el arco y tablero, sólo beneficia el comportamiento general de la función de bondad. Tanto las péndolas de retención verticales como éstas son configuraciones descartables.

La configuración inclinada hacia la derecha presenta una reducción de momento máximo. Respecto a la función de bondad, la configuración (8, ver Anejo IV), con sólo una péndola, no presenta mejoras respecto a la referencia, aunque sí tiene un efecto positivo en los momentos de

borde (arco y tablero), por lo que se vuelve una alternativa de uso. Finalmente, la configuración mixta se vuelve muy favorable en momentos de borde, siendo una de las alternativas más aconsejables para reducir esfuerzos.

La elección de una de estas alternativas se focaliza en las máximas reducciones en los momentos de borde y en mínimo uso de péndolas.

### 6.2.3. Fase network

La aplicación de esta fase mediante el módulo de TEMEGA (optimización por algoritmo genético) se origina por la falta de acción de las péndolas network necesarias para el estado de servicio. La finalidad de esta fase radica en generar un estado tenso-deformacional admisible y las holguras necesarias para resistir, sin entrar en fallo, el estado de servicio.

De esta forma, los criterios de cota inferior de axil se consideran según el método constructivo y de servicio, y la cota superior se define mediante la flecha ascendente máxima admisible, tal como se expresa en el capítulo 4.

Respecto al comportamiento según las funciones objetivo, se aprecia que la aplicación del tesado, indistintamente de la magnitud aplicada y la distribución, consigue mejoras en la función de bondad, manteniendo un comportamiento estable de las curvas de tensiones. Si bien la influencia sobre el tablero no es significativa, sí lo es en la viga interior, especialmente en la zona central acercando los picos y valles de las curvas de tensiones.

A medida que se tesan las péndolas network se produce una disminución de los esfuerzos axiles en las péndolas verticales por dos causas: operaciones de des-tesado y redistribución propia del sistema. Por lo tanto, la fase network entrega menores magnitudes de esfuerzo en el arco, especialmente en zona de péndolas verticales, lo que equivale a reducir el máximo momento en el arco. Aunque aparecen incrementos de momentos positivos en los vanos exteriores (debido al efecto en la zona de perturbación y reducción de tensión en péndolas network), esto puede evitar que el criterio de diseño se produzca por las cargas en servicio.

Por otro lado, la aplicación del tesado network no genera importantes modificaciones en los momentos negativos de borde del tablero.

Si se realiza un estudio por etapas de tesado, se aprecia que en cada tesado de las péndolas network (según OAH, Anejo III) se cumple satisfactoriamente con la BAM, con máximos cuando se producen las pérdidas de tensión de las únicas péndolas network activas del proceso de levantamiento. La reducción de la función conseguida es un trabajo conjunto, el cual armoniza el comportamiento tensional del tablero.

Las mayores reducciones de momento se dan en las últimas etapas de tesado, en cambio en las primeras se produce un mayor grado de modificación en la zona de arranques. A medida que participan más péndolas se reducen los momentos negativos y tienden a aumentar los positivos, produciéndose un cambio de tendencia en los esfuerzos del arco en el sector de los extremos, asociado a la configuración de las péndolas.

El comportamiento de cada una de las péndolas sigue un patrón bastante claro: un axil máximo producto del tesado inicial que irá disminuyendo en las sucesivas fases de tesado. Es relevante destacar que el aumento de tensión en las péndolas network es menos de la mitad de la

pérdida de esfuerzos axiales en las péndolas verticales, lo que no quiere decir que se pierda capacidad de levantamiento. Además existen aumentos de la flecha casi el doble que en la etapa de levantamiento, demostrando una mayor eficiencia sin inducir excesos de tensiones.

Por lo tanto, es beneficioso el comportamiento de no ser excesivo el levantamiento. De tal forma, se genera una reserva de flecha ascendente, mejoras del nivel tensional del arco y tablero, y un mejor aprovechamiento del perfil del arco, de las péndolas network y del tablero.

#### 6.2.4. Efectos en servicio

En el presente apartado se discuten los efectos que se producen en cada uno de los elementos al ser aplicadas las cargas de servicio. El estudio tiene su base en los resultados del capítulo 5 y hace referencia a las capacidades resistentes de cada uno de los elementos respecto a las normativas vigentes. De tal forma, el enfoque está centrado en la obtención las combinaciones de carga que controlan el diseño de los elementos y los criterios generales que pueden combinarse con el proceso constructivo, permitiendo realizar un adecuado refuerzo.

La (Tabla 6. 12) presenta un resumen con las combinaciones de carga que controlan el diseño de cada uno de los elementos, junto con una columna de advertencia sobre que otra combinación es necesario verificar en caso de utilizar geometría de puentes sustancialmente diferentes a los casos presentados (San Luis y Puangue).

Tabla 6. 12. Combinaciones de carga que controlan el diseño según elemento.

Elemento	Análisis	Carga de servicio	Verificar
Arco	Axil	Vehicular (I - III)	Sismo vertical (VIII e)
	En el plano	Vehicular (I - III)	-
	Fuera del plano	Viento y Grad (Vb)	Sismo transversal (VIII d)
	FU arco. Clave	Viento y Grad (Vb)	-
	FU arco - Arranque	Viento (II)	-
Vigas del tablero	M(+) interior	Sismo vertical (VIII e)	-
	M(+) exterior	Vehicular (I)	-
	M(-) interior	Viento y T° (V - III b)	Sismo vertical (VIII e)
	M(-) exterior	Vehicular (I)	Sismo vertical (VIII e)
	M. Transv. Borde	Viento (II)	-
	M. Transv. Centro	Sismo transversal (VIII d)	-
	Flecha	Vehicular (I)	Sismo vertical (VIII e)
	Diafragmas	Vehicular (I)	Proceso levantamiento
Péndola vertical	Flecha máx.	Vehicular (I)	Sismo vertical (VIII e)
	Flecha mín.	Sismo vertical (VIII e)	
	Fuerza	Vehicular (I - III)	Sismo vertical (VIII e)
Péndola network	Fuerza	Vehicular (I - III)	Sismo vertical (VIII e) Temperatura (III b)
Sistema de apoyo	Despl. Longitudinal	Gradiente (III c)	Sismo longitudinal (VIII c)
	Reacción Transv.	Sismo transversal (VIII d)	-
	Reaccion Long. Max.	Sismo transversal (VIII d)	-
	Reacción Long. Min.	Vehicular (I)	-
	Reacción Vertical	Vehicular (I)	Sismo vertical (VIII e)

A continuación se presentan algunos comentarios y criterios obtenidos a partir de cada uno de los elementos.

- **Arco**

El estudio del arco considera los máximos axiles asociados a las combinaciones I y III, correspondiente a cargas de faja vehicular. Sin embargo, se estima necesario cuantificar la importancia de la acción sísmica con predominancia vertical VIII e. Por lo tanto, el diseño de perfil del arco en el plano está condicionado por el estado en servicio (I y III), previa verificación que el efecto de las péndolas network tesadas no amortigüe este efecto.

Para ello se debe verificar que:

$$\text{Envolvente}(M_I, M_{III}) > M_{PERMANENTE} > M_{LEVANTAMIENTO} \quad [\text{Ecuación 6. 4}]$$

El diseño del perfil fuera del plano del arco está condicionado por la envolvente de los efectos de viento, combinados con temperatura, aunque siempre es recomendable un estudio de cargas sísmicas transversales. El perfil está más solicitado en el plano que fuera de él, con diferencias cercanas al 30%. El factor de utilización mediante la interacción axil-momento queda gobernado en la clave por las combinaciones de viento y temperatura (V b) y en los arranques por cargas de viento (II).

Se obtienen desplazamientos fuera del plano del orden de 10 cm (para el puente San Luis), lo cual induce criterios de diseño a partir del pandeo de la estructura.

Se recomienda, dada la similitud de uso de material tanto en arranque como en clave, una misma sección de perfil a lo largo del trazado del arco, manteniendo un criterio de simetría.

Finalmente, la decisión de una articulación en el arco o bien la aparición de rotula plástica por fisuración en la unión arco-tablero (sector de arranques) induce aumentos despreciables de axiles en el arco. Además genera un aumento del momento flector en el vano entre arranque y la primera péndola vertical. Por lo tanto, la aparición de un sistema articulado no modifica la utilización del perfil considerando máximos esfuerzos de diseño.

- **Tablero**

El diseño de la vigas longitudinales está controlado por el máximo momento positivo según la combinación de carga vehicular (I) para los vanos exteriores del puente original y la combinación de sismo vertical (VIII e) para los vanos interiores. Respecto al máximo momento negativo, en las vecindades de las péndolas verticales exteriores, las combinaciones que controlan son las de temperatura (III b) y viento (V), mientras que el máximo en la vecindad de la péndola vertical central se consigue con la combinación vehicular (I). Se recomienda una verificación adicional de carga de sismo vertical (VIII e). A estos criterios existe una excepción: si se realiza un tesado de péndolas verticales muy reducido, la combinación que controla el diseño del tablero pasa a ser el sismo vertical en todos los sectores del mismo.

Los esfuerzos entre las vigas (exterior e interior) siguen el mismo patrón, siendo mayores en la viga que soporta el arco, la que además presenta grandes momentos negativos en el borde debido al empotramiento del arco-tablero. La articulación permite una correcta redistribución de esfuerzos y la admisibilidad de estos respecto al puente original, debiendo verificarse previamente la ductilidad del tablero.

Otro factor que afecta el criterio de aceptación de las vigas es la distancia máxima entre péndolas verticales, condicionado por fallos en el estado permanente. Por lo tanto, queda definida esta distancia según la capacidad resistente de las vigas, peso total del tablero y la aplicación de tesado, todo controlado por la BAM (específicamente a tensiones negativas).

Los máximos momentos transversales en las vigas longitudinales ocurren en los bordes del tablero, controlados por cargas de viento (II), las cuales pueden inducir un fallo o fisuración del sector. Los vanos centrales son controlados por cargas de sismo en dirección transversal (VIII b-d).

Finalmente, la flecha de las vigas está controlada por la combinación vehicular (I), asemejándose a las otras combinaciones al disponer un mayor número de vigas transversales.

Del estudio del arco y tablero se deduce que la disminución de cargas de viento favorece la flexión transversal del arco y tablero. Esto implica un criterio de búsqueda de perfiles con caras expuesta al viento reducida y menores flechas del arco.

- **Vigas transversales**

La combinación que controla el diseño de las vigas transversales corresponde al de máximo axil en péndola vertical, asociado generalmente a cargas vehiculares (I). Su verificación es a partir de la combinación en servicio frente a acciones de tráfico del puente original. La conexión de la péndola con el tablero se considera de manera puntual, pero debe incluir un sistema de reparto del esfuerzo, generando un levantamiento transversal lo más homogéneo posible.

- **Péndola vertical y network**

Las reducciones en el tesado vertical deben considerar la flecha en servicio, por ello se consideran cotas de flechas ascendentes. El caso superior está controlado por combinación de viento y temperatura (III b y V). La cota inferior está controlada por la combinación vehicular (I). En ambos casos se recomienda observar los efectos por carga de sismo vertical (VIII e). Los efectos de articulación entre arco-tablero aumentan la flecha (por ejemplo en el puente San Luis en un 10%).

A partir de estas consideraciones, puede disminuirse la fuerza de tesado de las péndolas verticales aplicando un refinamiento del proceso de optimización mediante TEMEGA o bien, escogiendo otro candidato tal que presente flechas reducidas en una magnitud equivalente a:

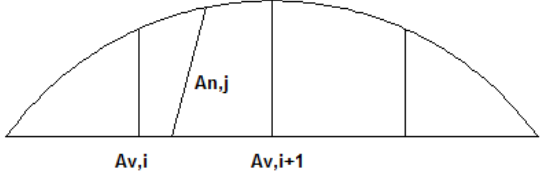
$$\Delta Flecha_{Reducida} = Flecha_I - Flecha_{NETWORK} - Flecha_{ADMISIBLE} \quad \text{[Ecuación 6. 5]}$$

Se ha decidido la deflexión por combinación I debido a que es la cota superior que controla el máximo axil en péndola vertical. En cuanto a la cota inferior (evitar pérdidas de tesado) es controlada por la combinación de sismo vertical (VIII e -) de acercamiento entre los extremos de las péndolas.

Nótese que la pérdida de tensión no puede reducirse totalmente, buscando evitar la falta de comportamiento como viga continua en el tablero. Estos porcentajes se aplican en el criterio del apartado 6.4.

En relación a las péndolas network, la cota por cargas gravitatorias está controlada por carga vehicular (I) y combinación vehicular y temperatura (III). En general no se presentan problemas debido a la suficiente holgura de la tensión máxima, casi 5 veces menor que los criterios de fatiga y rotura. La cota por cargas accidentales está controlada por carga de sismo vertical (VIII e) descendente y ascendente. El caso descendente se ajusta a las cotas por carga gravitatoria, mientras que el ascendente induce pérdidas de tesado en todas las péndolas.

Por lo tanto, el criterio general a tensión máxima está gobernado por la combinación de carga de sismo vertical (VIII e) y por el criterio de perturbación en la BAM, es decir, la aparición de esfuerzos alternados (positivo y negativo) sobre la curva de esfuerzos de una viga continua (ver capítulo 5). Estos efectos comienzan su aparición cuando  $Rn_{MAX} = 7,5$  y son notorios a partir de un valor de 6,5, definiéndose  $Rn_{MAX}$  como:

$$Rn_{MAX} = \frac{Av_i + Av_{i+1}}{An_j} \quad \text{[Ecuación 6. 6]}$$


Donde:

j: Vano definido entre dos péndolas verticales (i – i+1)

$Av_i$ : Esfuerzo axial en péndola vertical i, en estado permanente

$Av_{i+1}$ : Esfuerzo axial en péndola vertical i+1, en estado permanente.

$An_j$ : Esfuerzo axial de péndola network en el vano j, correspondiente a la cota superior aplicable por el módulo TEMEGA.

Finalmente, el criterio general de tensión mínima está gobernado por las cargas accidentales, especialmente el sismo vertical, donde el caso preferente es aquél en que la dirección predominante no sea la vertical. Se recomiendan tensiones mínimas con una relación  $Rn_{MIN}$  menor a 10, donde:

$$Rn_{MIN} = \frac{Av_{MAX} - Av_{MIN}}{An_j} \quad \text{[Ecuación 6. 7]}$$

Donde:

$Av_{máx}$ : Máximo de los  $Av_i$

$Av_{mín}$ : Mínimo de los  $Av_i$

- **Sistema de apoyo**

El desplazamiento longitudinal está controlado por cargas de sismo longitudinal y vertical (VIII a, VIII e) y efectos del gradiente de temperatura (III c). La reacción transversal es controlada por las carga de sismo transversal (VIII b, VIII d).

La componente longitudinal del arco en el arranque debe minimizarse, utilizándose un pretensado exterior que contrarreste los efectos de tracción del tablero debido a cargas permanentes y sobrecarga de uso. En estos casos, la cota mínima requerida está controlada por cargas vehiculares (I) y la cota máxima por cargas sísmicas longitudinales (VIII b, VIII d).

Finalmente, la reacción vertical total está controlada por la carga vehicular (I), apreciándose una baja distribución de ella en cada uno de los aparatos de apoyo.

### 6.3. Criterios de diseño

A partir de lo analizado en el apartado anterior, se describen a continuación los criterios básicos para definir los elementos utilizados en el método de refuerzo. Cabe mencionar que según los coeficientes de significancia obtenidos del estudio multivariable, la mayor incidencia la tiene el tipo de perfil empleado en el arco, el pretensado exterior y peso del tablero. Adicionalmente, se entregan criterios relacionados con configuraciones de péndolas pasivas, efectos en el borde del tablero y longitud total del puente.

**Criterio I:** Si se utiliza un único arco centrado, se recomiendan perfiles simétricos (igual inercia en las dos direcciones principales), mientras que si se disponen arcos dobles se recomienda el uso de perfiles con mayor inercia en el plano.

**Criterio II:** Se escogen perfiles del arco con inercias en el plano tal que la relación de inercias con las vigas longitudinales no sea mayor a 75.

$$R_{V/A} = \frac{Inercia_{Viga}}{Inercia_{Perfil}} \leq 75 \quad \text{[Ecuación 6. 8]}$$

Después de escogido el perfil, mediante TEMEGA (orden y magnitud de tesado), es posible realizar modificaciones del perfil dentro de un rango de inercias definido por [15% – 200%] de la inercia de referencia (con el fin de reducir caras expuestas al viento).

**Criterio III:** Se recomienda el uso de arcos con trazado circular para obtener mejores resistencias y funciones de bondad en el tablero (más homogéneas). Se aconseja también su uso por la facilidad de cálculo y constructiva.

**Criterio IV:** Se recomienda la aplicación de arcos con relación flecha/luz de valores pequeños (0,14) en los casos en que se subaproveche el perfil del arco debido a que no se ha optimizado lo suficiente el material o los efectos de viento son muy importantes. En cambio, en casos en que el criterio ha sido ajustar al máximo los perfiles, la relación flecha/luz debe apuntar a valores entre 0,16 - 0,17. No deben superarse relaciones flecha/luz de 0,2.

**Criterio V:** Se recomienda verificar la ductilidad del tablero en la zona de conexión con el arco para determinar si es posible la aparición de rótulas plásticas y la capacidad de redistribución de esfuerzos en la estructura. De no tenerse suficiente capacidad se debe estudiar un sistema de articulación entre arco y tablero.

**Criterio VI:** Esfuerzos en el borde del tablero.

- a) La aplicación de elementos pasivos (cambio geométrico del arco, péndola de retención, entre otros) se justifica si las tensiones en los bordes superan la BAM y existe poca seguridad en la capacidad resistente y ductilidad del tablero.
- b) No se aconseja el cambio de geometría del arco por motivos de esfuerzos en el borde.
- c) La elección de una configuración de péndolas de retención debe buscar el máximo  $\lambda_M$  del conjunto de opciones (ver Anejo IV).



**Criterio VII:** Se aconseja disponer áreas de péndolas (network y verticales) lo más similares posible, idealmente valores de relación entre 0,67 y 1.

**Criterio VIII:** Configuración péndolas pasivas.

- a) Se recomienda utilizar siempre péndolas pasivas desde el proceso de levantamiento.
- b) Para cualquier tipo de levantamiento la alternativa adecuada es de tipo network.
- c) Si se escoge un levantamiento inicialmente en el centro y luego en los extremos, se puede utilizar péndolas pasivas verticales.
- d) Se recomiendan espaciamientos entre péndolas network de 2 a 4 metros en el arco y tablero.
- e) Se aconseja el uso de configuraciones radiales con disposición individual de cada péndola, aumentando la eficiencia de cada una de ellas. No se descarta el uso de configuraciones romboide.
- f) Se debe realizar un proceso de tesado de las péndolas network en fase posterior al levantamiento, produciendo efectos muy favorables frente a cargas de servicio (vehiculares y sísmicas).
- g) El rango de axiles máximo y mínimo recomendable para el tesado de estas péndolas está definido por:  $6,5 < R_n < 10$ .

**Criterio IX:** Se recomienda un pretensado exterior recto y sin excentricidad respecto al centro de gravedad del tablero. Puede permitirse un descentrado del pretensado, dentro del rango -0,1 a 0 metros, buscando reducciones de reacciones y una correcta distribución de los axiles en péndolas verticales y network.

**Criterio X:** Vigas transversales.

- a) La aceptación de las vigas transversales se estudia según los efectos de cargas puntuales de las péndolas verticales y carga en servicio vehicular (I).
- b) No se recomienda el aumento del canto para evitar la fisuración: poco funcional y estético. Si se decide por capacidad resistente, se recomienda utilizar hormigones de resistencias superiores (50 MPa) para realizar el refuerzo mediante recrecido.

**Criterio XI:** Magnitud y orden de tesado de péndolas verticales.

Dado que el algoritmo utilizado en este estudio (TEMEGA) para definir el orden y magnitud de tesado no da una única solución, sino un conjunto de soluciones posibles, se recomiendan los siguientes criterios para la selección de la solución definitiva:

- a) Decidirse por soluciones de TEMEGA que tiendan a menores valores de tesado en la péndola central y lo más homogéneo posible con los otros tesados. Con ello se consigue un mejor comportamiento en el arco, la acción de los axiles de las péndolas verticales y el efecto en el tablero.
- b) Escoger los casos que presenten flechas ascendentes menores a 1 cm.
- c) Para tableros muy pesados ( $A_d > 1 \text{ m}^{-1}$ ), se recomienda escoger casos en que se consigue el levantamiento cuando todas las péndolas verticales estén actuando (evita máximos esfuerzos inducidos en arco y tablero).
- d) Tesados en péndola vertical tal que al menos quede un 20% de diferencia entre la tensión obtenida y la máxima admisibles (criterio fatiga), y un 25% más de flecha en estado permanente (según el tesado aplicado) respecto a la flexión máximas admisibles.

**Criterios XIII:** Recomendaciones frente al fallo por longitud del puente (mayor peso del tablero levantado).

- a) Verificar que  $Ad < 1,2 \text{ m}^{-1}$  con lo que se evitan fallos en el tablero asociados a la posición de péndolas verticales y al peso del tablero.
- b) Previo al análisis de alternativas, cuestionarse lo conservador del uso de inercias y distancias a la fibra neutra de los elementos longitudinales.
- c) Generar un refinamiento del método de levantamiento mediante aumento del número de iteraciones.
- d) Modificación del criterio de aceptación utilizando la variable FS, que permite desplazar la curva de referencia a valores más centrales del área admisibles de la BAM.
- e) Utilizar áreas reducidas para la aplicación del pretensado exterior. Para ello construir la ampliación de calzada a posteriori de la realización del pretensado exterior.
- f) Aplicación diferida de las cargas de levantamiento. Para ello estudiar el posicionamiento de un segundo grupo de péndolas verticales o la aplicación de tesado en varias fases (previa verificación del estado último).

#### **6.4. Recomendaciones para obtener una mayor eficiencia del algoritmo**

El primer requisito para la aplicación del método es el desarrollo de un modelo de cálculo incorporando un número elevado de puntos de control y modelizando adecuadamente cada uno de los elementos según los requisitos que se presentan en el Anejo II y III respecto a la interacción TEMEGA – modelo estructural.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los capítulos 3 y 4, se definen a continuación las recomendaciones para los rangos de aplicación de los “in-puts” en el programa TEMEGA.

- Para estudios en que no se tenga la información detallada de armaduras y elementos resistentes, se debe aplicar en el modelo de análisis las cargas vehiculares soportadas por el puente en el momento del estudio.
- Emplear curvas de tensiones en el puente original sin ningún tipo de factores ( $FS_M$  o  $FS_D$ , ver capítulo 2). De utilizarse FS muy altos se recomienda evitar excesos de fuerza de los tirantes.
- Aplicar el método constructivo (LCASE) proporcionado por TEMEGA, salvo que las condiciones en terreno no lo permitan (ubicación de torres o disposición de grúas).
- Se aconseja desde un comienzo la incorporación de péndolas de retención, siguiendo la distribución network e idealmente con la incorporación de una péndola inclinada (caso 8, ver Anejo IV).
- Se aconseja realizar un número de iteraciones reducido (4), con un tiempo mínimo de proceso, permitiendo entregar una orientación de los esfuerzos y tensiones para los módulos siguientes.
- Se recomienda el uso de una población de 7 individuos aunque el aumento es permitido. En ningún caso reducir de 5.
- La probabilidad de cruce nunca debe ser menor a la mutación. Se aconseja una probabilidad de cruce sobre el 60% y una probabilidad máxima de mutación del 15%.

- Se recomienda una probabilidad del cambio del orden de mutación de un 50%.
- Para asegurar la obtención de soluciones admisibles en el proceso de levantamiento se recomiendan valores de inicio de iteración de péndolas vertical entre 0,3 – 1,2 ( $\eta_{MIN}$  y  $\eta_{MAX}$ , respectivamente).
- Utilizar valores de  $\alpha$  entre 0,3 - 0,5 con mayor preferencia por este último.
- El número mínimo de iteraciones debe contener más de 300 métodos constructivos diferentes.

Siguiendo estos criterios, las probabilidades de encontrar un conjunto de soluciones aceptables son mayores, pudiéndose focalizar el estudio en la optimización de casos ya admisibles.

## 6.5. Comparación de criterios respecto a puentes network en obra nueva

Para el análisis entre la obra nueva y obra de refuerzo de arco tipo network, primero deben compararse las diferencias de los mecanismos resistentes entre una y otra. Para ello se siguen los postulados de Schanack (2008) presentados en el capítulo 2 del presente trabajo, ampliándolos y desarrollándolos a partir de los criterios obtenidos en el presente capítulo.

Analizando los mecanismos principales en relación a los esfuerzos en el arco y tablero, se aprecian importantes diferencias. En el caso de obra nueva la magnitud de axil en el arco depende fundamentalmente de su flecha, siendo constante frente a cargas uniformes. En el caso de obra de refuerzo el axil se ve afectado por la flecha del arco, pero de manera más significativa por el tesado de las péndolas verticales. Esta situación hace que siempre los axiles en el arco sean variables, generando escalones en la vecindad de estas péndolas. Por esta razón, el puente reforzado actúa como un puente network de obra nueva que se le aplica una carga no simétrica de forma permanente. Esta situación genera que la ley de momentos no sea simétrica, aumentando en la vecindad de la péndola vertical, e incrementándose si la aplicación de cargas puntuales de servicio se encuentra directamente sobre la vecindad.

Al igual que en el caso de obra nueva, en el caso de refuerzo, el axil en el arco es distinto al del tablero. Esta diferencia es más pronunciada en los sectores de péndola vertical. Por esta razón, la aplicación de tesado en las péndolas network en fase posterior al levantamiento induce un comportamiento que se acerca a los de obra nueva gracias al aumento de axil en las péndolas network, por su tesado y por la redistribución de esfuerzos en las péndolas verticales.

En el caso de la obra nueva, la ley de esfuerzos en el tablero se asemeja a la de una viga de apoyos continuos elásticos. En el caso del arco con refuerzo la ley de esfuerzos en el tablero es más parecida al caso de una viga continua sobre apoyos puntuales (Figura 6. 2).

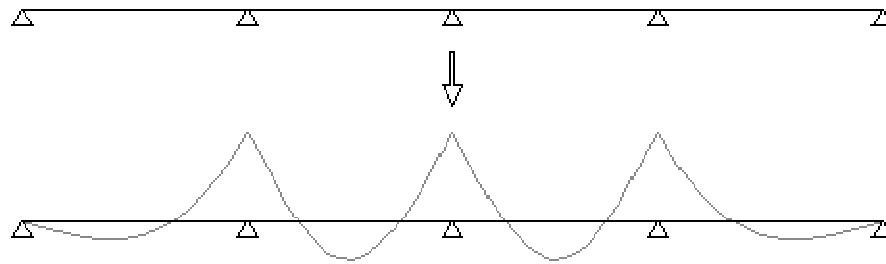


Figura 6. 2. Esquema y ley de momento de una viga continua con apoyos fijos.

Lo que sí se consigue con el mallado network es la reducción de la amplitud de esfuerzos entre los máximos negativos y positivos, y en la medida que aumentan los axiles en las péndolas network se genera una perturbación de la ley de momentos, siguiendo el trazado de una viga continua (Figura 6. 3).

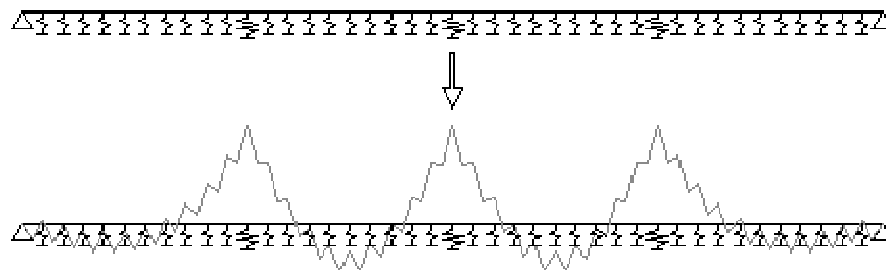


Figura 6. 3. Esquema y ley de momento del sistema reforzado mediante arco atirantado.

De igual forma, la modulación de la deformación del tablero está controlada por el tesado de las péndolas network, tomando como punto de referencia las flechas ascendentes definidas según orden y magnitud de tesado en el proceso de levantamiento.

Un efecto que comparten ambos tipos de puentes es el empotramiento del arco. Debido a la unión entre el tablero y el arco, el efecto de la rotación relativa entre las cuerdas induce esfuerzos. En el caso de obra nueva, el tablero se diseña teniendo en cuenta este condicionante, mientras que para una obra de refuerzo el tablero nos viene dado y se debe verificar que los esfuerzos sobre el mismo se encuentren en un rango adecuado.

En los casos estudiados, se disponen las vigas transversales en la medida que se necesita la distribución transversal de cargas puntuales y la resistencia frente a cargas laterales. En ambos puentes la participación es activa y se convierte en un elemento principal en el estudio.

El efecto pórtico existente en puentes de obra nueva se repite de manera similar en el caso de obra refuerzo, con la aparición de momentos flectores en la unión de la cuerda con un vano libre total. La principal diferencia radica en que para obra nueva, producto de la esbeltez del perfil, se convierte en un elemento crítico, generando la recomendación de no emplear arcos libres (exentos, sin arriostramiento transversal). En cambio, en el caso de obra de refuerzo, la necesidad de incrementos del perfil del arco por los esfuerzos inducidos en el plano por las péndolas verticales, hacen que el diseño no sea crítico, incluso dominando estas cargas laterales los efectos en el plano.

A ello debe incluirse el efecto que induce el aumento de la masa del tablero, provocando que los efectos de carga lateral se vean reducidos en los casos de cargas sísmicas, por la mayor colaboración de la inercia másica del tablero. También se estabiliza el sistema al vuelco, producto del descenso del centro de gravedad de la estructura en obras de refuerzo respecto a los puentes en obra nueva (Figura 6. 4).

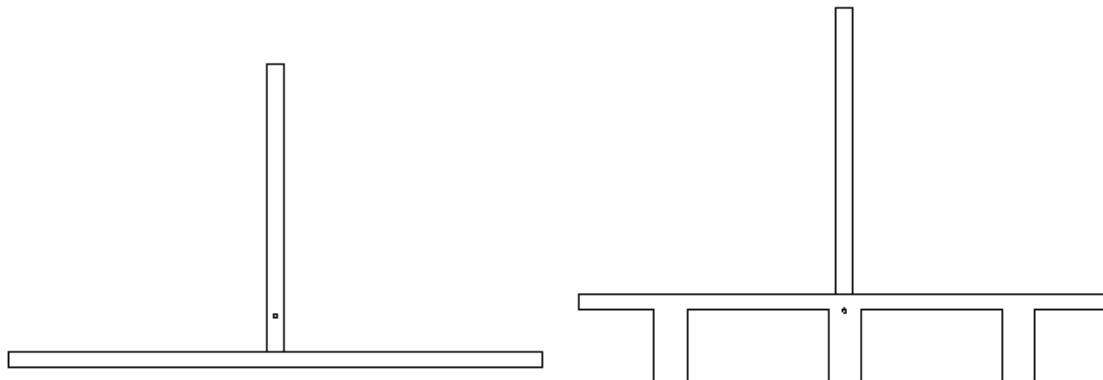


Figura 6. 4. Posición del centro de gravedad de la estructura según tipo de puente.

La fuerza en las péndolas network sigue un comportamiento uniforme frente a carga simétrica. En obra de refuerzo, posterior al proceso de tesado network, se mantiene esta tendencia, pero con una distribución de tensiones obtenidas por el proceso de optimización TEMEGA. Por otro lado, en obra nueva las únicas péndolas con axiles diferentes corresponden a las ubicadas en los extremos. Esta situación permite explicar el comportamiento que se presenta en obra de refuerzo durante el proceso de levantamiento, donde la aplicación de cargas asimétricas en conjunto con cargas simétricas, hacen que las únicas péndolas activas al finalizar el proceso sean las ubicadas en los extremos.

El efecto de una carga puntual gravitatoria en mitad del tablero hace que algunas péndolas entren en compresión y otras en tensión. Las péndolas que entran en tracción son aquellas que al llegar al tablero se orienten hacia la carga; a la inversa serán comprimidas. En el caso de obra nueva la carga aplicada es gravitatoria; en cambio, en obra de refuerzo el tesado de la péndola vertical genera una carga ascendente. Por esta razón, se aprecia el comportamiento de distribución de péndolas tesadas durante la fase de levantamiento, en la cual sólo algunas actúan y las otras, al no ser solicitadas, mantienen su condición pasiva.

Si bien este efecto es importante, más crítico es el efecto de celosía que inducen las péndolas network. En este caso las resistencias a flexión del tablero son mayores a las del arco y más significativas, lo que induce que las péndolas network participen en el flujo de esfuerzos inducidos por las cargas puntuales como diagonales de la viga celosía. En este caso se generan en obra nueva los máximos y mínimos esfuerzos axiles en las péndolas, debido a que la carga puntual hace que deforme el arco y una de las péndolas tome ese esfuerzo mientras la otra es liberada de ello. Éste corresponde a uno de los criterios de diseño del área de las péndolas en el caso de obra nueva. En el caso de obra de refuerzo, el efecto celosía mediante la deformación del arco y tablero, ocurre con mayor importancia en el proceso de levantamiento, presentándose ahí los máximos axiles en las péndolas network (especialmente en las zonas cercanas a los bordes longitudinales). Sin embargo, estos aumentos son considerablemente menores a las resistencias conseguidas por el criterio de relación de áreas de péndolas, por lo que este comportamiento no puede considerarse como factor crítico, aunque si es interesante contemplarlo como verificación.

Al igual que en los puentes atirantados, la obra de refuerzo presenta una deformación longitudinal acotada por la rigidez a elongación del tablero, la cual actúa cuando la aplicación de

cargas induce esfuerzos de tracción sobre el tirante del puente. Recordar que la aplicación del pretensado exterior y del tablero como diafragma longitudinal, hace las veces del tirante de cierre del sistema de esfuerzos equilibrados, evitando con ello la aparición de empujes en el estribo (reacción horizontal). De cualquier forma, tal como se ha visto en el capítulo 5, el incremento de las reacciones horizontales (por ejemplo, carga sísmica longitudinal) puede inducir la aparición de este empuje y generar un desplazamiento longitudinal en el apoyo deslizante, de la misma manera que ocurre en puentes de obra nueva.

Respecto al acortamiento que se produce en el arco, los resultados en obra de refuerzo presentan un comportamiento similar a obra nueva, donde a mayor compresión en el arco se provoca un acortamiento longitudinal del puente con desplazamiento hacia el centro del vano, adicionalmente se aprecia el desplazamiento vertical que tiene su máximo en la clave del arco. Estos desplazamientos, para el caso de obra de refuerzo, se ven superpuestos con el alargamiento del tablero y con las deformaciones obtenidas del proceso de levantamiento, por lo cual los máximos desplazamientos horizontales no necesariamente se ubican en los cuartos de la luz del puente, tal como ocurre en obra nueva, sino asociados a la ubicación de las péndolas verticales.

Esta misma circunstancia modifica la flecha vertical. En obra nueva, el comportamiento frente a sobrecarga sigue la analogía de una viga isostática con máximos de flecha en el centro del vano y cero en los apoyos. Para el caso de refuerzo, la deflexión vertical se ve superpuesta por las deformaciones obtenidas del proceso de levantamiento. En consecuencia la máxima deflexión vertical tiende a ser la definida por el candidato de TEMEGA modificada por la acción de las sobrecargas en servicio, reduciéndose en mayor medida en el centro luz.

De los mecanismos resistentes secundarios para obra nueva, es interesante analizar algunos casos que frente a obra de refuerzo se convierten en mecanismos o criterios resistentes principales.

El primero de ellos corresponde a la variación del esfuerzo axil producido por las péndolas, que en el caso de obra nueva genera una variación no continua de los axiles en arco y tablero asociada a la inclinación de las péndolas, la cual tiene poca importancia debido a la reducida componente horizontal. En el caso de obra de refuerzo los efectos inducidos en el axil por las péndolas network son similares, salvo que posterior a la fase del tesado network el aumento de axiles en las péndolas network induce mayores variaciones de los axiles en las cuerdas. A ello se le agrega los efectos ya comentados de las péndolas verticales en la distribución de los esfuerzos axiles, especialmente en el arco, generando no sólo pequeñas perturbaciones, sino escalones de esfuerzo significativos.

En carga puntual se produce un efecto de cortante en las péndolas, actuando unas más que otras. Por esta razón se genera sobre el arco un estado de carga compuesto por cargas puntuales sobre una carga distribuida (producto de péndolas con mayores fuerzas). Esto genera una ley de momentos con signo alternado. Los efectos son evidentes en obra de refuerzo durante el proceso de levantamiento, y son éstos los que explican que sólo algunas de las péndolas estén activas. De la misma manera, en la medida que en fase network se introduzcan importantes tesados en las péndolas, la ley de esfuerzos del arco comienza a presentar alternancia de momentos sobre la línea trazada por las péndolas verticales. Por esta razón se tiene una superposición de efectos, donde las cargas principales se generan por el tesado de péndola vertical y un segundo efecto producido por el cortante de las péndolas network asemejadas como cargas individuales dentro del sistema.

El último punto de estudio corresponde a los momentos flectores en el empotramiento del arco con el tablero, que durante el presente trabajo se ha denominado efectos de borde. Tal como se ha comentado, el empotramiento del arco evita que se pueda generar una rotación relativa entre el arco y el tablero. El arco limita la rotación hacia abajo del tablero, provocando en los extremos la aparición de momento negativo en el tablero y positivo en el arco. En obra nueva los momentos del arco son los que condicionan su diseño, en cambio en obra de refuerzo el criterio de diseño del arco está definido por los momentos en la vecindad de las péndolas verticales. Lo que no es un problema en obra nueva son los efectos en el tablero que, por el contrario, si se hacen significativos en el caso de obra reforzada. Esta situación es la de mayor diferencia entre los dos tipos de puente network y es por ello que se estudia en detalle en el presente trabajo (Anejo IV).

## 6.6. Comparación de recomendaciones de diseño

El presente apartado realiza una comparación entre las recomendaciones entregadas por Schanack (2008) para puentes en obra nueva y los criterios obtenidos del método de refuerzo. Esto permite validar la utilización de algunos criterios que pueden ser incorporados a las obras de refuerzos y por otro lado, descartar el uso de otros.

Adicionalmente, permite entregar una comparación global de los cambios en la tipología de refuerzo, concluyendo sobre la cercanía a nivel estructural existente con puentes de obra nueva. Esta situación entrega como corolario la identificación de los elementos y conexiones del sistema de refuerzo en relación con los puentes de obra nueva.

Lo primero a mencionar es la cercanía de los criterios de diseño de los puentes network a los puentes en arco atirantados con configuración de péndolas convencionales, salvo algunas consideraciones o criterios propios de la estructuración network. Estas soluciones particulares, tal como lo comenta Schanack (2008), aún no están estandarizadas y por lo tanto, el estudio de obra de refuerzo puede aportar nuevas propuestas de detalles y criterios con cierta libertad.

El primer elemento en estudio corresponde al arco. En obra nueva, las recomendaciones consideran el uso de dos arcos unidos mediante arriostamiento, sin inclinación entre ellos. Para el caso de puentes reforzados, se ha comentado la necesidad de dobles arcos cuando el tablero tiene dimensiones importantes, en caso contrario se prefiere el uso de arco centrado, asociado a las modificaciones del sistema de esfuerzo en vigas transversales y longitudinales. La inclinación de los arcos es un tema a estudiar a futuro, considerando que ésta induce axiles en los elementos transversales del tablero que afectan levemente, por tener un tablero más pesado que los de obra nueva. Sin embargo, debido a que es un sistema de refuerzo innovador, la idea que debe primar es la sencillez en la aplicación.

La disposición radial de péndolas network provoca que la recomendación del trazado del arco sea de tipo circular, debido a que la carga resultante es de tipo hidrostática, resultando líneas de presiones circulares. En obra de refuerzo se ha escogido como trazado el tipo circular, aunque las razones apuntan a una mejora en la función de bondad del tablero. En ambos casos la decisión permite obtener ventajas en los procesos de fabricación (menores variaciones), facilita las conexiones de las péndolas y hace más sencillo el diseño en etapa de cálculo.

La relación flecha/luz recomendada en obra nueva está definida por aspectos estéticos, las capacidades máximas de compresión en el arco y tablero, y los efectos de esta flecha frente a cargas laterales (viento). De los estudios realizados por Nakai et al. (1995) el criterio abre un abanico de soluciones comprendido entre 14%-23% de esta relación, siendo acotado por

Schanack (2008) a valores de 14%-17%. En obra de refuerzo la importancia de la relación flecha/luz es mayor, teniendo una participación significativa en el proceso de levantamiento, en las reducciones de efectos de empotramiento en el borde del tablero y en los criterios de diseño por cargas laterales. Las implicaciones por axiles en el arco y tablero son secundarias, por lo que el criterio en obra de refuerzo es algo más restrictivo (16-17%), y sólo permite aumentos del mismo en situaciones que las cargas de viento lo permitan.

En el caso del tipo de perfil se aprecian diferencias considerables, pues para obra nueva los momentos en el plano son menores a los transversales, por lo que la disposición de inercias tiende a ser mayor en el sentido transversal, utilizando perfiles Universal Columns rotadas 90° (Teich & Wendelin 2001, Räck 2003), con dimensiones bastante reducidas. En Schanack (2008) se hace la comparación de la relación canto vertical/luz, alcanzándose factores de 1/200 y 1/367. Si se analiza un caso de longitudes similares a los puentes reforzados en este estudio, se aprecia que el puente Steinkjer (Tveit 2007) con sus 80 metros consigue relaciones de 1/167, equivalente a perfiles con canto de 480 mm. Para casos de puentes reforzados, estas reducciones del canto no son factibles, como tampoco es recomendable ese tipo de disposición (Valenzuela 2010, Rongish 2011). Esto se debe a que los momentos en el plano del arco son mayores o muy semejantes a los transversales, por lo que la tendencia es utilizar perfiles simétricos, siguiendo la segunda opción recomendada para puentes en obra nueva: perfiles cuadrados. Adicionalmente, la opción de utilizar un arco centrado provoca que los perfiles deban tener mayor ancho para generar la adecuada estabilidad del sistema; por este motivo, se han determinado perfiles cuadrados mínimos de 550 mm para longitudes hasta los 70 metros. Esto quiere decir que la relación de Canto/Luz no deber ser menor que 1/127, relación muy semejante a la obtenida en el puente de obra nueva Bechyne en la República Checa (Sasek & Falar 2006).

El segundo elemento en comparación son las péndolas network, su distribución y detalles. El estudio realizado en puentes network en obra nueva se centra en la combinación de dos grupos de péndolas actuando como una viga con apoyos elásticos continuo, intentando reducir los esfuerzos en las cuerdas. La propuesta desarrollada por Schanack (2008) mediante la disposición radial de péndolas entrega buenos resultados, permitiendo cumplir con los objetivos de reducción. En el caso de obra de refuerzo esta distribución, según lo explicado, es igualmente favorable en el proceso de levantamiento y en servicio, mejorando los resultados que aportan las distribuciones de tipo romboide. La gran diferencia en el caso de refuerzo respecto a obra nueva corresponde al número de grupos actuando. Si para el caso de obra nueva se estiman dos grupos de péndolas asociados a cargas distribuidas y asimétricas en servicio, en el caso de refuerzo el número de grupos mínimo es tres, dos asociados a péndolas network y un tercero definido por las péndolas verticales. Los resultados obtenidos de esta combinación son bastante buenos, por los beneficios en fases constructiva y de servicio. Esta situación permite ratificar el enunciado de Schanack (2008), quien aventura que la utilización de tres o más grupos de péndolas pueden ser favorables en presencia de grandes cargas concentradas (mejor transferencia de los esfuerzos). La comprobación se aprecia en las fases de levantamiento, cuando la péndola vertical actúa levantando el tablero y las péndolas network adyacentes permiten una mejor distribución de los esfuerzos. Este beneficio, según lo visto en el capítulo 4, no se consigue (principal fallo del método) cuando no existe disposición de péndolas pasivas o se utilizan péndolas de tipo vertical.

En los puentes en obra nueva, el aumento del número de péndolas network no induce mejoras en el comportamiento estático, con un decrecimiento asintótico. Por esta razón, se considera una distancia óptima entre conexión entre los 2 y 2,6 metros, respecto a la aparición de momentos flectores locales. Frente a menores cargas puntuales la aplicación de este mallado recomienda aumentar la distancia, alcanzando los 4 metros. En los estudios realizados en obra de refuerzo se corrobora esta situación, pues los arreglos tipo romboide con distancias de 4 metros



obtienen resultados peores que los arreglos de tipo radial con distancias entre los 2 y 2,6 metros, en cuanto a la función de bondad y a la utilización del perfil del arco. En relación al ángulo, se propone mantener las recomendaciones de obra nueva correspondiente a un rango de  $45^\circ$  a  $65^\circ$ , tal como se ha desarrollado en el puente Puangue, tendiendo a ángulos mayores de este rango, debido a que la relación de sobrecarga y carga permanente es menor que en puentes de obra nueva de igual longitud (mayor peso de los tableros).

Adicionalmente, dado que la longitud de péndolas no es excesiva y el comportamiento frente a la acción sísmica no es crítico, se aconseja evitar la conexión entre péndolas incorporando aparatos especiales que requieran mantenimiento (metálico, plástico, entre otros).

Respecto al sistema de conexión, en obra de refuerzo pueden seguirse las recomendaciones de obra nueva en lo referente a la utilización de péndolas tipo barra. De tal manera, para realizar una conexión sencilla y que induzca menores momentos locales en el arco, la colocación en el arco debe ser independiente para cada una de ellas. El método recomendado considera la disposición de una placa soldada en el alma del perfil del arco, como soporte para la conexión mediante pernos de alta resistencia con la placa soldada de la barra de la péndola (Figura 6. 5).

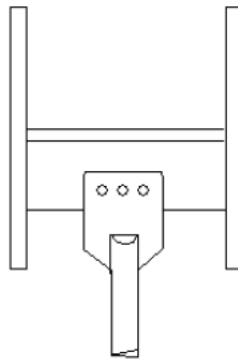


Figura 6. 5. Conexión péndola tipo barra y arco.

Para el caso de obra de refuerzo, la aplicación se realiza en perfiles simétricos y cuadrados, por lo que se suelda una placa a la zona inferior del perfil, unida mediante pernos a la placa que va en el extremo de la péndola (Figura 6. 6).

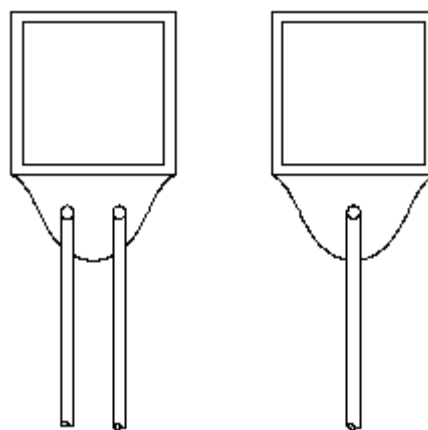


Figura 6. 6. Conexión péndola tipo barra y arco para obra de refuerzo.

Una alternativa de unión para obra de refuerzo es la conexión de una barra roscada unida con una tuerca al arco. Se recomienda un estudio particular por el posible fallo a fatiga, producto de la fluctuación de tensión generada en las etapas constructivas y en servicio.

La conexión al tablero también sigue las recomendaciones de obra nueva, específicamente en lo referente a conexiones entre barras y tableros de hormigón. Se ha comprobado (Schanack 2008) que una unión inferior con presencia de excentricidades no genera problemas significativos. Por lo tanto, la intervención para obra de refuerzo tiene la holgura para trabajar adecuadamente en la perforación del tablero y la aplicación de unión de péndolas. Entre las opciones propuestas se incluyen las de Brunn & Schanack (2003) para obra nueva (conexión de péndolas al tablero mediante el anclaje de la barra de acero mediante soldadura, Figura 6. 7), o bien las conexiones empleadas en el puente Bechyne (barra conectada mediante rosca en la propia péndola, anclada a una horquilla, Figura 6. 8).

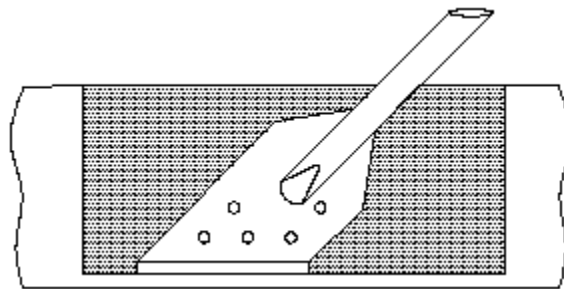


Figura 6. 7. Conexión tirante tipo barra con tablero.

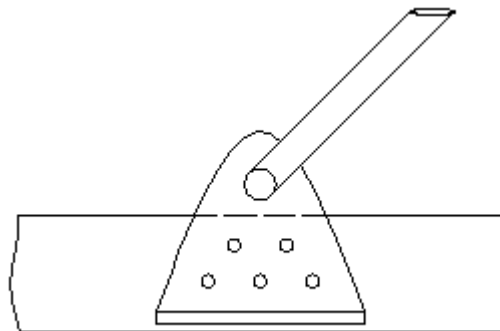


Figura 6. 8. Conexión mediante rosca en la propia péndola.

El problema de este tipo de conexión en obras de refuerzo es que la unión se ejecuta en etapa constructiva, por lo que se realiza embebiendo la barra en el hormigón fresco de la losa. La colaboración entre los elementos se consigue mediante la disposición de pernos conectados mediante una placa a la parte inferior del tablero. Esto en obra de refuerzo obligaría a perforar el tablero en cada uno de las posiciones de las péndolas, con una dimensión tal que permita introducir las barras con las placas y realizar la unión de los elementos conectores, buscando una colaboración en la transmisión de esfuerzos entre los hormigones.

Al analizar este tipo de conexión en el puente San Luis se comprueba que la aplicación no es factible, debido a que el ancho de las vigas longitudinales (40 centímetros) no es suficiente para la colocación del sistema de conexión y realizar la unión física entre el hormigón antiguo y el nuevo (mediante perforaciones y armadura pasante, Figura 6. 9).

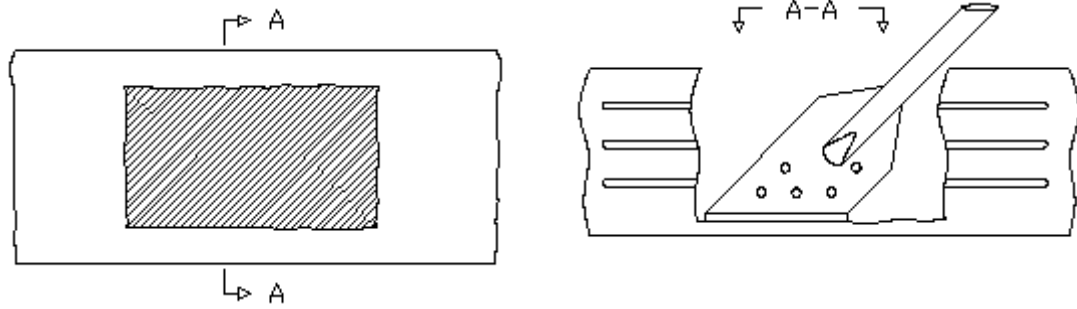


Figura 6. 9. Esquema de conexión convencional en obra de refuerzo.

Por esta razón, para obra de refuerzo se propone un sistema similar al del puente Karoliene (Unterweger 2008), donde las barras atraviesan el elemento de hormigón conectándose con una placa horizontal ubicada bajo las vigas longitudinales de soporte. La posición de las barras dependerá de la excentricidad entre ellas (Figura 6. 10).

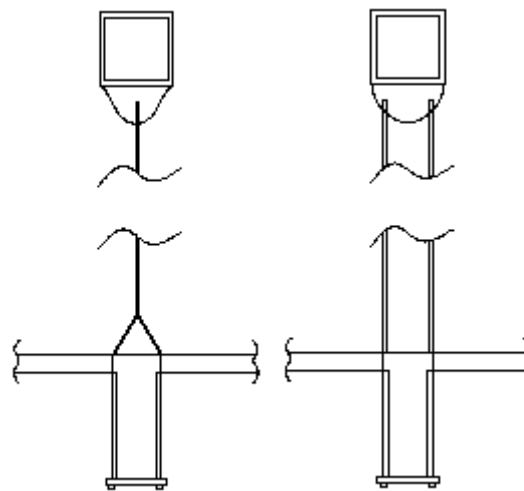


Figura 6. 10. Conexión entre péndolas y arco-tablero para obra de refuerzo.

El mismo sistema se considera para las barras de tesado de las péndolas verticales, las cuales atraviesan la viga longitudinal hasta llegar a la placa de soporte. La ubicación de la barra, en este caso, es centrada al eje de la viga longitudinal, por ello es pertinente agregar un sistema de conexión que evite romper la viga (triangulación de las péndolas). Como se intuye, la aplicación de estas péndolas requiere un trabajo adicional, por su ubicación en el sector donde la viga se apoya en la pila. Por esta razón, durante el proceso constructivo, al momento de realizar el corte entre la viga y la pila es necesario generar un corte a la pila entre los puntos de apoyos de las vigas longitudinales (si la distancia entre pila y viga transversal es pequeña). En esta posición se colocan gatos verticales (los mismo que se utilizan posteriormente para el reemplazo de los aparatos de apoyo en los estribos), aplicando una fuerza que permita levantar controladamente el sector para la colocación de placas inferiores y la disposición de la barra (Figura 6. 11, Figura 6. 12).

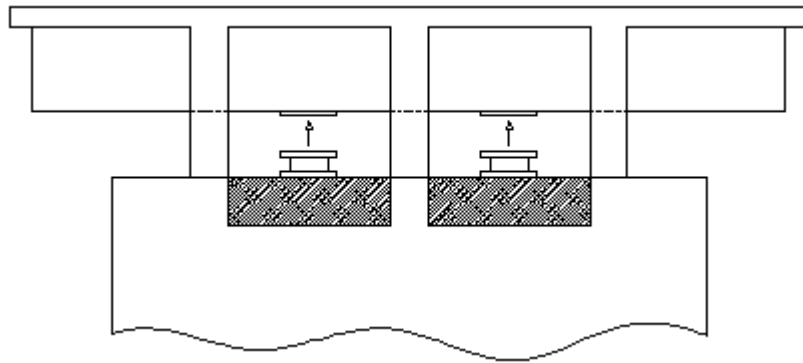


Figura 6. 11. Mecanismo de levantamiento para la disposición de las péndolas.

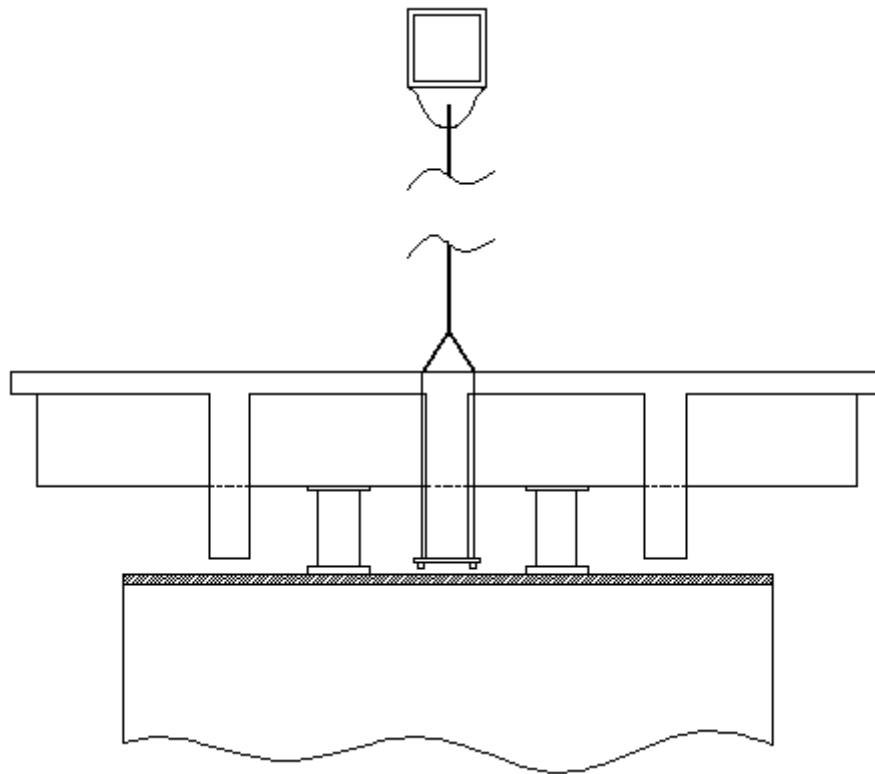


Figura 6. 12. Esquema final de disposición de las péndolas en el sector de apoyo.

En cuanto al tablero, evidentemente en obra de refuerzo no es una variable, sino que corresponde al elemento que se conserva del puente original. Por esta razón, la comparación con los criterios de puentes de obra nueva permite observar qué tipos de tablero son aconsejables para obras de refuerzo, o bien, qué precauciones o estudios particulares deben hacerse.

En puentes network los esfuerzos predominantes en el tablero son los momentos transversales, por lo cual el diseño del tablero no incluye vigas longitudinales a excepción de las vigas de borde que soportan el arco. Por ello, distancias transversales hasta los 15 metros pueden ser cubiertas por tableros de losa de hormigón armado, debido a que permite la distribuir las cargas mejor que las vigas transversales. En obra de refuerzo, el tipo de sección del tablero estudiado corresponde a vigas longitudinales y transversales, por lo que teóricamente las primeras no presentan relevancia. Sin embargo, en el proceso de refuerzo sí se requieren por las cargas de péndolas verticales, además de ser utilizadas en el sistema de unión con el arco, actuando como vigas de borde. Un corolario que debe verificarse es la posibilidad de utilizar

tableros tipo losa (maciza o aligerada) en puentes reforzados, por la posible necesidad de vigas transversales o de soporte del arco.

El problema del aumento de la distancia entre arcos en obra nueva (aumento de espesores de losa o la aplicación de pretensado transversal) se soluciona en muchas de las secciones de puente reforzados, debido a que éstos presentan un mayor número de apoyos y vigas transversales (al menos en el sector de apoyos).

La recomendación en la modelación de puentes mediante emparrillado plano es evitar la conexión exclusiva de las péndolas network en las vigas transversales, debido a que las vigas longitudinales pueden transferir las cargas desde las vigas transversales a las péndolas. Esta recomendación se puede aplicar en los casos de puentes reforzados mediante el método de arco atirantado network, verificándolo en el puente San Luis (sin conexiones exclusivamente en vigas transversales), como en el puente Puangue (que las tiene en cada una de ellas). Se aprecia un comportamiento adecuado y muy similar de la transferencia de esfuerzos entre las péndolas network (y verticales) y los elementos del tablero. Sin embargo, debe comentarse que la aplicación directa en las vigas transversales genera una mejor transferencia, tal como puede corroborarse en los estudios de tensiones de viga interior y exterior en el puente Puangue.

La conexión entre el arco y tablero se realiza para generar el cierre del sistema de esfuerzos del puente network. Para producir la descomposición de los esfuerzos, la unión se realiza embebiendo el arco en el tablero. Mediante una placa dispuesta verticalmente se produce la transmisión del empuje del arco al tirante (aplicación del pretensado) y para distribuir los esfuerzos verticales a los apoyos se dispone una placa horizontal. Adicionalmente se genera un empotramiento de la viga transversal en el borde de la placa del tablero (Figura 6. 13).

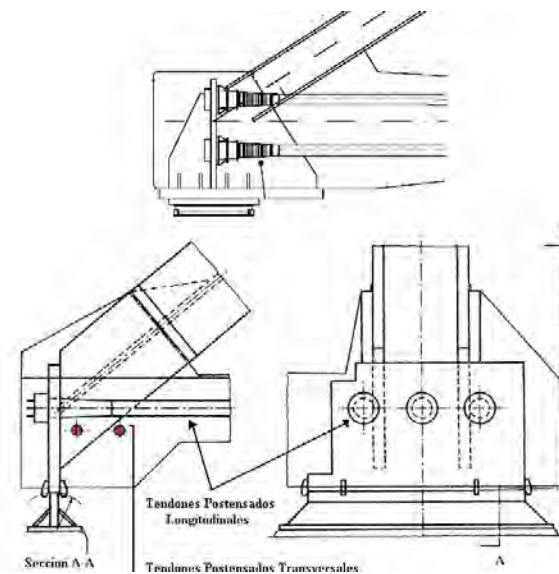


Figura 6. 13. Dos tipos de conexiones entre arco y tablero [Tveit, P (2007)].

Para obras de refuerzo la conexión se puede mantener con la misma estructuración, conectando el sistema mediante el diafragma de borde como elemento distribuidor del esfuerzo. La aplicación de las placas es similar, diferenciándose principalmente en la disposición del pretensado exterior, en que el anclaje se debe realizar al conjunto de la viga transversal y la placa de empotramiento del arco. El pretensado exterior debe mantener un trazado por los bordes laterales de la viga longitudinal que soporta el arco, de forma recta y sin la disposición de desviadores intermedios.

En obra nueva y según lo comentado por Schanack (2008) la conexión por sus dimensiones y estructuración induce un empotramiento, por lo que no puede realizarse una articulación en este punto. Este tema se discute para obras de refuerzo en el Anejo IV, respecto a la posible aparición de rótulas plásticas en el tablero, siempre que exista una mínima ductilidad. Sin embargo, el estudio de un nuevo tipo de conexión entre arco-tablero es recomendado a partir de la propuesta de una articulación del arco (Figura 6. 14).

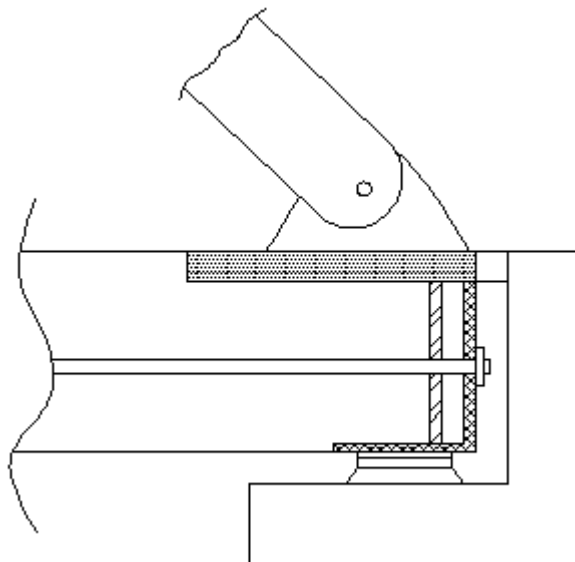


Figura 6. 14. Conexión alternativa entre arco y tablero.

En el sistema de apoyo se considera uno de tipo fijo y otro deslizante unidireccional, utilizándose aparatos de apoyo tipo “Pot” (neopreno confinado). Para obra de refuerzo pueden utilizarse este mismo tipo de dispositivos, debido a la necesidad de reemplazo de los antiguos aparatos por razones de aumento de las cargas verticales (por la eliminación de las pilas) o por las posibles patologías (como se aprecian en el puente San Luis). Adicionalmente, el problema de las dimensiones puede verse reducido por la disposición de más de un aparato de apoyo bajo el arco, considerándose uno bajo cada una de las vigas, tal como se presenta en el puente original. Esta situación favorece el comportamiento debido a que reduce los momentos transversales del arco y genera una mayor estabilidad del puente frente a cargas laterales. Lo deseable es generar un sistema que distribuya de mejor forma las cargas verticales a los apoyos que no soportan el arco. Según la experiencia de los puentes San Luis y Puangue esta distribución está en el entorno de 7 y 4 % respectivamente.

El problema de la viga transversal de borde en puentes de obra nueva se ve atenuado en obra de refuerzo al existir el diseño de los diafragmas en estos puentes y la disposición de aparatos de apoyo no sólo debajo de la viga que soporta el arco, sino que también en cada una de las vigas longitudinales reduciendo el problema de deflexiones y de momentos que se inducen a este elemento.

Un último apunte sobre el uso de criterio de obra nueva en la obra de refuerzo se refiere al método de estudio de estabilidad del arco, en el plano y fuera de él. En puentes nuevos el problema de estabilidad no tiene una expresión adecuada en la propuesta normativa del Eurocódigo debido a que están dirigidas a arcos atirantados con péndolas verticales. Por ello para puentes en arco network es conveniente seguir las propuestas desarrolladas por Tveit (1977) y Schanack (2008). En ellos se determina la carga de pandeo en prediseño para pandeo en el plano, lateral sin y con arriostramiento, mediante un análisis global que incluye la no linealidad geométrica de elementos individuales e imperfecciones de los elementos. Se ha verificado que

esta propuesta presenta mejores resultados que los desarrollados en el Eurocódigo para puentes en obra nueva (Valenzuela et al. 2010). De tal forma, para el caso de arco a flexo-compresión (este caso) se utiliza análisis numérico de segundo orden (uso de las imperfecciones geométricas equivalentes) a partir de la ecuación:

$$N_{CR} = \left[ \left( \frac{n \cdot \pi}{\alpha_0} \right)^2 - 1 \right] \cdot \frac{E \cdot I}{R^2} + \frac{E_p \cdot A_p \cdot n_p \cdot R}{f \cdot 2 \cdot \alpha_0 \cdot \text{sen}^3(\alpha)} \quad [\text{Ecuación 6. 9}]$$

Donde:

$$R = \left( \frac{f^2 + \left(\frac{s^2}{4}\right)}{2 \cdot f} \right) \quad \alpha_0 = \text{Arctan}\left(\frac{s}{2 \cdot R}\right)$$

n: Número de semiondas.

f: flecha del arco.

s: longitud del arco.

$E_p$ ,  $A_p$ ,  $n_p$ : Módulo, área y número de péndolas.

$EI_y$ : Rigidez a flexión del arco.

$\alpha$ : Ángulo promedio péndola-arco.

La obra de refuerzo considera perfiles de arco más grandes que los utilizados en obra nueva pero mantiene el comportamiento de esfuerzo de flexo-compresión debido a cargas laterales y cargas gravitatorias propias del proceso construcción. Como se ha observado esto provoca una deformación del arco en el plano y fuera de él reduciendo la carga de pandeo (axil crítico). Sin embargo, la utilización de esta formulación debe usarse sólo a modo de verificación debido a que para puentes de obra de refuerzo las hipótesis de la formulación de Schanack (2008) no se cumplen totalmente, a saber:

- a) La carga es uniforme en todo el tablero, generando axiles importantes y momentos flectores despreciables en el arco.
- b) El tirante es rígido a flexión, produciendo una conexión inferior a la misma altura.

La primera hipótesis para obra de refuerzo no es válida por las importantes cargas puntuales y momentos a flexión en el arco. Adicionalmente, en obra de refuerzo la posible biarticulación en el sector de empotramiento (rotula plástica en el tablero o conexión alternativa de arranque) hace que se este considerando un arco biarticulado, lo que equivale en la formulación a estar por el lado de la seguridad.

La obra de refuerzo, producto de su estructuración, tiende a presentar menores problemas de estabilidad debido al aumento de la inercia de flexión del arco por la utilización de perfiles mayores que en obra nueva. La estabilidad también mejora gracias a que los tableros escogidos presentan una inercia mayor que los de obra nueva, lo que genera mayores carga de pandeo y coeficiente de seguridad.

Tal como lo plantea Schanack (2008), los dos aportes más significativos a la resistencia de pandeo son el aumento del momento de inercia del arco y el número de péndolas. Para el caso de obra de refuerzo la primera se cumple adecuadamente, sin embargo el aporte del número de péndolas no es igual en obra de refuerzos. En efecto, a pesar de existir un mayor número, la

disposición de las péndolas verticales genera modificaciones de los modos que no son los mismos de los puentes network, de manera que las reducciones de longitud de pandeo no se consiguen.

Finalmente, para el pandeo fuera del plano para arcos sin arriostramiento superior, la formulación para obra nueva se realiza a partir de ecuaciones empíricas y calibradas con ensayos numéricos. Por esta razón es razonable utilizar para obra de refuerzo los criterios de Eurocódigo y verificarlos mediante la formulación de Schanack (2008), con el cuidado de definir adecuadamente los parámetros constantes individuales para cada puente.

Si se considera un arriostramiento superior, se aprecia que el comportamiento del arco network es similar al de péndolas verticales, es decir, tiene un empotramiento único en la unión con el tablero (no tiene más apoyos en toda la luz del arco) y por ende, para obra nueva, no es posible un ancho del perfil del arco similar el dispuesto en el plano. Para evitar los posibles problemas de pandeo y estabilidad es necesario el arriostramiento superior entregando apoyo lateral, reduciendo los flectores transversales. En el caso del refuerzo, estas características son similares, recordando que el ancho del perfil del arco tiende a ser mayor que los de obra nueva. Por lo tanto, puede permitirse un mayor uso de arcos centrados.

Analizados cada uno de los elementos y puntos se presenta en la (Tabla 6. 13) un resumen de la comparación de criterios entre puentes de obra nueva y reforzados.



Tabla 6. 13. Comparación de criterios de diseño.

Elementos		Obra nueva	Obra refuerzo
Arco	Posición	Doble extremo	Único centrado (tablero < 8 m.) Doble extremo (tablero > 8 m.)
	Inclinación	No	No
	Arriostramiento	Según el caso	Vierendeel
	Tipo de trazado	Circular constante	Circular
	Relación Flecha/Luz	14 - 17 %	16-17%
	Tipo de perfil	H	Cuadrado
	Canto / Luz	1/128 - 1/367	< 1/127
Péndolas	Tipo de péndolas	1	2
	Número de grupos	2	3
	Distribución	Radial	Radial - Vertical
	Distancia péndolas	2 a 4 metros	2 a 3 metros
	Ángulo	45° a 65°	55° a 65°
Tablero	Material	Hormigón armado	Hormigón armado
	Tipo	Losa simple	Vigas long. y trans.
	Aumento de ancho	Vigas transversales	Vigas transversales (existentes)
	Utilización V.T	Si	Si
Aparato de apoyo	Esquema	Fijo-Deslizante	Fijo-Deslizante
	Tipo	Pot	Pot
	Número de aparatos	1 a 2 por arco	Según apoyos en el puente original
Conexiones	Acoplamiento péndola	Si	No
	Arco-péndola	Conexión placa y rosca	Conexión placa y rosca
	Péndola-tablero	Barra y placa embebida	Barra con placa inferior
	Péndola activa-tablero	no aplica	Barra con placa inferior especial
	Arco-tablero	Doble placa y empotramiento + pretensado	Doble placa y empotramiento + pretensado exterior Verificación alternativa con articulación del arco

## 6.7. Comparación económica/constructiva

Adicionalmente al estudio estructural y de elementos, es necesario para generar adecuadamente el método de refuerzo propuesto una estimación del coste que tiene su implementación. Para ello se ha decidido utilizar el caso del puente San Luis revisado y analizado en el presente documento a partir de los resultados y estructuración de los capítulos 3 y 4. Por otro lado, tal como se ha comentado en el capítulo 2, el puente San Luis cumple satisfactoriamente con las justificaciones y requerimientos para el cambio del esquema estático, entre los cuales se puede destacar la necesidad e implementación durante el año 2008 de una técnica de refuerzo mediante pilotaje (MOP 2006). Gracias a ello y al análisis de costos de este proyecto, es posible comparar el coste total de implementación del proyecto de refuerzo original respecto al presupuesto del refuerzo propuesto en este estudio.

Inicialmente se presenta medidas y costes del proyecto original en pesos chilenos en la (Tabla 6. 14), recordando que la metodología de instalación de pilotes de refuerzo se realiza mediante pilotera de hincado, emplazada en un terraplén adyacente al desvío sobre el cauce para evitar sobrecargar el puente. Se utilizan pilotes de tubos Yoder de 30 cm de diámetro y 12 m de

longitud, que se hincan a través de perforaciones en la losa del tablero, hasta una profundidad tentativa máxima de 15 m. Estos pilotes se afianzan a la estructura de la pila mediante encepado de hormigón armado que abrazan las fundaciones antiguas. La instalación de pilotaje requiere de la desviación del cauce del Estero a través de un pretil, a fin de abordar su instalación en forma separada. Estas actividades son las principales del proyecto, a las cuales se le suman las reparaciones del hormigón del tablero, aparatos de apoyos y mejoramiento del cauce.

Tabla 6. 14. Cantidades de obra y precios del proyecto de refuerzo original San Luis.

Partida	Unidad	Cantidad	Precio	Precio Total
<b>1.- INFRAESTRUCTURA</b>				
Hormigón H-30/SM	m <sup>3</sup>	57	156288	8908416
Acero para armaduras A63-42H	kg	3921.0	1228	4814988
Moldaje	m <sup>2</sup>	81	19021	1540701
Suministro de Pilotes de Tubos de Acero	m	450	74547	33546150
Hinca de Pilotes de Acero	m	450	98607	44373150
Perforación en losa para inca de Pilote	gl	1	8093373	8093373
<b>2.- SUPERESTRUCTURA</b>				
Reparación, limpieza y pintado de barandas existentes				
a) Limpieza y pintado de barandas existentes	m	140	53343	7468020
b) Reconstrucción de barandas	m	5	319668	1598340
Limpieza y reparación de sistemas de apoyos	n <sup>a</sup>	6	860276	5161656
Reemplazo de placas de apoyos defectuosas	n <sup>a</sup>	6	980086	5880516
Retiro de cantoneras en junta de dilatación y sum. Y coloc de juntas Elast.	m	43	386665	16626595
Retiro de barbancas de desagüe existentes y coloc. de barb. de desagüe	gl	1	922843	922843
Reparación de losa de calzada	m <sup>2</sup>	390	45073	17578470
Reparación de pasillos	m <sup>2</sup>	146	45073	6580658
Carpeta de Concreto Asfáltico para puentes	m <sup>3</sup>	20	300079	6001580
Losa de acceso	m <sup>3</sup>	10	300289	3002890
<b>3.- VARIOS</b>				
Inyección de fisuras y grietas	m	30	77394	2321820
Reparación de hormigones con Montero predosificado	m <sup>2</sup>	50	45073	2253650
<b>4.- PREPARACIÓN DEL AREA DE TRABAJO</b>				
Remoción de estructura	m <sup>3</sup>	10	102763	1027630
Remoción de pavimento de hormigón	m <sup>2</sup>	390	7927	3091530
<b>5.- MOVIMIENTO DE TIERRA</b>				
Remoción de material inadecuado	m <sup>3</sup>	12	4332	51984
Formación y compactación de terraplenes	m <sup>3</sup>	20	9674	193480
<b>6.- DRENAJE Y PROTECCIÓN DE LA PLATAFORMA</b>				
Embudos para descarga de agua	n <sup>a</sup>	4	230021	920084
Descarga de agua en tubos corrugados de media caña	m	60	89029	5341740
Construcción de canales fosos y contrafosos sin revestir	m	80	3394	271520

<b>7.- ELEMENTOS DE CONTROL Y SEGURIDAD</b>				
Cerco de alambre de púas	m	200	3927	785400
Portones de dos hojas	nª	2	528206	1056412
Señalización vertical lateral	nª	2	194615	389230
Demarcación de pavimento, línea central continua	km	0,072	1207171	86916
Demarcación de pavimento, línea Lateral continua	km	0,145	996395	144477
Tachas reflectantes	nª	60	5949	356940
Barreras metálicas simples de doble onda	m	144	52177	7513488
<b>8.- OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>				
Mantenimiento de tránsito	gl	1	8755841	8755841
Trabajos para retiro de badén provisorio y accesos	gl	1	7376071	7376071
Permisos de terrenos para desvío provisorio	gl	1	5474700	5474700
<b>9.- APLICACIÓN DE MEDIDAS AMBIENTALES</b>				
Instalación de faenas y campamentos	gl	1	389372	389372
Apertura explotación y abandono de empréstitos	gl	1	389653	389653
Plantas de producción de materiales	gl	1	666599	666599
Apertura uso y abandono de botaderos	gl	1	566230	566230
<b>10.- OBRAS EN CAUCE</b>				
Excavación directa c/agotamiento en T.C.N	m <sup>3</sup>	750	23603	17702250
Relleno estructural	m <sup>3</sup>	84	13415	1126880
Suministro y colocación de protección de cauce	m <sup>3</sup>	225	80456	18102600
<b>TOTAL</b>				<b>258454843</b>
<b>19% IVA</b>				<b>49106420,2</b>
<b>TOTAL GENERAL</b>				<b>307561263</b>

Los precios se consideran en pesos chilenos, por lo tanto si se asume una conversión del peso chileno como: 1 euro = 680 pesos chilenos (25 Diciembre 2011), el presupuesto total equivale a 452.296 euros.

El refuerzo propuesto incluye algunas actividades similares al proyecto original, específicamente asociadas a las reparaciones en la superestructura y actividades adicionales como señalética o instalación de faena. Sin embargo, el mayor cambio está asociado a la reducida intervención en la infraestructura, evitando las modificaciones en el cauce del río. De tal forma, a partir de las recomendaciones obtenidas de los capítulos 3, 4 y 5 se ha diseñado un refuerzo para el puente San Luis, que considera un único arco centrado con perfil cuadrado de 75x75x3,6 cm. y el uso de 26 péndolas pasivas network y tres activas verticales. Se incluyen actividades de aumento de la calzada y mejoramiento resistente del tablero para cumplir adecuadamente con la normativa vigente en Chile (según el Manual de Carreteras de Chile). Para la obtención del presupuesto se ha contrastado sus precios y mediciones (incluidos los sistemas de conexión) con una empresa especialista en el tema, considerando los materiales y mano de obra puesta en el lugar del puente, Chile. La (Tabla 6. 15) presenta las actividades y precios unitarios entregados por los especialistas.

Tabla 6. 15. Presupuesto del refuerzo alternativo propuesto.

Partida	Unidad	Cantidad	Precio	Precio Total
<b>1.- INFRAESTRUCTURA</b>				
Demolición de pilas	m <sup>3</sup>	43,79	73	3196,67
Corte de separación vigas y pilas	m <sup>2</sup>	763,25	2,88	2198,16
<b>2.- SUPERESTRUCTURA</b>				
Pintado de baranda	m	140	17,46	2444,4
Reparación puntual de baranda	m	5	49,06	245,3
Desmontaje de junta de dilatación	m	15	44	660
Formación de junta de dilatación	m	15	130,46	1956,9
Impermeabilización de tablero	m <sup>2</sup>	480	4,33	2078,4
Mezcla bituminosa	t	55,2	34,12	1883,42
Betún asfáltico	t	2,87	397,68	1141,34
Riego de adherencia	m <sup>2</sup>	480	0,36	172,8
Hormigón HA-25	m <sup>3</sup>	9,92	94,48	937,24
Acero B500 S	kg	1190,4	0,89	1059,46
Sistema de drenaje	m	21	7,9	165,9
<b>3.- VARIOS</b>				
Sellado de fisuras	ml	40	17,74	709,6
Equipo de inyección	p.a	1	630	630
Limpieza y limpiado de fisuras	ml	40	2,31	92,4
Apertura de fisuras	ml	40	5,69	227,6
Reconstrucción geométrica con mortero	m <sup>2</sup>	50	55,2	2760
<b>4.- PREPARACION DEL ÁREA DE TRABAJO</b>				
Demolición de estructuras	m <sup>3</sup>	84,4	43,79	3695,88
<b>5.- MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				
Excavación del terreno	m <sup>3</sup>	12	6,15	73,8
Terraplén con compactación	m <sup>3</sup>	20	5,49	109,8
<b>6.- ELEMENTO DE CONTROL Y SEGURIDAD</b>				
Pintado de faja de 10 cm	m	72	0,9	64,8
Pintado de faja de 15 cm	m	145	1,16	168,2
Cerramientos exteriores	m	200	15,87	3174
Tachas reflectantes	u	60	7,86	471,6
Barrera de seguridad metálica	m	144	66,35	9554,4
Placas señáleticas de aluminio	m <sup>2</sup>	8	309,84	2478,72
Postes para señáletica vertical	m	7	61,48	430,36
Base de acero galvanizado para señáletica	u	2	135,11	270,22
Barrera de hormigón prefabricado	m	144	230,31	33164,64
<b>7.- APLICACIÓN DE MEDIDAS AMBIENTALES</b>				
Instalación de faenas y campamentos	gl	1	572,61	572,61
Apertura explotación y abandono de empréstitos	gl	1	573,02	573,02
Plantas de producción de materiales	gl	1	980,29	980,29
Apertura uso y abandono de botaderos	gl	1	832,69	832,69

<b>8.- SUPERESTRUCTURA REFUERZO ALTERNATIVO</b>				
Acero S355JR para refuerzo	kg	57721,05	2,9	167391,05
Acero Y 1770 S2 en cordones	kg	3600	5,73	20628
Barras métrica M64	m	24,14	95,68	2309,72
Barras métrica M60	m	280,62	84,29	23653,46
Demolición de aceras	m <sup>2</sup>	87	5,45	474,15
Hormigón HA-35	m <sup>3</sup>	45	109,89	4945,05
Acero B500 S	kg	4500	0,89	4005
Soporte de neopreno	dm <sup>3</sup>	139,725	52,78	7374,69
Barrera de seguridad de hormigón	m	120	45,93	5511,6

<b>Beneficio industrial (6%)</b>	18.928,0
<b>Gastos Indirectos (13%)</b>	41.010,8
<b>IVA (19%)</b>	71.327,2
<b>Presupuesto ejecución por Contrata</b>	<b>446733,3</b>

De la comparativa de presupuesto es posible comentar que el proyecto propuesto es económicamente factible, con un presupuesto un 2% inferior al presupuesto del proyecto original (incluyendo los beneficios industriales y gastos indirectos no previstos en el proyecto original), convirtiendo esta nueva metodología en una alternativa competitiva. Pero más aún, pues dentro del presupuesto se ha considerado un aumento del tablero, cumpliendo con las exigencias de calzada y con la seguridad del cumplimiento de las solicitudes de servicio regidas bajo normativa vigente. A nivel económico, el beneficio se ve aumentado, pues la eliminación de las pilas evita en futuras inspecciones el control de elementos sumergidos y la reiteración de los efectos de socavación y erosión. Por el contrario, las futuras líneas de inspección se focalizan en el mantenimiento del sistema de péndolas y corrosión de los elementos metálicos.

Finalmente es importante notar que la obtención de este resultado permite confirmar la aseveración que esta técnica de refuerzo es sostenible, pues además de la mejoría en la estética e innovación del puente, puede asegurarse que es una técnica económica que adicionalmente tiene unas mejoras colaterales.

## **CAPÍTULO 7:**

### **CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

El presente capítulo recoge las conclusiones generales obtenidas del estudio realizado sobre el nuevo método de refuerzo de puentes mediante la transformación en un puente en arco de tablero inferior. El fundamento de este refuerzo consiste en la aplicación de arcos atirantados para la eliminación de pilas de soporte que presentan graves problemas de socavación y/o erosión. A continuación, se presenta un resumen de los conceptos, criterios y comentarios más relevantes obtenidos en cada uno de los capítulos de este trabajo que permiten valorar las ideas fundamentales de cara a la aplicación y futura implementación de esta técnica. Las ventajas y limitaciones del método permiten vislumbrar futuras líneas de estudio que complementen y amplíen el alcance de este trabajo.

## **7.1. Antecedentes y justificación de la técnica de refuerzo**

La elección de esta nueva técnica de refuerzo dentro del conjunto de opciones que actualmente existen y se utilizan extensamente, requiere un marco de referencia en el cuál su aplicación se vea justificada y valorada. Al respecto, es importante mencionar que la posibilidad de su uso no debe limitarse sólo a lo planteado en este trabajo, sino más bien investigar su posible ampliación.

La principal aplicación es frente a patologías de las pilas en puentes continuos, donde el fallo se produce por la socavación. Para que la alternativa de refuerzo sea competitiva, los fallos deben ser importantes o de difícil reparación con técnicas tradicionales.

Adicionalmente, es necesario considerar las condiciones del resto de elementos del puente, teniendo presente que se reutiliza la superestructura del puente. Por esta razón, el estado del tablero debe ser suficientemente resistente y durable para poder usarlo sin requerir importantes reparaciones y con la suficiente seguridad que la alteración de los estados tensionales producto de aplicación de nuevos elementos y procesos constructivos no genere un fallo de la estructura. Particularmente se requiere un tipo de material sin patologías y, preferentemente, daños sólo en los elementos no estructurales.

La aplicación del arco atirantado permite que las obras se realicen sobre el tablero con mínima intervención dentro del cauce. La eliminación de las pilas vuelve inexistente el problema de socavación y libera un mayor gálibo horizontal frente a crecidas del cauce.

Según los criterios de puente network las distancias que cubren satisfactoriamente mediante un vano libre, alcanzan los 200 metros en promedio, lo cual permite su uso de manera adecuada en puentes de mediana longitud con tramos que no superen los 30 metros.

A partir de la detección del fallo y necesidad de refuerzo, el procedimiento sigue con la identificación de los factores que estimen la factibilidad de refuerzo mediante arco atirantado network. El criterio se divide en los siguientes 6 grupos:

### a) Valoración histórica-social.

Se debe evitar la aplicación si, a nivel histórico, el método constructivo, los materiales o las técnicas aplicadas son singulares o están enmarcadas por acontecimientos simbólicos para la sociedad. En cuanto a nivel social la aplicación preferente se realiza cuando sea un aporte estético al entorno o reduzca las molestias en la ejecución del refuerzo.

b) Gestión.

Las actuaciones que favorecen la aplicación de esta técnica de refuerzo son puentes que requieren una inspección principal o especial y que tenga un costo económico y técnico elevado. Otro factor a considerar es el costo humano y/o económico directo e indirecto tras el colapso de un puente. También es aplicable cuando los informes hidráulicos son escasos o no actualizados. Finalmente, sí se realiza una intervención en cauce con cambios de sección, modificaciones al sistema de control o alteraciones en el coeficiente de rugosidad.

c) Patología.

Las patologías del tablero deben ser todas reparables. Para el caso de las pilas pueden presentarse patologías químicas como corrosión, ataque de cloruros y álcali-árido, o bien físico como abrasión, desgaste o impacto.

d) Esquema estructural.

En términos generales, la aplicación se realiza en puentes continuos, de varios vanos de pequeña luz, rectos y oblicuos. La cimentación puede ser de tipo superficial o profunda, que presenten un gran encepado y no haya certeza de apoyo en roca o suelo aceptable (sello de fundación).

Finalmente, se considera el uso de tableros con sección transversal tipo viga con tablero superior (verificado en este estudio), losa (por la estructuración de los puentes network) y posiblemente de tipo cajón. El material del tablero preferentemente es de hormigón, aunque puede estimarse también el uso de elementos metálicos o madera.

e) Ubicación.

La ubicación hace referencia al puente en general, pero también la posición de las pilas. Respecto a la ubicación general la técnica es aplicable en ríos confinados o inestables, con cauces curvos o estrechos. Adicionalmente, que el río presente avenidas o sea torrentoso con velocidad de transición del caudal y que sea considerado de poca importancia. También son candidatos los que se ubiquen en zona de dunas costeras y/o en zonificación sísmica. Respecto a la ubicación de la pila se consideran las que están muy cercanas al estribo o entre ellas, que se funden en “pozones” o sectores del río no confinados. También es aplicable si el suelo de fundación presenta yesos, tiene poca presencia de gravas o tiene un desequilibrio granulométrico. Finalmente, si las aguas son ácidas o pantanosas y hay presencia de sulfatos sueltos.

f) Valoración económica.

El nuevo refuerzo debe siempre evaluarse frente a las alternativas convencionales, por esta razón será viable su aplicación si la alternativa convencional se realiza mediante el recrecido de hormigón con aumento de encepado o uso de escollera. La otra técnica es el uso de pilotaje que carezca de estudio de suelo, con poca accesibilidad, errores de ejecución, problemas de gálibo, incompatibilidad suelo y técnica y que requieran trabajos adicionales en el cauce. Estos grupos muestran como las principales técnicas de refuerzo con las que compite el arco atirantado network son el pilotaje y el recrecido de pilas. Por ello se vuelve más competitivo cuando la técnica de pilotaje presenta dificultades de ubicaciones de martinete, la disposición de armadura in-situ, problemas de la junta de hormigonado o bien dificultades en la cimentación,



asociada a gravas gruesas (para el hincado del pilote) o incompatibilidades entre el material del pilote y el suelo, por ejemplo: acero y suelo duro, o madera y microorganismos o aguas estancadas.

Si la técnica de aplicación de pilotes fuese otra, los problemas a nivel constructivo se asocian a falsos rechazos por capa dura de poco espesor en técnicas por percusión; suelos granular y arenas saturadas en hincado por presión; presencia de arcilla o roca blanda en técnicas de perforación; o suelos no cohesivos en el caso de chiflón.

## **7.2. Conclusiones relativas al comportamiento estructural**

La ley de esfuerzos entre el puente original con configuración de viga continua de varios vanos y el puente network presenta diferencias en el tablero, fundamentalmente en la ley de momentos longitudinales. En el caso network esta ley presenta magnitudes muy pequeñas, siendo mayor en sentido transversal, por ello el uso en obra nueva de tableros con losas con espesores reducidos. En cambio la ley en puente continuo presenta importantes momentos negativos en los puntos de apoyos y momentos positivos en el sector de los vanos. Por esta razón, se recomienda el uso de un arco atirantado de péndolas network con tres grupos de péndolas: dos tipos network para los efectos en servicio y de modulación del proceso de levantamiento y un grupo de péndolas verticales encargadas de producir el levantamiento e inducir momentos negativos en el tablero en la zona de las pilas.

Esta condición define el comportamiento estructural de los elementos del puente reforzado, disponiendo un arco (centrado o lateral según el ancho del tablero) con perfiles mayores a los de puentes network debido al aumento de momentos de flexión en el plano semejantes a los transversales en el caso con arco único. Cada arco mantiene un sistema de conexión entre péndolas-arco similar a los de obra nueva, pero con algunas modificaciones en la conexión péndola-tablero.

Después del levantamiento del tablero por las péndolas verticales, los esfuerzos en el tablero se asemejan a los de una viga continua; por tanto, las péndolas network pasivas en etapa de levantamiento, se tesan generando una perturbación de esta ley, asemejando a un viga apoyada en múltiples apoyos elásticos con tres apoyos más rígidos referidos a las péndolas verticales.

## **7.3. Conclusiones respecto al modelo de análisis TEMEGA**

Tal como se ha verificado en el capítulo 3, el uso de un proceso iterativo de prueba y error permite detectar los elementos, problemas y criterios que definen el proceso de manera manual. Se descarta su uso en favor del segundo método (automatizado) si no se cuenta con la experiencia y criterios de diseño entregados en este documento.

A partir de ello se desarrolla la herramienta TEMEGA (Tensioning Method by Genetic Algorithm). El método consiste en una codificación en lenguaje Visual Basic del método de optimización mediante algoritmo genético en interacción con un programa de análisis estructural. El sistema de algoritmo genético es escogido porque:

- No requiere información previa, y de tenerse, puede aplicarse a las variables en estudio, mejorando el proceso de optimización.
- Puede utilizar variables discretas y continuas.

- Permite entregar un conjunto de óptimos en problemas de optimización multiobjetivo.
- Puede aplicarse a todo tipo de problemas (incluidos los complejos y no lineales).
- Frente a un número reducido de variables, los tiempos de convergencia son bajos.

Lo cual comparativamente con los procesos de optimización clásicos presenta un beneficio en relación a:

- Una sencilla codificación en diferentes lenguajes entregando un muy buen rendimiento en la búsqueda de conjuntos de soluciones.
- Utilización de una codificación de parámetros, lo que permite su uso en cualquier tipo de problemas.
- Puede encontrar banda de soluciones factibles y no sólo un óptimo global.
- La función objetivo (función de bondad) es considerada como un dato más dentro del proceso.
- La transición en los pasos de convergencia se rige por reglas de tipo probabilístico.

TEMEGA considera como funcionamiento del algoritmo:

- Operaciones: Reproducción (selección de dos mejores), Cruza y Mutación (entre cromosomas, y diferenciador entre tipos de gen).
- Población: Conjunto de siete métodos de levantamientos (cromosomas candidatos)
- Restricciones: Explícitas (en las péndolas) y Penalización (en las funciones objetivo).
- Fin proceso: Número de iteraciones.

Tras la aplicación de la herramienta se ha observado un rendimiento mejor respecto al método manual obteniendo resultados más precisos y en mayor cantidad.

La calibración de TEMEGA permite entregar criterios de uso de la herramienta resumidas en un número de individuos en la población idealmente mayor a siete, uso del factor FS equivalente a 1, parámetros de la función de bondad ( $\alpha$  y  $\beta$ ) en relación de equivalencia (0,5) para conseguir un adecuado equilibrio entre levantamiento y buen comportamiento del tablero. Se aconseja usos reducidos de mutación en comparación a la cruza (15 – 60 % respectivamente). Se recomienda un uso de la mutación del gen de orden bajo.

#### **7.4. Conclusiones relativas a la etapa de construcción**

El estudio paramétrico llevado a cabo en el capítulo 4 ha permitido obtener las siguientes conclusiones.

- Sección transversal del arco.
  - a) Si se realiza una optimización con perfiles de baja inercia y capacidad resistente en el plano del arco se producen dos comportamientos negativos: incapacidad de levantamiento o fallos en la capacidad del arco.
  - b) Si se realiza una optimización con perfiles de alta inercia y capacidad resistente se pueden producir fallos en la BAM, aunque con un rango de utilidad más amplio.

En consecuencia, el criterio de uso de perfil apunta a secciones en cajón cuadradas y simétricas con dimensiones mayores a los 55x55x3,6 cm.

- Relación flecha/luz del arco.

El estudio comparado con un trazado parabólico permite observar el mejor comportamiento del caso circular.

Se estudia un rango de relaciones desde  $1/10$  a  $1/5$ , con una intensificación en los rangos  $1/7$  a  $1/5$ , a partir de las recomendaciones de puentes en obra nueva. Es precisamente este último el rango de criterio para la obtención de soluciones aceptables.

- Relación áreas de péndolas.

El estudio considera los tipos de péndolas network utilizadas para obra nueva, es decir, barras de 2 a 10 centímetros de diámetro. Su dimensionamiento se realiza respecto al área de las péndolas verticales. Se recomienda la aplicación de una relación cercana a uno.

- Configuración péndolas pasivas

Se utilizan en el estudio cuatro configuraciones, a saber: sin péndolas, con verticales (con diferente número) y tipo network.

Se ha comprobado que no es posible realizar el proceso de levantamiento sin el uso de algún sistema de péndolas pasivas que generen una correcta redistribución de los esfuerzos en el tablero inducidos por la puesta en tensión de las péndolas principales. La falta de estas péndolas induce fisuras en el tablero, tanto a tracción como a compresión.

Para un adecuado comportamiento del arco en la fase de construcción es recomendable un espaciamiento reducido de las péndolas pasivas en el arco y tablero (2 a 4 metros).

El uso de las péndolas network de forma pasiva en etapa de levantamiento es la mejor alternativa en relación al comportamiento tensional del tablero. Se recomienda su uso porque los esfuerzos inducidos por el proceso de levantamiento se asemejan a la acción de cargas puntuales en cada uno de los apoyos levantados, de la misma forma que en obra nueva la distribución de esfuerzo mejora con las péndolas network al ser solicitado el puente mediante cargas puntuales (vehiculares).

Un arreglo adecuado network debe evitar unión de péndolas en un solo sector, tanto en el tablero como en el arco, volviendo más eficiente el sistema. Se recomienda una distribución radial con un número reducidos de péndolas, según la distancia entre ellas y la geometría del arco.

Cuando el orden de tesado es simétrico los resultados son semejantes en los casos de péndolas vertical y network, sin embargo para ordenes de tesado asimétricos la ventaja es clara para la configuración network.

- Pretensado exterior

Se debe trabajar como una variable par: fuerza y excentricidad de pretensado exterior, la cual presenta gran influencia en el proceso de levantamiento del tablero. Su acción es más reducida en lo referente a arco y péndolas.

La posición tiene una influencia altísima en el comportamiento general del tablero del puente y en los buenos resultados del proceso de levantamiento.

La fuerza de pretensado aplicada depende de los empujes del arco y la función de bondad, lo cual entrega un rango admisible definido por la BAM. Se recomienda el uso de fuerzas de pretensado capaces de contrarrestar los empujes del arco (por combinación vehicular) y sin excentricidad.

- Inercia en vigas transversales

En los puentes originales, el diseño de las vigas transversales o diafragmas estaba enfocado en la distribución transversal de cargas en el tablero y para la acción de cargas laterales. En el puente reforzado se añade la función de colaboración en la resistencia de las cargas puntuales al aplicar las péndolas verticales en el proceso de levantamiento.

Por lo tanto, el uso de las vigas transversales como elemento colaborador esta supeditado a posibles modificaciones estructurales, o bien a la aplicación de refuerzos.

Se ha estudiado la modificación de la capacidad de las vigas transversales mediante dos métodos de refuerzo: aumento de inercias (sin peso adicional) y aumento del canto de la sección (con aumento de peso).

El incremento de inercia por aumento de canto en las vigas transversales tiene un efecto limitado sobre el resto de elementos estructurales del puente. Su aplicación se desaconseja por aumentar el peso del tablero e inducir fallos tensionales.

La necesidad de redistribución del aumento de momento flector en el tablero en la zona cercana a la unión con el arco, sobre todo cuando el perfil del arco tiene dimensiones significativas, ha puesto de manifiesto que la modificación de la curvatura del arco tiene poca influencia en la redistribución. Sin embargo, la disposición de péndolas pasivas de retención incorporadas al proceso de optimización TEMEGA redistribuyen los esfuerzos al mallado network de manera adecuado, por lo tanto, su uso es recomendado a partir del criterio de elección del estimador ( $\lambda m$ ) que compara el buen desempeño en función bondad y la reducción de momento de borde para diferentes configuraciones de estas péndolas.

En lo relativo a la fase de tesado de las péndolas network, los resultados permiten concluir que:

No se consigue generar un comportamiento similar al esperado en obra nueva. Actúa como amortiguador de los momentos máximos, participando en obra de refuerzo como péndolas auxiliares en la reducción de esfuerzos en el tablero. Las péndolas network pueden utilizarse como modulador de las tensiones en el tablero. En consecuencia, la utilización del tesado network actuando como modulador y amortiguador de tensiones y esfuerzos es clave en casos límite para el correcto uso del refuerzo mediante arco, pues permite cumplir con los requisitos de tensiones y esfuerzos, además de permitir generar los criterios de diseño según los requisitos de las etapas constructivas. Ello se debe a que el tesado network genera una disminución del esfuerzo en péndolas verticales y de los máximos esfuerzos en el arco de cara a las combinaciones de carga en servicio. Además de modular las flechas ascendentes. Por ello permite generar mínimos tesado aceptable en péndolas y reducir las flechas según los criterios de admisibilidad.

Finalmente, se recomienda utilizar el tesado network mediante TEMEGA, ya sea como primera aproximación y modificar los resultados según los criterios del estado de servicio.

## 7.5. Conclusiones relativas al comportamiento en servicio

- Comportamiento frente a sismo

El análisis de frecuencias pone de manifiesto que el refuerzo provoca un cambio en la flexibilidad del puente siendo mayor al convertirse en un puente network. Esto, frente a efectos de resonancia y para el tipo de suelo normado en Chile, consigue mejoras respecto al puente original. La transformación estructural de puente de viga continua a puente network genera un desplazamiento en la curva de aceleración sísmica v/s periodo, siendo el caso del puente network más cercano a la curva descendente.

Es necesario el tesado de péndolas network, tal que actúe frente a acción sísmica, para evitar cambios estructurales y para colaborar en los procesos de amortiguamiento de la estructura.

- Empotramiento arco-tablero

Los efectos que produce el empotramiento entre arco y tablero no son deseados. Por tanto la aplicación de un sistema rotulado no exento del arco y el tablero es aconsejable.

La incidencia del efecto de empotramiento es despreciable en las vigas que no soportan el arco directamente. La redistribución de esfuerzos en arco y tablero debido a la aparición de rotulas plásticas en la zona de empotramiento, inicialmente no son un problema para la admisibilidad de esfuerzos. Se exige un estudio de la ductilidad del tablero y su capacidad para la formación de rótulas plásticas como criterio para la aceptación del método, si no se escoge como medida de solución la articulación del arco en la base.

Resulta aconsejable la utilización de mecanismos que reduzcan los momentos inducidos por empotramiento, no sólo mediante modificaciones de la zona de perturbación o péndolas de retención, sino también pensando a través de una modificación del sistema de uniones, siempre que ello no incurra en costos elevados.

- La aplicación de una configuración network con tesado es necesaria y recomendable tanto para la última fase del proceso constructivo como para el correcto funcionamiento en servicio frente a cargas de uso.
- Las péndolas verticales tienen cotas de tesado en estado en servicio, condicionadas según máximos por cargas vehiculares y mínimos por cargas de sismo vertical. Estas cotas deben incorporarse al estudio del proceso de TEMEGA para evitar posibles fallos por fatiga o pérdida de tesado.
- Puede considerarse que las flechas obtenidas son reales debido que no hay presencia de relajación en las péndolas y al uso de hormigones antiguos que han desarrollado con anterioridad todos los procesos de deformaciones.

- El prediseño del pretensado exterior debe ser realizado a partir de modelos sencillos, los cuales consideren inicialmente una combinación de cargas permanentes más cargas vehiculares.
- Se genera una disparidad en las reacciones en los apoyos, debido a que los esfuerzos inducidos por el arco no tienen una adecuada distribución entre los apoyos.

Para explicar bien este estudio general se entrega un resumen del comportamiento más significativo del refuerzo optimizado en los puentes San Luis y Puangue.

### **7.5.1. Estudio del puente San Luis en servicio**

- Capacidad resistente del arco satisfactoria, con recomendaciones de uso de perfiles simétricos. Su diseño queda regido por cargas de viento y temperatura.
- El sistema longitudinal del tablero (viga exterior) no sufre daños, debido a que los máximos esfuerzos no alcanzan los límites del puente original. Sin embargo, sí existen problemas por el decalado de las leyes de esfuerzo. Para su solución se proponen tres vías: Inspección “in situ”, refinamiento del proceso de optimización de levantamiento, refuerzo complementario.
- Se detectan posibles problemas asociados a momentos transversales en las vigas longitudinales en el sector de borde.
- Falta de capacidad a flexión en el centro luz de las vigas transversales, inducido por las cargas puntuales de péndolas verticales en combinación con las cargas vehiculares.
- La deflexión del tablero es admisible, afectado por cargas de sismo vertical y vehicular. Puede mejorarse el resultado debido a que queda un remanente de flechas ascendentes no necesarias.
- El tesado de péndolas verticales es suficiente para soportar las cargas de servicio. No presenta problemas por fatiga ni pérdida de tensión que ponga en riesgo la estructura.
- El tesado de péndolas network queda dentro de las restricciones de tensión máxima por fatiga y rotura para toda combinación de cargas. Respecto a las pérdidas de tesado sólo ocurre para combinaciones de carga de sismo vertical.
- La reacción vertical en el estribo presenta aumentos cercanos al 250% respecto al puente original.
- La distribución de la reacción es pequeña, alcanzando un 7,3% a los apoyos laterales.

En general para el puente San Luis puede comentarse que con el uso de 3 péndolas verticales activas es posible realizar el levantamiento de todo el tablero. Además, se definen los criterios de diseño en servicio como: la búsqueda de mínimos tesado en péndolas con similitud en todas ellas (para efectos en el plano); menores perfiles del arco y reducción de la relación flecha/luz (para efecto fuera del plano).

### **7.5.2. Estudio del puente Puangue en servicio**

- Las vigas longitudinales se ven afectados por las mismas combinaciones de carga que el puente San Luis, con la diferencia que la que soporta el arco presenta mínimas diferencias entre las cargas de servicio y las capacidades resistentes.
- Las vigas transversales presentan la suficiente holgura para soportar las cargas de servicio.

- Las flechas están dentro del rango admisible. Se estima un valor mayor debido a la necesidad de un tesado muy grande en fase network para evitar efectos de compresión de péndolas en estado de servicio.
- El tesado de péndolas verticales es suficiente para soportar las cargas de servicio. No presenta problemas por fatiga ni pérdida de tesado que ponga en riesgo la estructura.
- El tesado network cumple satisfactoriamente frente a cotas máximas de tensión, pero sufre problemas de pérdida de tesado en 28 de las 30 péndolas network exclusivamente frente a cargas de sismo vertical.

## 7.6. Conclusiones generales y criterios de diseño

El estudio desarrollado en este trabajo permite definir un nuevo método de refuerzo para los casos en que las técnicas convencionales no son una alternativa viable por los elevados costos o riesgos de su implementación. El valor que tiene esta propuesta radica en entregar una nueva técnica cambiando el paradigma de refuerzo, incorporando en la solución modificaciones conceptuales que incluyen cambios estructurales y con un alto valor estético.

Adicionalmente, el método presentado no sólo consigue la reducción de costos directos del problema resuelto, sino que permite eliminar la causa de la patología, por lo que la posibilidad de reiteración de los problemas es eliminada.

La implementación de la técnica no se limita a los problemas de socavación o erosión de pilas, sino que la metodología entregada permite estimar de manera rápida y con alto grado de precisión, el uso en otro tipo de casos relacionados con la eliminación de pilas por necesidades de gálibo inferior o espacio.

La entrega de herramientas de optimización automatizadas mediante análisis estructural facilita la obtención de los esfuerzos y magnitudes de comparación, lo que permite su aplicación no sólo a los casos utilizados de ejemplo (puentes San Luis y Puangue) sino que consigue que se pueda generalizar su uso a diferentes secciones transversales de tableros, número de pilas de apoyo, características de los materiales y tipos de refuerzo. Lo relevante es que la metodología que se ha presentado ha intentado buscar las peores condiciones del puente para la aplicación de la técnica, por lo que la verificación y aceptación general de la herramienta y el método constructivo se vuelve más sencilla y aplicable a otras condiciones. Por ejemplo los casos en que se tenga mayor conocimiento de las propiedades del puente, estructuraciones menos exigidas por los estados de carga, entre otros.

Sin duda, la aplicación del método constructivo recomienda el uso de la técnica automatizada para el proceso de levantamiento. Sin embargo, el estudio paramétrico y la experiencia que se ha adquirido en los diferentes análisis de sensibilidad, permiten inducir un uso sin esta herramienta a partir de la aplicación de los rangos y criterios de diseño que se proponen a continuación y que reducen los tiempos de iteración de “Prueba y Error” en la generación de los métodos constructivo y de levantamiento de manera manual.

De manera general, la aplicación del refuerzo mediante arco atirantado requiere el uso de péndolas network en su fase de construcción y es, sin duda, un beneficio adicional en el comportamiento en estado de servicio. Los resultados obtenidos en cada una de las fases constructivas en estado tensional, como el comportamiento adecuado para cargas gravitatorias, cargas laterales de viento, efectos de temperatura y gradiente, y el estudio de cargas accidentales de sismo en sus tres direcciones, permiten concluir del adecuado funcionamiento de la nueva estructuración del refuerzo, y definirla como una alternativa factible de realización.

Por esta razón, el conjunto de criterios de diseño, organizados y comparados con los puentes de obra nueva de arcos tipo network, además de la definición de secuencias constructivas y soluciones de conexión y actividades, facilitan la incorporación de esta nueva técnica de refuerzo en los análisis de evaluación de proyectos respecto a la elección del tipo de intervención que se realizará. Para ello se ha presentado una primera estimación de actividades y costos del refuerzo del puente San Luis comparando entre los trabajos convencionales realizados (pilotaje de las cimentaciones) y el refuerzo mediante arco atirantado, obteniendo un costo total para el refuerzo propuesto un 2% menor.

Finalmente, la admisibilidad del método no termina como tema en este trabajo, sino que abre todo un campo de estudio referente a los detalles y especificaciones del refuerzo, las justificaciones de su uso, la posibilidad de extrapolación a otras tipologías, pero sobre todo, la inquietud de realizar obras que se alejen de lo convencional y no se restrinjan únicamente a valores económicos, sino que se combinen con la investigación conceptual, social y estética tan necesarias en un ingeniero civil dentro de una comunidad.



Se presentan a continuación el rango de parámetros como criterio de diseño para cada uno de los elementos del refuerzo mediante arco atirantado. Su aplicación en el método constructivo puede realizarse (idealmente) mediante TEMEGA o bien realizar un estudio de “Prueba y Error”.

Elementos	VARIABLES DE ESTUDIO	Parámetros	Criterio de diseño	Análisis	Hipótesis de carga	
<b>Arco</b>	Tipo de perfil	Posición	Único centrado (tablero < 8 metros)	Axil	Vehicular (I - III)	
			Doble extremo (tablero > 8 metros)			
	Flecha/arco	Inclinación	No	En el plano	Vehicular (I - III)	
			Arriostramiento	Vierendeel	Fuera del plano	Viento y Grad (Vb)
			Tipo de trazado	Circular	FU arco - Clave	Viento y Grad (Vb)
	Trazado	Relación Flecha/Luz	16-17%			
		Tipo de perfil	Cajón cuadrado	FU arco - Arranque	Viento (II)	
Canto / Luz		< 1/127				
<b>Péndolas</b>	Relación de péndolas	Tipo de péndolas	2	<b>Péndola vertical</b>		
		Número de grupos	3	Flecha máx.	Vehicular (I)	
		Distribución	Radial - Vertical	Flecha mín.	Sismo vertical (VIII e)	
		Relación áreas	0,67 - 1			
	Configuración network	Distancia péndolas	2 a 3 metros	Fuerza	Vehicular (I - III)	
		Unión de péndolas	No	<b>Péndola network</b>		
Ángulo		55° a 65°	Fuerza	Vehicular (I - III)		
<b>Tablero</b>	Longitud total	Material	Hormigón armado	M(+) interior	Sismo vertical (VIII e)	
				M(+) exterior	Vehicular (I)	
	Peso total	Tipo	Vigas long. y trans.	M(-) interior	Viento y T° (V - III b)	
				M(-) exterior	Vehicular (I)	
	Inercia vigas	Aumento de ancho	Vigas transversales (existentes)	M. Transv. Borde	Viento (II)	
				M. Transv. Centro	Sismo transversal (VIII d)	
		Utilización V.T	Si	Flecha	Vehicular (I)	
			Viga Transversal	Vehicular (I)		

<b>Elementos</b>	<b>VARIABLES DE ESTUDIO</b>	<b>Parámetros</b>	<b>Criterio de diseño</b>	<b>Análisis</b>	<b>Carga de servicio</b>
<b>Aparatos de apoyo</b>	-	Esquema	Fijo-Deslizante	Despl. Longitudinal	Gradiente (III c)
		Tipo	Pot	Reacción Transv.	Sismo transversal (VIII d)
		Número de aparatos	Según apoyos en el puente original	Reacción Long. Min.	Vehicular (I)
				Reacción Vertical	Vehicular (I)
<b>Conexiones</b>	Fuerza pretensado	Acoplamiento péndola	No		
		Arco-péndola	Conexión placa y rosca		
		Péndola-tablero	Barra con placa inferior		
	Excentricidad pretensado	Péndola activa-tablero	Barra con placa inferior especial		
		Arco-tablero	Doble placa y empotramiento + pretensado exterior		
			Verificación alternativa con articulación del arco		

## 7.7. Futuras líneas de investigación

El presente trabajo permite mostrar la factibilidad del cambio estructural como método de reparación, aportando una metodología y unos criterios de diseño que ayudan a guiar a los ingenieros que deseen realizar este tipo de refuerzo. Pero junto a ello, se ha abierto un nuevo campo de estudio basado en una concepción de modernización de puentes y refuerzos singulares. Por esta razón el presente trabajo no es más que el inicio de un abanico de futuras investigaciones que se desarrollan en la intensificación de estos temas o bien en la ampliación mediante otros casos.

En lo referente a la ampliación de esta línea de estudio, las futuras investigaciones deben desarrollarse en el ámbito de sistematizar la técnica, analizando las alternativas estructurales y tecnológicas del uso de arcos atirantados. Estos estudios permitirán definir y acotar las actuaciones de este refuerzo, su aplicabilidad a nuevas tipologías de puentes originales, a nuevas zonas geográficas y patologías.

En particular, se proponen los siguientes estudios como líneas futuras de investigación:

- a) Estudio de la no linealidad de acero del arco a nivel de material.
- b) Determinar elementos tecnológicos de uniones y conexiones alternativas con su debida verificación.
- c) Realizar una extrapolación de la metodología para otros tipos de secciones del tablero, principalmente losa y cajón.
- d) Intensificar el estudio de los parámetros de largo y ancho de tablero. Incluir el estudio de la disposición y número de arco (dos o más arcos en puentes con anchos mayores a 8 metros).
- e) Actualizar la herramienta TEMEGA con la incorporación de los nuevos estudios paramétricos y generar una plataforma amigable para hacer más sencillo el cálculo del método constructivo.
- f) Incorporar en el estudio puentes de tramos isostáticos e identificar las posibles tecnologías necesarias para su diseño.
- g) Profundizar en la comparación del refuerzo propuesto respecto a refuerzos convencionales, considerando un estudio económico detallado y de métodos de ayuda de decisión mediante expertos.
- h) Realizar estudios e investigación de otros refuerzos alternativos, proponiéndose como tipologías los atirantados o celosías, identificando la aplicabilidad de ellos para la eliminación de pilas o soportes en relación a los arcos atirantados network.

## **REFERENCIAS**

ACI 201. (2000) “Guía para la durabilidad del hormigón”, Comité ACI 201, vigente del 6 de Septiembre 2000 como ACI 210.2R-01,. American Concrete Institute, Detroit, Michigan, Estados Unidos.

Alisson Seaurz. (2006) “Dimensionamiento hidráulico optimizado de puentes con terraplenes”, Tesis Universidad de Piura, Perú.

Alonso, F.A. (2006) “Optimización conjunta de las políticas de mantenimiento y rehabilitación en puentes mediante algoritmos genéticos. Aplicación al sistema de gestión de puentes del estado de Chiapas”. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

Andrade, C., Alonso, C. Feliu, S., & González, J.A. (1996) “On-site measurement of the corrosion rate”, Recent Advances in Bridge Engineering, pp. 352-366, CIMNE, Barcelona, España.

Aparicio, A.C. & Casas, J.R. (2008-2009) Apuntes curso “Ponts”, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports, UPC, Barcelona, España.

ARCHES (2009) “Deliverable D-10 – Recommendations on dynamic allowance”, European Project – VI Framework Program, Bruselas, Bélgica.

Arenas de Pablo, J (1999) “Los puentes en España a lo largo del siglo XX”, Estructuras y técnicas de la construcción. Revista de Obras Públicas, N° 3388, España.

Bailey S.F., Antille, S., Béguin, P., Imhof, D. & Brühwiler, E., (2002) “Niveau de sécurité requis pour l'évaluation des ponts-routes existants, Report Nr. 566, Union Suisse des professionnels de la route (VSS)” Zurich, Suiza.

Belegundu, A. & Chandrupatla, T. (1999), “Optimization Concepts and Applications in Engineering”, Cambridge University Press, Gran Bretaña.

Bermúdez, M.A. (2007) “Corrosión de las armaduras del hormigón armado en ambiente marino: zona de carrera de mareas y zona sumergida”, Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

Branke, J., Deb, K., Miettinen, K. & Slowinski, R. (Ed.) (2008) “Multiobjective Optimization Interactive and Evolutionary Approaches”, Ed. Springer-Link, Series: Lecture Notes in Computer Science, Vol. 5252, Berlin, Alemania.

Brunn, B. & Schanack F. (2003), "Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards", Diploma Thesis, Technische Universität Dresden, Alemania.

Brush, D. & Almroth, B.O, “Buckling of bars, plates and shells”, Mc Graw-Hill Book Company, Nueva York, Estados Unidos.

Canchari, E. (2009) “Interfaz de Programación para aplicaciones del SAP2000 y Visual C# fundamentado en MathCad”, TFC Ingeniería Civil, Universidad Nacional San Cristóbal de Huamaya, Perú.

- Casas, J. R. & Hostalet F. (2008-2009) Apuntes curso “Inspecció, manteniment, avaluació i reparació d’estructures”, Escola Tècnica Superior d’Enginyers de Camins, Canals i Ports, UPC, Barcelona, España.
- Cobo, A. (2001) “Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado: Causas y procedimientos de rehabilitación”, Ed. Fundación Escuela de la Edificación, Madrid, España.
- Collette, Y. & Siarry, P. (2003) “Multiobjective optimization: principles and case studies”, Ed. Springer, Berlin, Alemania.
- Contreras, C & Valenzuela, M. (2009) “Materiales avanzados para la reparación de hormigón armado”, Anales de Construcciones y Materiales Avanzados. Volumen 8. Curso 2008-2009. SÈRIE: DOCENCIA, UPC, Barcelona, España.
- Cordero, M. (2005) “Estudio de la vida útil de estructuras de hormigón pretensado frente a corrosión por cloruros”, Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería de la Construcción, UPC, Barcelona, España.
- Dabrowski, R. (1960) “Seguridad del pórtico ante el pandeo bajo cargas con dirección variable” (en alemán), Der Bauingenieur, Vol. 35, pp. 178-182, Berlín, Alemania.
- DICTUC. (2007) “Informe Dirección de Investigación Científica y Tecnológica de la Pontificia Universidad Católica de Chile”, Chile.
- Dirección general de aeronáutica civil, DGAC. (1997), “Anuario climatológico”. Dirección meteorológica de Chile. Subdirección climatología y meteorología aplicada, años 1970-1997, Santiago, Chile.
- Dreó, J., Siarry, P., Pétrowski, A. & Taillard E. (2006) “Metaheuristics for hard optimization: methods and case studies” Ed. Springer, Berlín, Alemania.
- Estevéz, P. (1997) “Optimización mediante algoritmo genético”, Anales del Instituto de Ingeniería de Chile (pp. 83-92), Santiago, Chile.
- Eurocódigo 3: Diseño de estructuras de acero. EN 1993-2:2003. CEN, Bruselas, Bélgica.
- Feliu, S & Andrade, M.C. (1991) “Corrosión y protección metálicas” Volumen II, Consejo superior de investigaciones científicas, Madrid, España.
- Fernández Cánovas, M. (2004) “Hormigón”, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España.
- Fernández Troyano, L. (1999). “Tierra sobre el agua: visión histórica universal de los puentes”, Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Madrid, España.
- Fiedler, C. (2004) "Comparison of different lower chords in Network Arch Bridges", Diploma Thesis, Technische Universität Dresden, Alemania.
- Freeman, J. (1993) “Simulating Neural Networks with Mathematica”, Addison Wesley Universidad de Michigan, Estados Unidos.

GEHO. (1989) “Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas” Grupo español del hormigón, Boletín N° 2, España.

GEHO. (1989) “Morteros de reparación” Grupo español del hormigón, Boletín N° 4, España.

Goberna, M.A., Plá V. & Puente, R. (2004) “Optimización lineal: teoría, métodos y modelos”, Ed. McGraw-Hill, Madrid, España.

Goldberg, D. E. (1989) “Genetic Algorithms in Search Optimization and Machine Learning” Addison-Wesley Publishing Co., Inc. Reading, Mass. Estados Unidos.

Goldberg, D. & Parthasarathy, P. (2000) “Structural Design using a Hybrid Genetic Algorithm”. National Science Foundation. DMI-9908252, CMS-9912559, AFOSR Grant No. F49620-00-0163, Estados Unidos.

Goldberg, D. (2002) “The design of innovation: lessons from and for competent genetic algorithms”, Ed. Kluwer Academic, Boston, Estados Unidos.

González, L. (2001) “Patologías más frecuentes en puentes de hormigón armados en las carreteras”. Cimbra: Revista del Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas, N° 342 pp. 36-39. España.

González, M.P. (2004) “Identificación de daño sísmico en estructuras de edificios”, Tesis Doctoral, Departamento de Construcción e Ingeniería de Fabricación, Universidad de Oviedo, Oviedo, España.

Grabe, W. & Geibler, K. (2001) “Acerca de la estabilidad de arcos de puentes en arco atirantado” (en alemán), Festschrift Prof. Albrecht, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau 5, TU Munchen, pp. B1-B12, Munich, Alemania.

Hair, J., Anderson, R., Tatham, R. & Black, W. (1999) “Análisis multivariable”. Editorial Prentice-Hall Iberia. Madrid, España.

Helene, P. & Pereira, F. (2003) “Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón, Red Iberoamericana. San Pablo, Brasil.

Hennings, E. (2006) "Calculation and Drawings of the Río Carbon Network Arch Bridge, Perú", Memoria de Cálculos, Edición Internet: <[www.network-arch.com](http://www.network-arch.com)>.

Hernández, S. (1993) “Del Diseño Convencional al Diseño Óptimo. Posibilidades y Variantes. Parte I. Análisis de Sensibilidad y Optimización Local y Global”. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Calculo y Diseño en Ingeniería, Volumen 9, N°1. Ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España.

Hernández, S. (1993) “Del Diseño Convencional al Diseño Óptimo. Posibilidades y Variantes. Parte II. Optimización Multi-objetivo y Sensibilidad de la Solución Óptima”. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Calculo y Diseño en Ingeniería, Volumen 9, N°3. Ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España.

Iowa Highway Research Board (2006) “An Illustrated guide for monitoring and protecting bridge waterways against scour” Project TR-515. Iowa, Estados Unidos.

- Jimenez, E. (2004) “Introducción al análisis multivariable”, Primera parte, curso 2004-2005 Facultad de Económicas UAB, Barcelona, España.
- Jiménez Salas, J. A. (1980). “Geotecnia y cimientos”, Ed. Rueda, Madrid, España.
- Juarez, E. & Rico A. (2000) “Mecánica de suelos. Tomo 2. Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos”. Ed. Limusa-Noriega, México D.F., México.
- Kollar, L. (1999) “Structural Stability in Engineering Practice”, E & FN Spon, Londres, Gran Bretaña.
- Maciel, M.C. (2000) “Introducción a la Optimización Numérica”, Notas de Optimización, Publicaciones digitales Serie D, Departamento de Matemática, Universidad Nacional de Cordoba, Cordoba, Argentina.
- Mallett, G.P. (1994) “Repair of concrete bridge – State of art review” Ed. T. Telford, Londres, Gran Bretaña.
- Man, K., Tang, K., & Kwong, S. (1999) “Genetic algorithms: concepts and designs”, Ed. Springer, Londres, Gran Bretaña.
- Manterola, J. (1999) “Criterios de Evaluación del estado de los puentes”, I Simposio Nacional sobre Conservación, Rehabilitación y Gestión de Puentes, Madrid, España.
- Manterola, J. (2006) “Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción” Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Colección Escuelas, Madrid, España.
- Martín-Vide, J. P. (2002) “Ingeniería de ríos”, Edicions UPC, Barcelona, España.
- Mays, G. (1992) “Durability of concrete structures”, E & FN Spon, Londres, Gran Bretaña.
- Millanes, F., Carnerero, A. & Hue, P. (2008). “Puente arco sobre el río Deba”, IV Congreso de ACHE. Congreso Internacional de Estructuras, Valencia, España.
- Millanes, F., Ortega, M, & Carnerero, A. (2010) “Proyecto y ejecución de dos arcos mixtos con elementos tubulares y sistema de péndolas tipo “network”: Puentes Arco de Deba y Palma del Río”, Realizaciones y Proyectos, Revista Hormigón y Acero, Volumen 61, Nº 257, pp. 7-40. España.
- Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, (2002) “Manual de Carreteras de Chile”, Santiago, Chile.
- Monleón, S. (1997) “Ingeniería de Puentes: análisis estructural”, Universidad Politécnica de Valencia. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Valencia, España.
- Monleón, S. (2003) “Curso de modelización y análisis de puentes / Cuaderno de Concepción de Puentes”, Universidad Politécnica de Valencia. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Valencia, España.



MOPU. (1988) “Control de la erosión fluvial en puentes”, Geotécnia, Área de Ingeniería, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid, España.

MOP, Transporte y Medio Ambiente. (1996) “Curso sobre: Cimentaciones de puentes”, CEDEX, Madrid, España.

Müller, T.H. (1969) “Umbau der Strassenbrücke über den Aare in Aarwangen. Schweizerische Bauzeitung (Reconstrucción del puente carretero sobre el río Aare en Aarwangen. Suiza), N°11, pp 199 – 203, Suiza.

Muñoz, E. & Valbuena, E. (2006), “Socavación de puentes”, Revista Infraestructura Vial, Vol. 8 N° 15, pp. 25-39, Bogota, Colombia.

Nakai, H., Kitada, T., Kunihiro, M., Hasino, F., (1995) “Proposition of Method for Checking the Ultimate Strength of Arch Ribs in Steel Nielsen-Lohse Bridges”, Stahlbau 64, N°5, pp. 129-137 Berlín, Alemania.

National Cooperative Highway Research Program (2004). “Pier and Contraction Scour in Cohesive Soils”, NCHRP Report 516, Washington, Estados Unidos.

Norusis, M.J. (1997), SPSS 7.5 “Guide to data Analysis”. Prentice Hall, New Jersey, Estados Unidos.

Ortega, L.M. (1991) “Inspección e inventario de puentes”, I Simposio Nacional sobre Conservación, Rehabilitación y Gestión de Puentes, Madrid, España.

Pantaleón, M.J., Ramos, O., Pereira de Souza, R., Schanack, F. (2011) “Puente arco tipo network sobre el río tercero en Villamaría”, V Congreso de ACHE. Congreso Internacional de Estructuras, Barcelona, España.

Parsons Brinckerhoff (1993) “Bridge Inspection and Rehabilitation. A Practical Guide”, Ed. Wiley (Louis, P.E.), Estados Unidos.

Peris, N. (2000) “Estrategias evolutivas y su aplicación en la optimización de problemas complejos”, TFC, Dept. de Llenguatges i sistemes informàtics (LSI), Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

Petrangeli, M. (1996) “External prestressing for bridge repair: The italian experience”, Recent Advances in Bridge Engineering, CIMNE, Barcelona, España.

Pritchard, B. (Ed.) (1995) “Bridge Modification”, Proceeding of the conference bridge modification, Institution of Civil Engineers and held, Ed. T. Telford, Londres, Gran Bretaña.

Quintana, M.F. (2009) “Métodos constructivos de puentes atirantados – Estudio de la distribución de fuerzas en los tirantes”, Memoria de trabajo de difusión científica y técnica, número 7, ISSN 1510-7450. Edición Internet: < <http://www.um.edu.uy/>>

Räck, M. (2003) “Design of a combined Road-Rail Network Arch Bridge (Entwurf einer kombinierten Straßen-Eisenbahn-Netzwerkbogenbrücke)”, Diploma Thesis, Technische Universität Dresden, Alemania.

- Radomski, W. (1996) "Application of external prestressing for strengthening of bridge structure in Poland", Recent Advances in Bridge Engineering, CIMNE, Barcelona, España.
- Radomski, W. (2002). "Bridge Rehabilitation", Imperial College Press, Londres, Gran Bretaña.
- Reeves, C. & Rowe, J. (2003) "Genetic algorithms: principles and perspectives: a guide to GA theory", Ed. Kluwer Academic, Boston, Estados Unidos.
- Richardson E., Davis S. (2001). HEC-18 "Evaluating Scour at Bridges", 4ta Edition. Federal Highway Administration (FHWA), Report N° NHI 01-001. Estados Unidos.
- Rongish, J. (2011) "Refuerzo del Puente Puangue en Chile mediante configuración tipo network. Comportamiento sísmico", Tesina de Máster, Universidad Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Sasek, L. & Faler, R. (2006) "Network Arch Bridge in Bechyne", 6th international symposium on Steel Bridge, Praga, Rep. Checa.
- Schanack, F. (2008), "Puentes en Arco Tipo Network", ACHE, Santander, España.
- Scheer, J., (2000) "Versagen von Bauwerken, Band 1: Brücken, Ernst & Sohn" (Fallo de estructuras, Volumen 1: Puentes), Berlin, Alemania.
- Teich, S. & Wendelin, S. (2001) "Vergleichsrechnung einer Netzwerkbogenbrücke unter Einsatz des Europäischen Normenkonzepts" (Análisis comparativo de puente en arco network según los conceptos de normas europeas), Tesis de grado TU-Dresden, Alemania.
- Tezcan, S. (2011) "Prof. Dr. Semih Tezca on earthquake", Edición Internet: <[http://home.uia.no/pert/index.php/Supplementary\\_Information](http://home.uia.no/pert/index.php/Supplementary_Information)>, (Ed.) Per Tveit.
- The Concrete Society (2000) , "Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials". Technical Report N°55, Londres, Gran Bretaña.
- Thoft-Christensen P. (1996) "Bridge Management System. Present and Future", Recent Advances in Bridge Engineering, CIMNE, Barcelona, España.
- Torrejón Olmos, J. (2001) "Fisuras en Hormigones: Su caracterización y Reparación", Revista BiTChile N° 24, pp. 16-19, Chile.
- Tveit, P. (1973) "Network arches for railway bridges", Report 7205, Departamento de Cálculo y Mecánica, Academia de ingenieros de Dinamarca, Aalborg, Dinamarca.
- Tveit, P. (2003), "Preliminary Design of Network arch road bridges, with examples spanning 93 and 120 metres", Edición Internet: <<http://pchome.grm.hia.no/~ptveit/>>, Noruega.
- Tveit, P. (2005), "An introduction to the optimal Network Arches", Edición Internet: <<http://pchome.grm.hia.no/~ptveit/>>, Noruega.
- Tveit, P. (2007) "The Network Arch. Bits of Manuscript after Lectures in 44 Countries" 140 pages. Edición Internet: <<http://pchome.grm.hia.no/~pchome/>>

Universidad del Cauca, Departamento de Hidráulica (2011), “Socavación en puentes”. Edición Intenet: <<http://atenea.unicauca.edu.co/~hdulica/>>

Unterweger, H. (2008) “Remarkable Strengthening of an old Steel Highway Bridge”, Creating and Renewing Urban Structures, 17th Congress of IABSE, Chicago, Estados Unidos.

Valenzuela, M.A. (2007) “Evaluación de Factibilidad Estructural de Puentes Atirantados Tipo Network como Alternativa de puentes en Chile”, Memoria de Grado, Universidad de Chile, Chile.

Valenzuela, M.A. (2010) “Refuerzo de puentes existentes por cambio de esquema estático. Aplicación al puente San Luis en Chile”. Tesis de Máster en Ingeniería estructural y de la construcción, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

Valenzuela, M.A. & Casas, J.R. (2010) “Bridge strengthening by structural change: from continuous beam to network arch” Proceeding of the Fifth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS), Filadelfia, Estados Unidos.

Valenzuela, M.A. (2010) “An Alternative Bridge Strengthening by Tied Arch”, Proceeding of the III International Interdisciplinary Technical Conference of Young Scientists (InterTerch'10), Poznań, Polonia.

Valenzuela, M.A., Rojas, F. & Aparicio, A.C. (2010) “Finite-Element Nonlinear Geometric Analysis for a proposal Steel Arch Bridge over Llobregat River in Barcelona”, Proceeding of the Sixth International Conference on Arch Bridge (ARCH'10), Fuzhou, China.

Valenzuela, M.A. & Casas, J.R. (2011) “Bridge strengthening by structural change: Optimization via genetic algorithm”, Proceeding of the IABSE-IASS symposium, Londres, Gran Bretaña.

Valenzuela, M.A. & Casas, J.R. (2011) “Refuerzo de puente por cambio del esquema estructural: Optimización mediante Algoritmo Genético”, Investigación y Estudio del V Congreso ACHE, Barcelona, España.

Valenzuela, M.A. & Casas, J.R. (2012) “Bridge Strengthening by Network Arch: Structural Performance and Design Criteria”, Proceeding of Sixth International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS), Villa Erba, Lago Como, Italia.

Van Bogaert, Ph. De Corte, W., De Pauw, B. & De Backer, H. (2004) “Slender Steel arches with particular hanger arrangement for modernising concrete Bridges”, Arch Bridge IV, Advances in Assessment Structural Design and Construction, CIMNE, Barcelona, España.

Vergara, J.M. (1975) “Programación matemática y cálculo económico: teoría y aplicaciones”, Primera Edición, Barcelona: Vicens-Vives, España.

Vose, M. (1999) “The Simple genetic algorithm: foundations and theory”, Cambridge (Mass.): MIT Press, Gran Bretaña.

Voss, S. (1999) “Meta-heuristics: advances and trends in local search paradigms for optimization” Ed. Kluwer, Boston, Estados Unidos.

Walther R & Miehlabrad, M. (1990) “Dimensionnement des structures en béton, Traité du Génie Civil”, Volume 7, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suiza.

Wenzel H. (2009) “Health Monitoring of Bridges”, Ed. Wiley, Londres, Gran Bretaña.

White, K.R. et al. (1992) “Bridge Maintenance Inspection and Evaluation” 2° Edición, Ed. Marcel Dekker, Nueva York, Estados Unidos.

Will, A. (2008) “Algoritmo genético y optimización heurística”, Curso online, Grupo de Aplicación de Inteligencia Artificial, Universidad Nacional Tucumán, Argentina.

### **Documentación Profesional (puentes de estudio)**

Carracedo, M. & Valenzuela M.A. (2006-2007) Fichas técnicas y fotografías, Departamento Puentes, Ministerio de Obras Públicas de Chile, 2006-2007. Santiago, Chile.

Ministerio de Obras Públicas de Chile, Dirección de Vialidad (2006). Bases del proyecto, “Reparación puente San Luis”. Santiago, Chile.

Ministerio de Obras Públicas de Chile, Dirección de Vialidad (2007) Informe de Estructuras Septiembre 2007, “Reparación Puente San Luis”. Santiago, Chile.

Moya, B. (2007). Minuta Técnica de la obra N°1, “Reparación puente San Luis”. Santiago, Chile.

Ministerio de Obras Públicas de Chile, Dirección de Vialidad (2008). Bases del proyecto, “Reparación puente Puangue”. Santiago, Chile.



**ANEJO I:**

**MÉTODO CONSTRUCTIVO,**  
**PRUEBA Y ERROR**

En el método Prueba y Error se definen como objetivos básicos durante la etapa de tesado los siguientes puntos:

- a) Conseguir el levantamiento del tablero, representado por reacciones en las pilas nulas.
- b) Intentar mantener un estado de esfuerzos en el tablero que no supere la envolvente de esfuerzos máximos que se pueden dar en él.

$$\sum_{\substack{V_{fase} \\ V_{punto}}} Amplitud \leq 3 * n \quad \text{[Ecuación I. 1]}$$

Donde:

Amplitud: Diferencia de los valores numéricos de los momentos en el tablero del puente modificado y original.

n: N° de fases de tesado.

Estos objetivos se buscan en base a las variables asociadas al orden y magnitud de tesado en cada una de las péndolas, verificándolos en cada una de las piezas longitudinales del tablero.

En este estudio de tipo manual, se mantienen constantes algunos parámetros que en fase de generalización son variables. Estos parámetros se definen según el estudio paramétrico y de servicio realizado en los capítulos 4 y 5. En cualquier caso se consideran a priori para esta situación:

- a) La modificación de la configuración de péndolas, tanto la inclinación y número de las péndolas network.
- b) Inercia del arco.

Bajo estas condiciones, se presenta siempre como parámetro de estudio la rigidez del tablero y otras características geométricas como el ancho del tablero y luz total del puente.

A partir de estas indicaciones, el proceso de tesado secuencial del puente se asocia al caso particular del puente San Luis. Para ello se comienza el estudio mediante la comparación de la banda admisible de esfuerzos (BA), la cual está definida por el área comprendida entre la curva de momentos en cada elemento longitudinal del tablero, para un estado de cargas en servicio del puente original, y el valor cero; verificando los momentos negativos que aparecen en el puente modificado en el sector de apoyos (Valenzuela 2010).

Para este análisis se consideran convenciones necesarias para visualizar y gestionar la información obtenida de las sucesivas iteraciones, realizadas mediante el modelo de elementos finitos.

Se propone la siguiente nomenclatura de colores asociada a la amplitud del momento negativo en cada apoyo (Figura I. 1.).



Figura I. 1. Convención de colores para método tesado manual.

La convención corresponde a la aceptación o rechazo de los momentos en el puente modificado, asumiendo que no son aceptables momentos mayores a los del puente original, ni con signo cambiado. En esta convención se estudia lo que ocurre en los puntos asociados a cada uno de los apoyos, como también el comportamiento general de la ley de momentos.

Se aprecia que el color verde, amarillo y dorado, presentan una baja numeración, debido a que son valores aceptables (según la banda admisible correspondiente). Los colores rojo, magenta y marrón, presentan amplitudes no admisibles. El color gris representa un cambio en el signo del momento en un único punto. Finalmente, el recuadro enmarcado muestra una modificación total en la ley de momento, frecuentemente asociada a la aparición de momentos negativos en zonas de momentos positivos. El número relacionado a cada color corresponde al peso asignado y por ello la penalización en los casos no admisibles.

En el método manual presentado se utiliza como plantilla de análisis (Figura I. 2.):

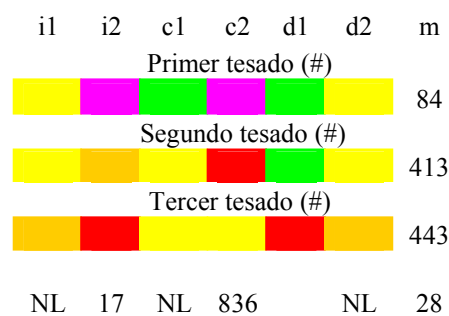


Figura I. 2. Plantilla de análisis de tesado manual. Tres fases de tesado.

En el sistema presentado la nomenclatura para el caso de tesado corresponde a la (Figura I. 3.):

- i1, i2: Posiciones de la pila ubicada en el extremo izquierdo, donde 1 corresponde al sector de análisis en el tablero inmediatamente a izquierda de ella y 2 a su derecha.
- c1, c2: Posición de la pila ubicada en el centro.
- d1, d2: Posición de la pila ubicada en el extremo derecho.

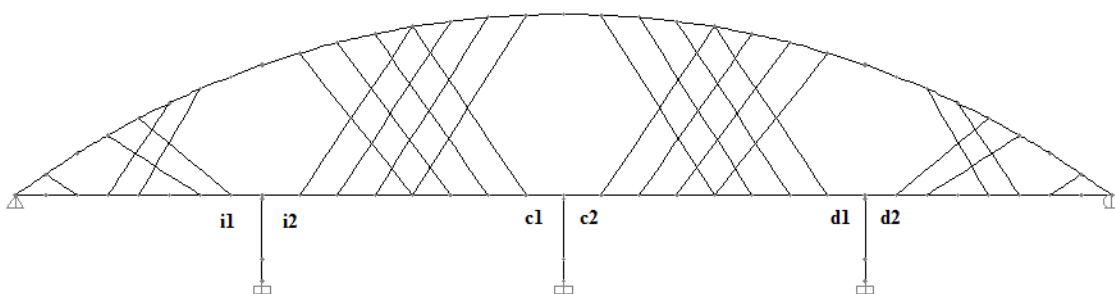


Figura I. 3. Puntos de estudio. Nomenclatura.

m: Magnitud máxima del momento longitudinal en las vigas, asociada a cada fase de tesado, no debiendo superar 1000 kN-m referenciados a la banda admisible. En el ejemplo presentado se cumple esta condición en las tres fases de tesado.

NL y L: Esfuerzos axiles remanentes en etapas finales o intermedias de las pilas. NL hace referencia a la imposibilidad de levantamiento en dicha pila, y L a un levantamiento. El orden que se presenta se asocia a las tres pilas del caso en estudio.



Números situados sobre una banda de colores (#): En las sucesivas planillas de estudios aparece un número en cada el lugar del nombre del tesado, correspondiente al % de tesado aplicado a dicha péndola, según la hipótesis de la aplicación inicial de un tesado asociado a una carga por deformación impuesta equivalente a 10 cm.

Como se intuye, la implementación a posterior de este método es bastante accesible para programación, relacionando el caso del levantamiento a una condición binaria (1-0), y a una valoración de pesos numérica en el caso asociado de la amplitud de momentos.

### I.1. Análisis mediante tesado de péndolas verticales

Tal como se ha comentado, la intención inicial es realizar el levantamiento del tablero mediante el uso de péndolas verticales sin la participación activa de las péndolas network u otras inclinadas. Por este motivo se comienza el estudio realizando combinaciones de tesado de péndolas verticales dispuestas inmediatamente por encima de la posición de las pilas (Figura I. 4.).

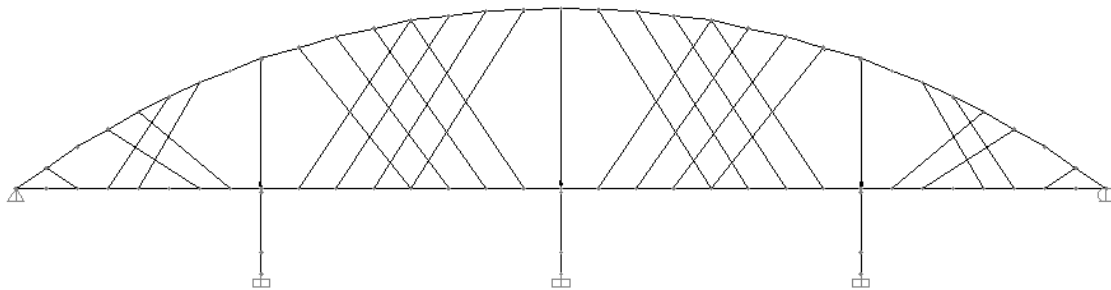


Figura I. 4. Estructuración tesado vertical.

Para este caso, asumiendo simetría longitudinal del puente, se presentan tres combinatorias de tesado:

- a) Cons 1-0: Centro – Lateral – Lateral (2 – 1 – 3)
- b) Cons 1-1: Lateral – Centro – Lateral (1 – 2 – 3)
- c) Cons 1-2: Lateral – Lateral – Centro (1 – 3 – 2)

Este estudio contempla el trabajo iterativo de manera manual. Éste se realiza mediante un programa de elementos finitos, analizando las cargas por etapa de construcción en el modelo representado en la figura, asumiendo orden y magnitud de tesado. Para ello se realizan 50 casos en total, divididos en los tres tipos de combinación de tesado presentados.

De este estudio se obtienen algunas consideraciones importantes para el análisis computacional posterior. Una de las más importantes y que afecta a los resultados aquí presentados, corresponde a la aplicación en los modelos de elementos finitos de manera evolutiva del tesado.

A continuación se presenta un ejemplo asociado a estas alternativas del orden de tesado en las péndolas, a modo ilustrativo del método empleado (Figura I. 5.). Para ello se consideran 3 fases de tesado, aplicadas a las péndolas verticales, de diámetro de 10 cm y utilizando péndolas network pasivas de diámetro 8 cm. En todas estas fases se mantiene la magnitud de tesado.

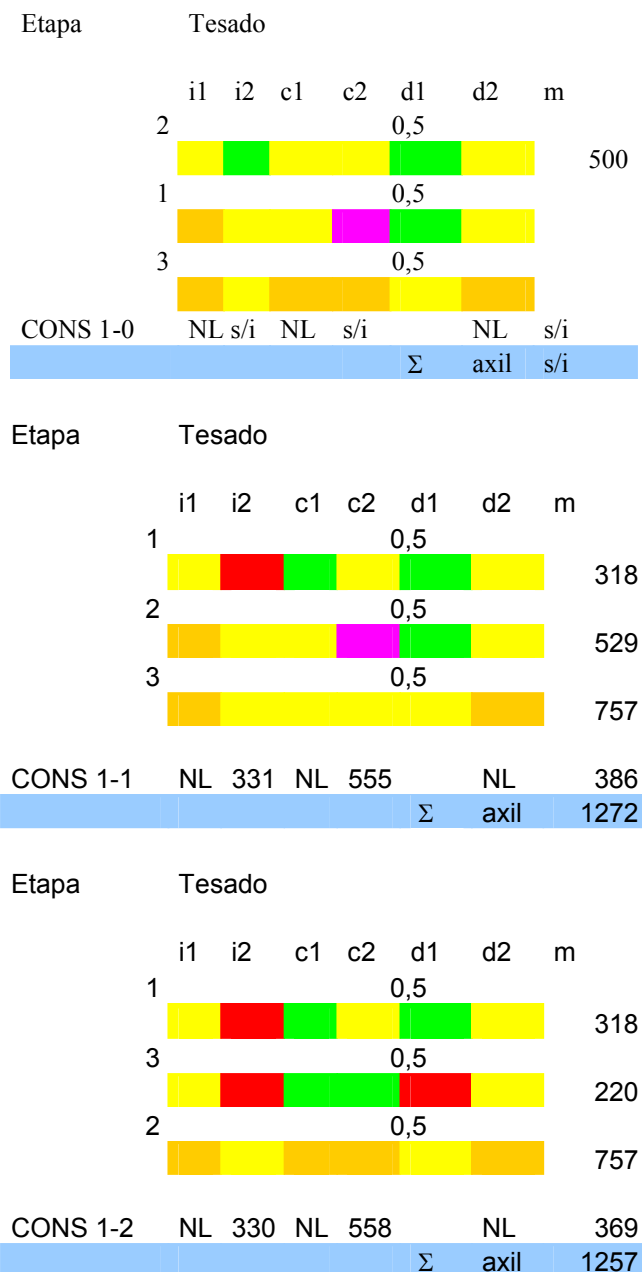


Figura I. 5. Tabla de resultado del método constructivo por péndola vertical.

Se aprecia claramente que en ninguno de los casos se cumplen las metas predefinidas, tanto por el levantamiento del tablero como por los momentos en los puntos de estudio.

Un análisis detallado de los resultados presenta:

- Al observar el modelo de análisis 1-2 se aprecia que se ha tesado con un mismo porcentaje virtual (50%) las tres péndolas, arrojando como resultado que al tesar la primera péndola lateral existe un problema de amplitud en el apoyo izquierdo lado derecho (i2) siendo mayor al aceptable (en rojo); sin embargo, cumple perfectamente en cuanto a magnitud máxima de momento en todo el tablero, al presentar un valor de 318 kN-m. Al revisar lo ocurrido en el segundo tesado, se aprecia que la condición es más desfavorable, pues la amplitud falla por dos puntos, el anterior mencionado y el ubicado en el apoyo derecho lado izquierdo (d1). Finalmente al tesar el central se aprecia que todas las condiciones de amplitud son aceptables y que la magnitud es menor a

1000 kN-m. Sin embargo, al revisar lo que ocurre con las reacciones remanentes en las pilas, se aprecia que todas se asocian a NL, es decir, no se produce un levantamiento en ningún punto del puente, quedando por levantar el total NL equivalente a 1257 kN.

Analizando el estudio se puede concluir que estas tres soluciones no cumplen los requisitos, no siendo satisfactorias por si solas para el levantamiento del tablero.

Sucesivos procesos iterativos, modificando el porcentaje de tesado de las péndolas, han permitido concluir que existe una influencia en el máximo tesado posible según el orden asignado a cada péndola, debido al cambio del esquema estático que presenta. A partir de ello se puede comentar que:

- Si se comienza con el tesado de la péndola central es admisible un tesado mayor en ella, que si se comienza a partir de uno de los extremos, aumentando en un 20 % este valor.

A raíz de ello, e intentando obtener la mayor magnitud de tesado aplicada, se podría pensar que es recomendable comenzar con un tesado central. Pero atención con lo que ocurre con el segundo tesado, pues este valor puede disminuir asociado a cual péndola es tesada en segundo o tercer lugar, tal como se puede apreciar en la (Figura I. 5.), en la cual, a pesar que se tesan con igual magnitud existen cambios en los momentos según sea el caso. Por ello se puede comentar que:

- El máximo tesado admisible en una péndola depende tanto del orden en la cuál es tesada, como también en la secuencia que lleva el tesado.

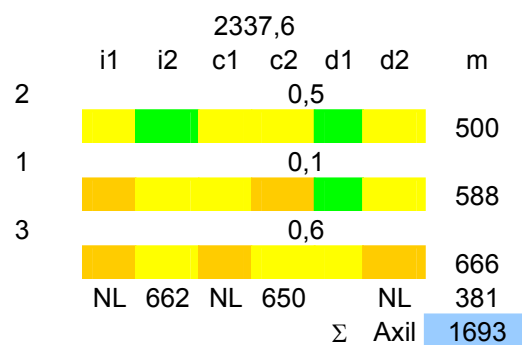
Sin embargo, esto no es concluyente, pues es necesario estudiar lo que ocurre en relación al segundo estado de cargas, analizando la magnitud sumada de tesado y las posibilidades de ajustar la ley de esfuerzo a la banda admisible.

En este sentido al analizar el tesado aplicado en cada caso, se ha observado que en ocasiones es favorable disminuir el tesado central y aumentar los extremos, en consecuencia se puede comentar que:

- Otro criterio de análisis corresponde a la búsqueda del mínimo tesado en todo el proceso.

**a) Tesado central inicial**

La premisa anterior puede descartar el uso de magnitudes de tesados centrales mayores a los extremos. Uno de los estudios desarrollados sobre este punto se presenta en la (Figura I. 6.).



	2461,5						
	i1	i2	c1	c2	d1	d2	m
2	0,3						662
1	0,3						681
3	0,6						748
	NL	611	NL	738		NL	343
	$\Sigma$ Axil						1692

Figura I. 6. Tabla de resultado: Comparación magnitud péndola central.

En este caso se ha mantenido el orden de tesado comenzando por la central para luego hacer las dos extremas. Es posible apreciar una mínima diferencia en las reacciones remanentes en los apoyos equivalente a un 0,05%. Por otro lado, el tesado total aplicado en cada caso también sufre una diferencia, equivalente a un 5,3 %. Esto permite concluir que aumentos en el tesado de la péndola central, no necesariamente inducen levantamientos proporcionales.

Por lo tanto, frente a menor tesado es posible obtener un resultado similar en las reacciones en las pilas. Esto permite comentar que no es posible descartar el uso de tesados mayores en péndolas extremas, lo cual induce a pensar que:

- Una solución óptima del proceso de tesado debe considerar un análisis global de la secuencia.

Para este análisis global se desarrolla el siguiente estudio que incluye la secuencia completa de tesado:

### b) Tesado extremo inicial

Si se estudia el caso de un tesado del extremo primero, surgen dos posibilidades de tesado en el segundo orden, ya sea: central o extremos.

El segundo tesado es crítico en el ajuste de la ley de esfuerzos, por lo cual el tesado debe estar limitado y controlado.

	2399,6						
	i1	i2	c1	c2	d1	d2	m
1	0,4						435
2	0,2						641
3	0,6						709
	NL	474	NL	828		NL	321
	$\Sigma$ Axil						1623

	i1	i2	c1	c2	d1	d2	m
					2399,6		
1				0,4			
							435
3				0,1			
							485
2				0,7			
							628
	NL	529	NL	569	NL		649
							Σ Axil 1747

Figura I. 7. Tabla de resultado: Comparación secuencia de tesado global.

Se observa en la (Figura I. 7.) que frente a porcentajes menores en el segundo tesado (de 0,1 frente a 0,2), la aplicación del tesado de la péndola extrema produce una peor banda de esfuerzos que la obtenida al aplicarla en el centro. En este sentido es recomendable el uso de una péndola central frente a extremos alternados, lo cual no es intuitivo. Esto se ratifica pues hasta el segundo tesado se presenta un estado aceptable de la banda en ambos casos, con un 8% más de tesado en el caso central. Pero tal como se comenta, esto no es suficiente para concluir en un análisis global, para ello se debe verificar el tercer tesado.

El tercer tesado se aprecia como un tesado estabilizador, es decir, permite un tesado mayor, sin la influencia directa de los otros dos. Esta condición a priori hace pensar en utilizar el máximo potencial de la péndola y buscar, en consecuencia, el que admita mayor capacidad. En el caso en estudio correspondería a la péndola central.

Al revisar los resultados ambos presentan un tesado global igual, sin embargo, al momento de verificar el remanente de reacciones en las pilas, se ven diferencias, correspondiente a un 7%, a favor de la secuencia (1-2-3), lo cual desmiente el hecho de que aplicar la péndola central al final sea más conveniente.

Al utilizar en este caso una extrema, el máximo de tesado aplicado estará limitado por la capacidad del material de la péndola y por factores relacionados con la fatiga.

Como resumen de lo visto se puede comentar que:

- Una óptima secuencia de tesado dependerá de cómo se conjugan: Orden de tesado y magnitud de tesado.
- La influencia de estas variables es importante en el estudio diferenciado del levantamiento del tablero.
- A pesar que se pueda seguir tesando una péndola en base a la banda admisible, existe un límite máximo del material, asociado a la capacidad última y a una seguridad frente a fatiga correspondiente a:

$$N_p \leq 0,45 * A_p * f_U \quad \text{[Ecuación I. 2]}$$

Donde:

N<sub>p</sub>: Axil admisible de péndola asociada a la seguridad frente a fatiga (kN).

A<sub>p</sub>: Área de péndola (m<sup>2</sup>).

f<sub>u</sub>: Tensión de rotura de la péndola (kN/m<sup>2</sup>).

Lo anterior se ve ampliado y explicado en la gráfica adjunta de la (Figura I. 8.). En ella se muestra que el mejor caso respecto a relación reacciones en pilas y tesado de péndolas es utilizando Tipo 1, es decir comenzar por un extremo, luego la central y luego el otro extremo, pues presenta menores reacciones, aplicando menor tesado.

Sin embargo, es conveniente analizar que ocurre con los otros casos, pues se encuentran muy cercanos. Por ejemplo: el caso de Tipo 0 presenta en una de las muestras un tesado total de péndolas 2,6% menor respecto al Tipo 1, con un aumento de reacción del 4,3%. En cuanto al Tipo 2, la reacción total es mayor un 7,6%, siendo el tesado total de péndolas prácticamente igual. Esto ratifica lo anteriormente dicho sobre el caso óptimo.

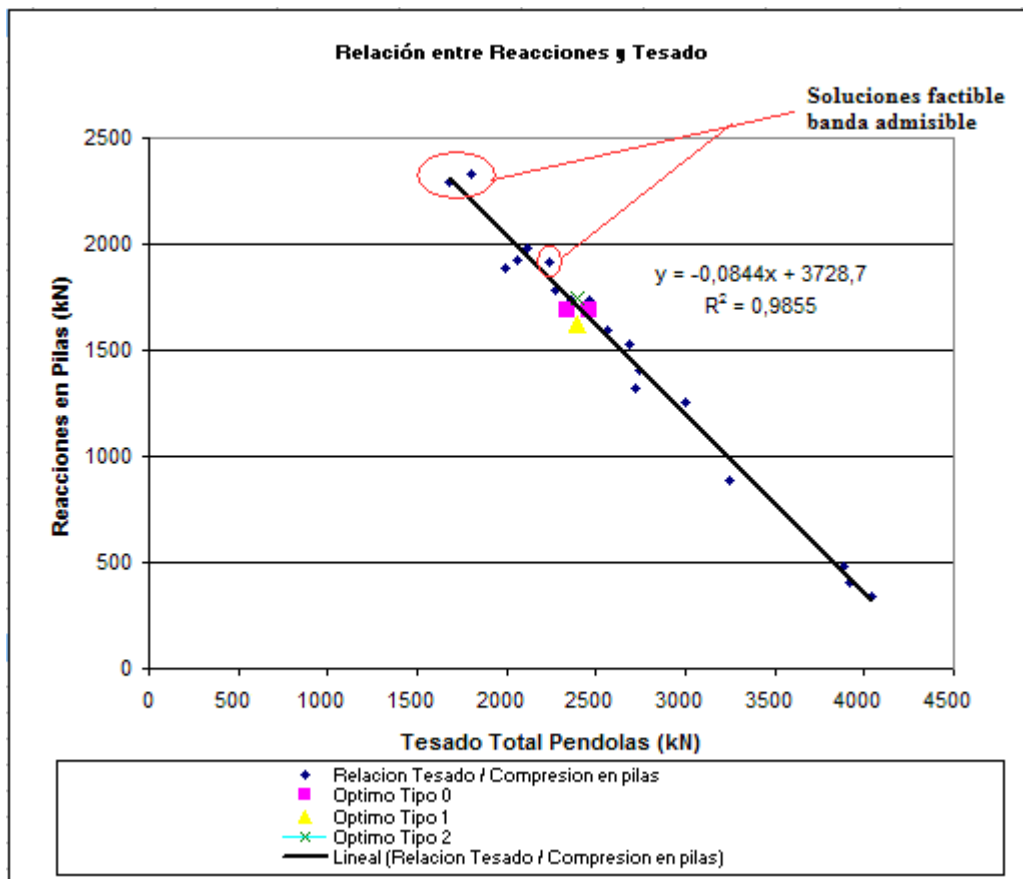


Figura I. 8. Resultados reacciones y tesado total.

Todas las soluciones óptimas evidentemente cumplen con el requisito de la banda admisible, pero además se aprecian tres casos relacionados con la secuencia 2-1-3 de tesado que también lo cumplen. A pesar de ello presentan reacciones en las pilas mayores.

Finalmente se puede concluir a partir de los resultados que:

- La relación entre reacciones en las pilas y tesado total de péndolas tiene una tendencia inversamente proporcional. Sin embargo, en el entorno de una solución existen factores que pueden variar este comportamiento.

A partir de todo esto se puede destacar:

- Con el uso de 3 péndolas es posible realizar el levantamiento de todo el tablero, con la debida precaución de conservar el balance de ley de esfuerzos, y evitando superar los límites de material y fatiga de las péndolas.
- En la secuencia de tesado, la primera y segunda péndolas tesadas son muy influyentes en el balance final del sistema de esfuerzos.
- Considerando el número de iteraciones manuales desarrollado, no es posible concluir tajantemente el orden adecuado de tesado. Este hecho invita a aplicar modelos automatizados de optimización que permitan entregar más claridad al respecto.
- A pesar de los grandes tesados, los momentos positivos en los centros de vano no superan los 700 kN-m en magnitud, valor bastante adecuado respecto al marco de referencia.

Otro punto importante a destacar es el levantamiento diferenciado que se produce, es decir, las reducciones de reacciones en cada una de las pilas también difieren. En los casos presentados aquí los tres tipos de secuencias obtienen una reducción de las compresiones de un 60%; sin embargo, esta reducción no es igual ni homogénea como se aprecia en las figuras, por lo tanto, también es importante la distribución de éste, es decir, para el tipo 0 el mayor levantamiento se produce en el centro, en cambio en los otros es en uno de los dos extremos. Esta condición se estudia para determinar los siguientes tesados de péndolas si fuese necesario, o bien el comportamiento en esfuerzos que tendrá el puente frente a un levantamiento diferencial.

En vista de esta premisa es adecuado realizar un tesado compensado, es decir, aplicar un tesado en el cual se distribuya geométricamente y en magnitud a lo largo del puente. En otras palabras, evitar la aplicación en un solo punto de todo el tesado necesario para producir el levantamiento. Con ello se evitan excesos de tesado o no admisibilidad del resultado. Adicionalmente, en el caso de no producirse el levantamiento, esta práctica es aconsejable para tomar estrategias de aplicación de tesado de futuras péndolas.

## **I.2. Análisis mediante tesado inclinado**

Producto de los resultados obtenidos, se realiza un estudio con pares de péndolas inclinadas. Es decir, se realiza el tesado de péndolas inclinadas secuencialmente en el mismo punto, sin la participación de las péndolas verticales ni network (Figura I. 9.).

Por este motivo se presentan tres posibles condiciones, similares al caso de las péndolas verticales, es decir, tesado central y luego extremo, o bien extremos y luego central, o en secuencia de izquierda a derecha como es el primero presentado aquí.

Debido a que las longitudes de las péndolas inclinadas de los extremos son diferentes (por la propia curvatura del arco), el tesado dispuesto es variable, y por ello se estudia esta influencia en la ley de esfuerzos.

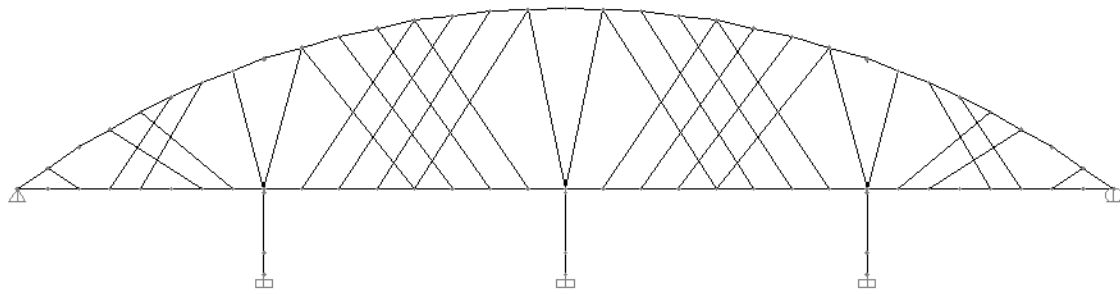


Figura I. 9. Estructuración tesado inclinado.

En este estudio se realizaron 92 propuestas de tesado, divididas según la secuencia de tesado en 8 casos diferentes. El tipo de cargas aplicadas en magnitud son similares al caso anterior de péndolas verticales, pero dado que en este caso se duplican las péndolas, en muchos casos es posible apreciar levantamiento de algunas de las pilas. Esta situación es interesante para el estudio del comportamiento en el instante del despegue de apoyos.

La plantilla de resultados y su nomenclatura se mantienen respecto al caso anterior, solamente se modifican las posiciones, incluyendo en ellas una  $n$  y un número 1 o 2, siendo el primero asociado con la izquierda y el segundo con la derecha, por ejemplo:

1n1: Posición de la péndola del apoyo izquierdo, posicionada en la izquierda.

1n2: Posición de la péndola del apoyo izquierdo, posicionada en la derecha.

Adicionalmente a ello, se incluye la nomenclatura que determina qué tipo de apoyo es el que se levanta en una fase determinada asociada, por ejemplo:

Infra1: Tablero levantado en el apoyo izquierdo.

La condición propuesta de levantamiento del tablero en un apoyo se define como el instante en que todas las reacciones en puntos de apoyos transversales, entre tablero y diafragma sobre la pila, son cero. En el caso estudiado, estos puntos son tres, coincidiendo con las tres vigas longitudinales del tablero.

Para poder valorar el orden de levantamiento del tablero entre un apoyo y otro, en la modelización se localizan en cada una de las vigas bielas sin masa e infinitamente rígidas que unen la superestructura y la infraestructura, permitiendo que puedan traccionarse, de tal forma de tener un valor de cuando se ha despegado el tablero y, mediante este criterio, ir eliminando apoyos. Así, en el caso que después de una fase, en dos apoyos se produzca el levantamiento del tablero, se eliminará primero el que presenta mayor tracción en la suma de sus bielas.

A partir de lo anterior es posible analizar el comportamiento del cambio estructural que siente el puente. Tal como en el caso anterior, el estudio se centra en el comportamiento del esfuerzo de momento en el tablero y en los criterios de levantamiento.

Los casos estudiados se dividen en 8: los primeros 3 corresponden al similar del caso anterior pero con el uso de péndolas inclinadas, es decir:

Cons 1-3: 1n1 – 1n2 – 2n1 – 2n2 – 3n1 – 3n2

Cons 1-4: 1n1 – 1n2 – 3n1 – 3n2 – 2n1 – 2n2

Cons 1-5: 2n1 – 2n2 – 3n1 – 3n2 – 1n1 – 1n2



En ello siempre se da un orden interno en las péndolas de cada apoyo de izquierda a derecha.

Se presenta a continuación un ejemplo ilustrativo del resultado del primer caso (Figura I. 10.).

En primer lugar se muestra el Cons 1-3, óptimo para la banda admisible de momentos en el tablero. Como es de esperar, el ajuste de esta banda hace que no se produzca el levantamiento del tablero en ninguno de sus apoyos.

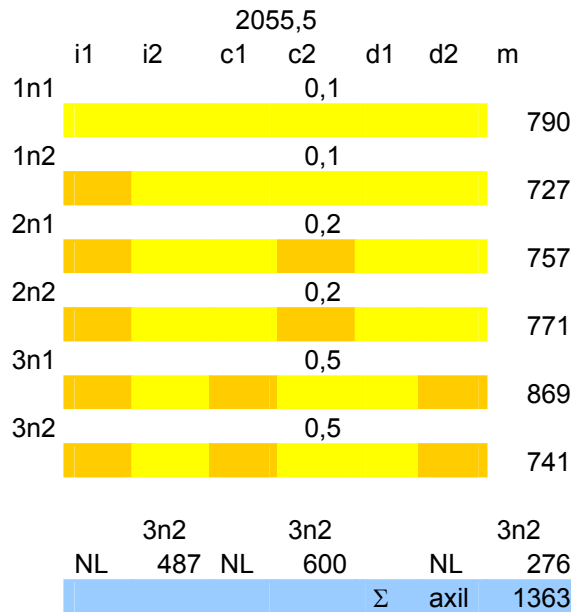
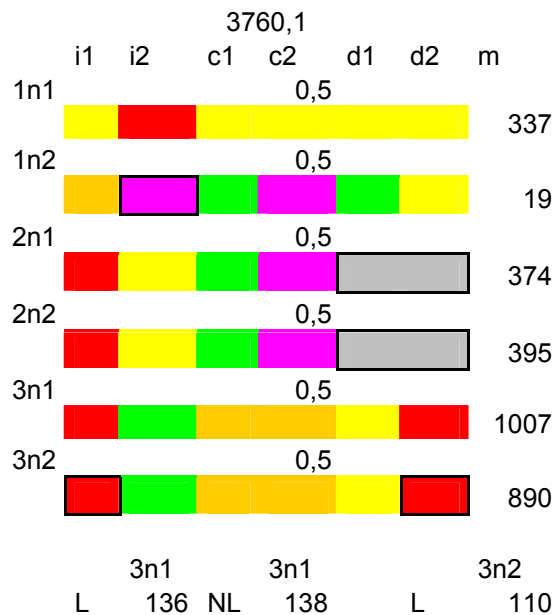


Figura I. 10. Plantilla tipo del caso Cons 1-3 con péndolas inclinadas (óptimo)

En un segundo ejemplo se muestra un aumento en la magnitud del tesado y un levantamiento del tablero (Figura I. 11.). Como es de esperar, la banda admisible deja de estar dentro de lo aceptable en muchas de sus fases. Sin embargo, su estudio es interesante por el efecto del levantamiento y la manera en que se debe analizar.



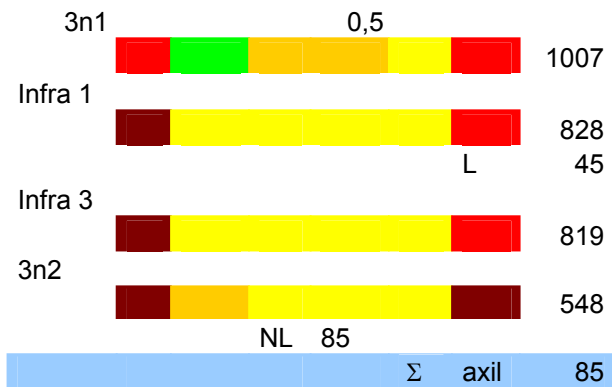


Figura I. 11. Plantilla ejemplo de levantamiento de tablero.

En este caso se genera un levantamiento de los apoyos extremos con “tracciones virtuales” de 136 kN y 110 kN en el apoyo 1 y 3 respectivamente. Esto ocurre en la fase de tesado de la péndola 3n1. Por otro lado el apoyo central no se levanta en ningún caso.

Como el levantamiento se produce en una etapa intermedia, las bandas de momentos se ven modificadas producto que el levantamiento de uno de los apoyos genera un cambio del esquema estático del puente. Esta situación es muy sensible, debido a que es uno de los casos en que más pueden producirse desbalances de la ley de momentos.

Analizando este caso, el primer levantamiento se produce en el apoyo izquierdo en la etapa 3n1 (mayor tracción virtual), en la planilla se expresa reiterando la fase de tesado 3n1 y luego agregando una nueva fase, Infra1. Al generarse este cambio es posible observar que la banda de momentos en Infra1, dista mucho de la fase anterior producto del retiro de la pila. Esta variación es importante debido a que las tracciones virtuales presentan grandes magnitudes. Al respecto, se debe comentar:

- Al generarse un levantamiento del tablero en algún apoyo, el estado de momentos real es el asociado a la introducción del tesado una vez eliminado el apoyo, y no al del tesado con el apoyo existente.
- Mientras mayor sea la tracción virtual en el instante de eliminar la pila, la diferencia entre un estado y otro será mayor, dificultando la predicción de la misma.

Tal como se modifica el estado de momento, también varía la tracción virtual asociada a la otra pila, manteniendo la condición de levantamiento sin la necesidad de aplicar mayor tesado; sin embargo, la tracción virtual en ella ha disminuido (de 110 kN a 45 kN), lo cual indica que en ocasiones es posible que al eliminar una pila la otra pueda pasar a estar apoyada. Al respecto se puede comentar:

- El estudio del levantamiento del tablero debe realizarse corrigiendo secuencialmente el orden de tesado y eliminación de pilas, debido a que los cambios del esquema estático pueden modificar sucesivamente las condiciones de apoyo y estado de momento.

Volviendo al análisis del ejemplo (Figura I. 11.), al requerir levantar el apoyo derecho (Infra3), como la tracción virtual es de una magnitud inferior, la diferencia en el estado de momento es prácticamente nula (compárese 819 con 828 kN-m). En la última fase de tesado, se aprecia que no se producen levantamientos de apoyos, y por ello se pasa al tesado de la péndola 3n2, que no permite levantar el tablero completamente.

En resumen, puede comentarse que el efecto del levantamiento secuencial del tablero de los apoyos produce un cambio en las etapas del proceso de tesado. En este caso, la secuencia original se modifica por la correcta, tal como:

S. Original: 1n1 – 1n2 – 2n1 – 2n2 – 3n1 – 3n2 – Infra1 – Infra3  
 S. Modificado: 1n1 – 1n2 – 2n1 – 2n2 – 3n1 – Infra1 – Infra3 – 3n2

Esta situación es importante no sólo por el orden de tesado, sino también por las modificaciones en los momentos y en los levantamientos. Esta condición debe comprenderse y utilizarse al instante de hacer un análisis automatizado de estos problemas.

Para reforzar esta idea es interesante comparar lo que ocurre en un ejemplo de los casos Cons 1-4 y 1-5.

En el caso Cons 1-4 (Figura I. 12.), a partir de la propuesta de tesado se genera un levantamiento en el apoyo derecho, en la fase de tesado 2n1, lo cual induce una nueva etapa Infra3, para posteriormente aplicar el tesado en 2n2, sin generar más levantamientos.

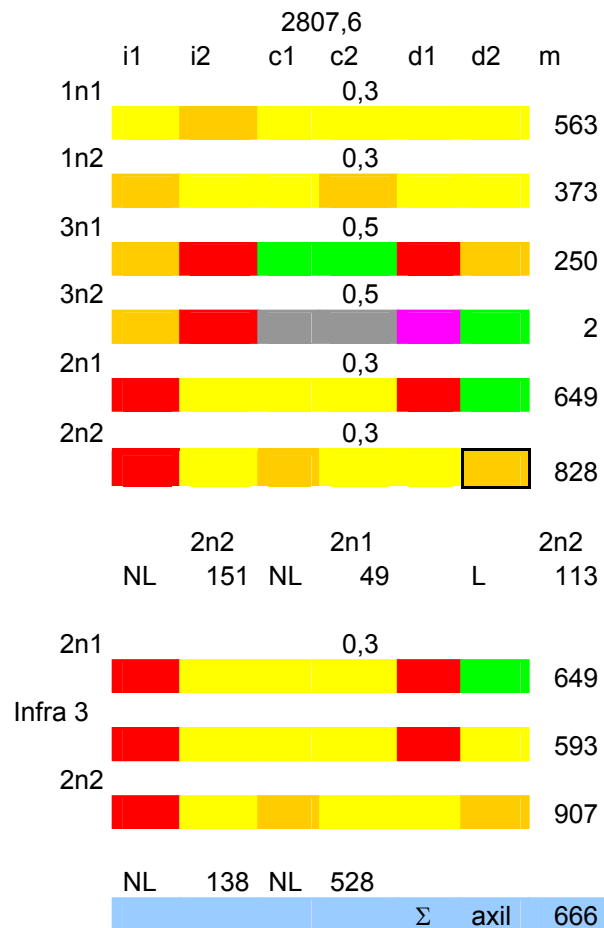


Figura I. 12. Plantilla ejemplo Cons 1-4 (Levantamiento).

Esta situación no ocurre en el Cons 1-5 (Figura I. 13.), donde con igual tesado total de péndolas que el Cons 1-4, no consigue producir levantamiento alguno. Lo cual demuestra la importancia y variación que genera el orden de tesado, influyendo tanto en el levantamiento, como también en el estado de momentos.

	i1	i2	c1	c2	d1	d2	m
2n1				0,3			683
2n2				0,3			549
3n1				0,5			553
3n2				0,5			454
1n1				0,3			557
1n2				0,3			836
		1n2		1n2		1n2	
	NL	180	NL	458	NL	110	
				$\Sigma$	Axil		748

Figura I. 13. Plantilla ejemplo Cons 1-5 (No levantamientos).

Con los datos de estos tres casos es posible comparar las curvas que relacionan la fuerza de tesado total introducida en todas las péndolas y la reacción en pilas.

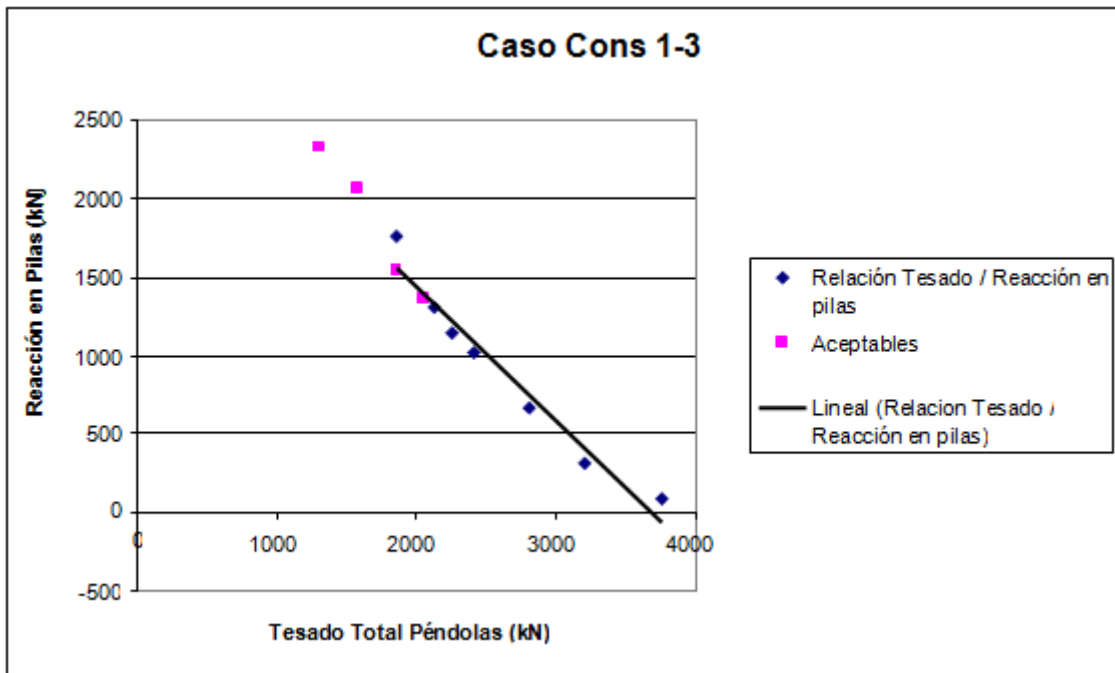


Figura I. 14. Gráfica reacción en pilas v/s tesado total en péndolas (Cons 1-3).

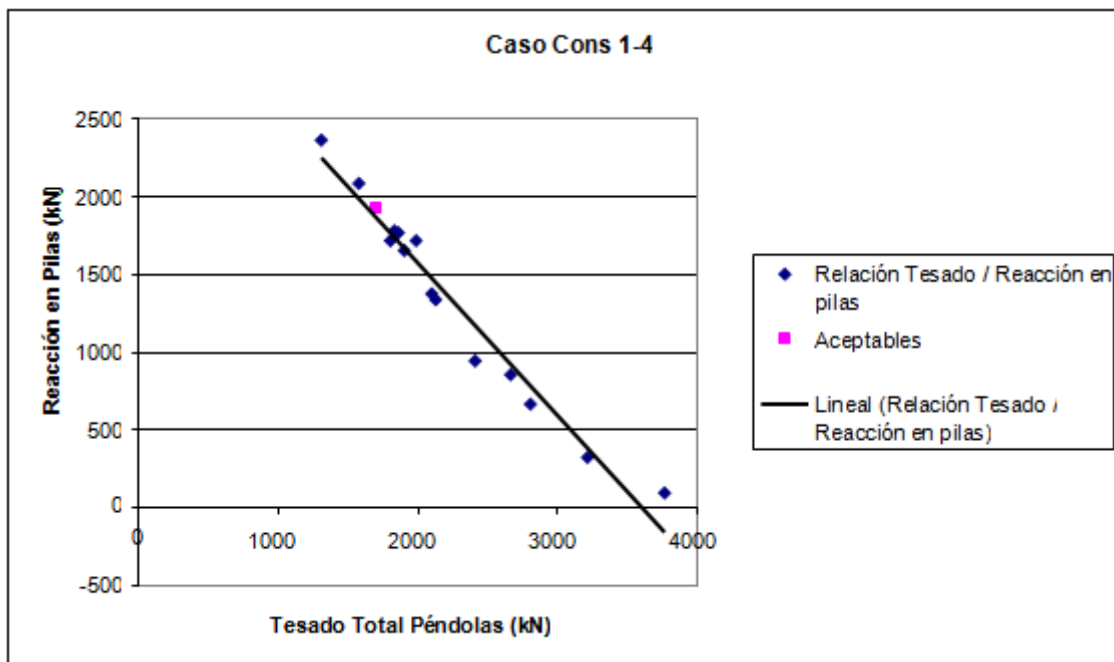


Figura I. 15. Gráfica reacción en pilas v/s tesado total en péndolas (Cons 1-4).

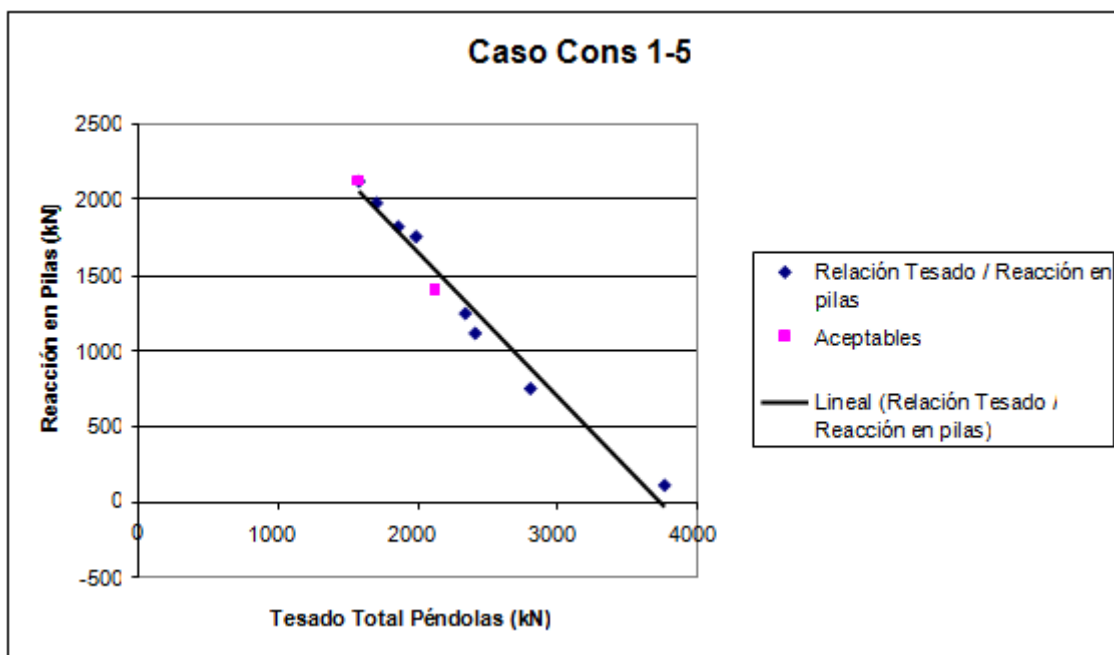


Figura I. 16. Gráfica reacción en pilas v/s tesado total en péndolas (Cons 1-5).

En todos los casos estudiados no se consigue el levantamiento (Figura I. 14., Figura I. 15., Figura I. 16.). En muchos de ellos, se encuentran soluciones cercanas, pero no aceptables en el estado de momentos. La tendencia es muy similar a los del caso de péndola vertical.

En cuanto a la pendiente de las curvas, el caso 1-3 es el que más se asemeja a los de péndola vertical con un 0,0853. En cambio los casos 1-4 y 1-5 son muy similares entre ellos con pendientes de 0,0978 y 0,0957 respectivamente. Esto hace pensar en una aproximación más rápida al levantamiento en estos casos, sin embargo, la mayoría de las muestras no cumple con el estado de momentos. Entre las soluciones aceptables bajo este criterio se han encontrado un mayor número de ellas en el caso 1-3, lo cual no indica que el caso 1-3 sea mejor; sin embargo, también puede observarse que éste cuenta con un óptimo con menores reacciones en pilas,

seguido por uno del caso 1-5. Al comparar los resultados se aprecia la ventaja del caso 1-3, donde el tesado total es 3,6 % menor y la reacción en las pilas es 3,4 % inferior.

Existen otros 5 casos en que se combinan el orden de tesado de péndolas entre ellas, donde las péndolas son tesadas individualmente y no mediante pares (como en los ejemplos anteriores). En ellas se cuenta con tesado de péndolas con alternancia de interiores o alternancia de exteriores tal como se presenta a continuación:

- Cons 1-6: 1n1 – 3n2 – 1n2 – 3n1 – 2n1 – 2n2
- Cons 1-7: 1n2 – 3n1 – 1n1 – 3n2 – 2n1 – 2n2
- Cons 1-8: 1n1 – 2n1 – 3n1 – 1n2 – 2n2 – 3n2
- Cons 1-9: 2n1 – 2n2 – 1n1 – 3n2 – 1n2 – 3n1
- Cons 1-10: 2n1 – 2n2 – 1n2 – 3n1 – 1n1 – 3n2

De este estudio de 5 propuestas de tesado, el único caso en que es posible levantar totalmente el tablero corresponde al 1-10, ejemplificado en la siguiente plantilla.

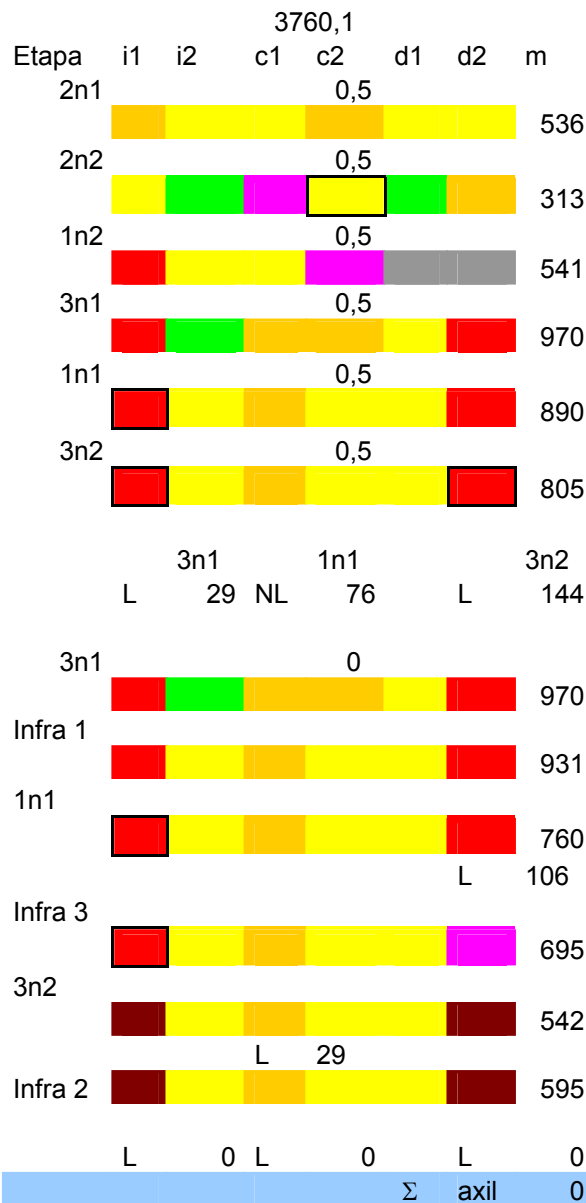


Figura I. 17. Plantilla ejemplo Cons 1-10 (Levantamiento total tablero).

Como se aprecia en la (Figura I. 17.), el levantamiento total es en detrimento del cumplimiento del estado de momentos de referencia. Adicionalmente, se destaca el tema que el último levantamiento (central) ocurre cuando se ha realizado la modificación del orden de tesado al incluir la eliminación de pilas.

Respecto a los casos aceptables, los mejores se encuentran en las muestras de 1-9 (Figura I. 18.) y 1-10 (Figura I. 19.), con reacciones remanentes de 1298 kN y 1224 kN respectivamente. Al compararlos se aprecia que el mejor es 1-10 con un tesado total un 4,7 % menor y con una reacción en pila un 5,7 % inferior.

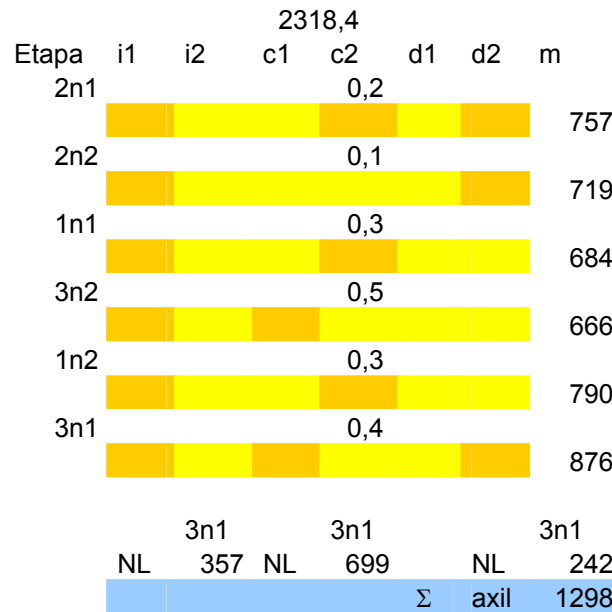


Figura I. 18. Plantilla ejemplo Cons 1-9 (aceptable).

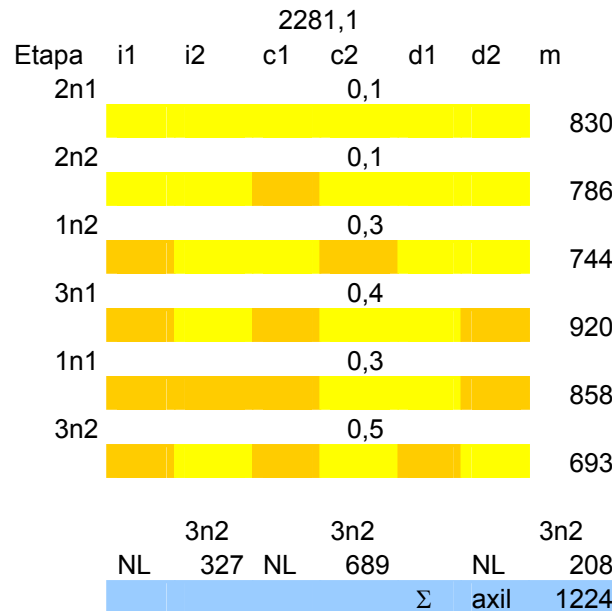


Figura I. 19. Plantilla ejemplo Cons 1-10 (aceptable).

Estos resultados se reflejan también en la comparación de las curvas, reacción / tesado (Figura I. 20., Figura I. 21.), con pendientes de 0,1 para el caso 1-9 y 0,087 para el caso 1-10.

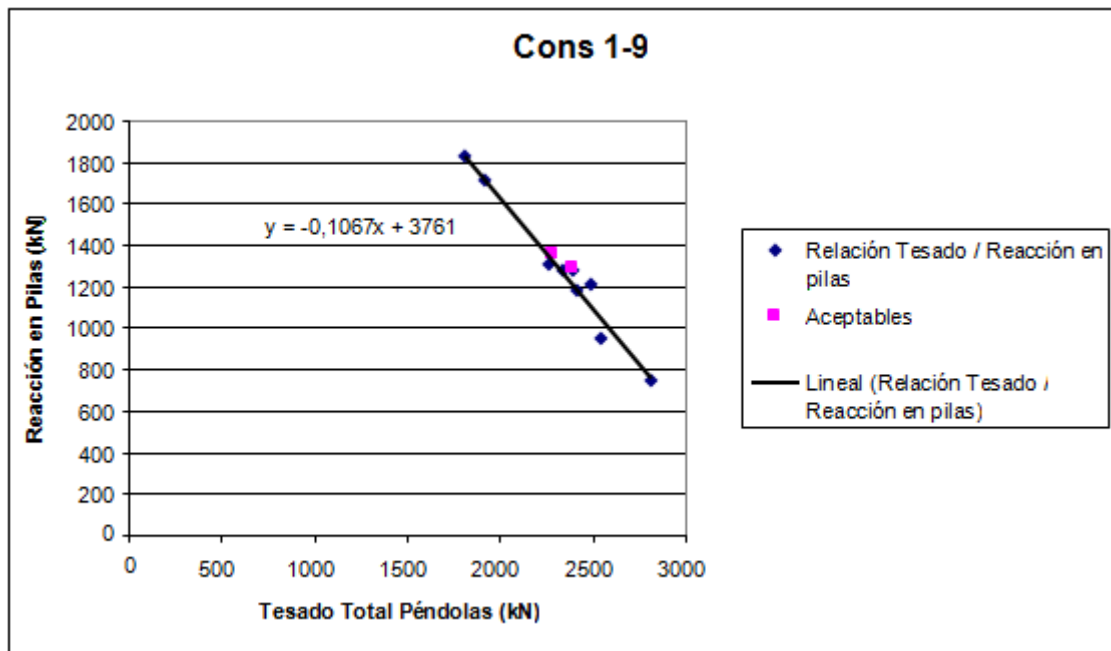


Figura I. 20. Relación de Tesado / Reacción en pilas Cons 1-9

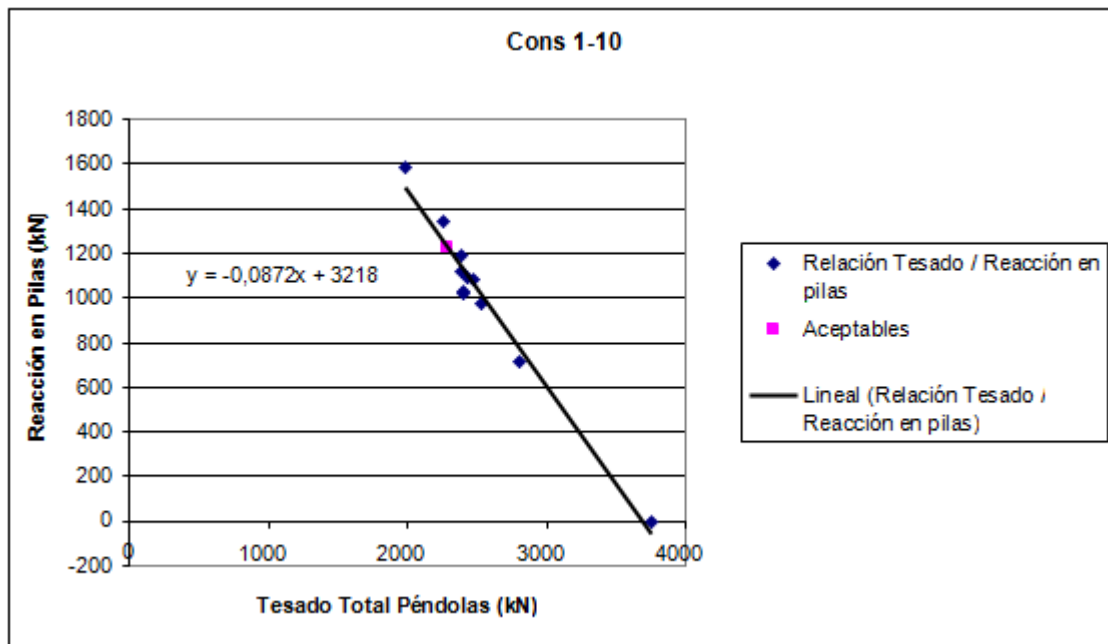


Figura I. 21. Relación de Tesado / Reacción en pilas Cons 1-10

Si se compara el caso 1-10 con el óptimo de casos anteriores 1-3, se tiene como resultado que 1-10 tiene un 10,9 % más de tesado en péndolas, pero un 10,1 % menos de reacción en las pilas. En consecuencia es bastante similar la solución, teniendo que buscarse otros parámetros para definir cuál es mejor.

Este hecho hace necesario estudiar en profundidad lo que sucede entre los diferentes ordenes de tesado. Uno de estos análisis es visualizar que ocurre cuando el tesado total de péndolas es igual. En este caso las reacciones en pilas para los diferentes casos son las mostradas en la (Figura I. 22.).



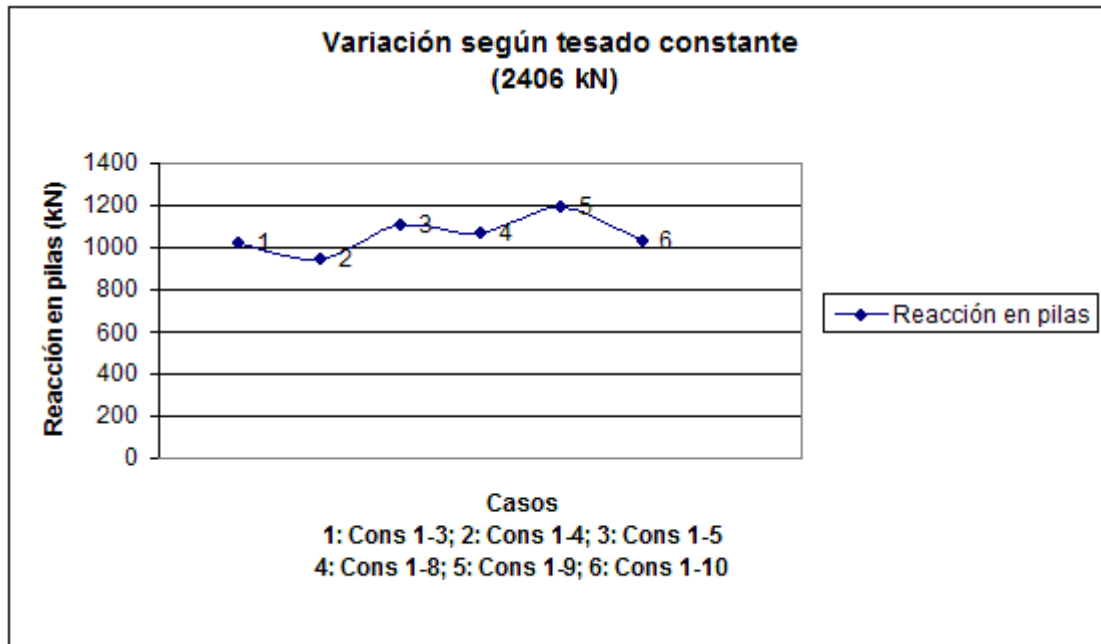


Figura I. 22. Variación Reacción en pilas con tesado constante.

En la (Figura I. 22.) se aprecia que los casos de péndolas tesadas en pares presentan menores reacciones en pilas, que los alternados. Particularmente el caso 1-3 y 1-10 son prácticamente iguales, siendo incluso menores en el caso 1-4, consiguiendo levantar parcialmente el tablero.

Sin embargo, este análisis no es completo, pues debe incluirse el estado de momentos. Si se analiza así, cambia radicalmente la solución, pues los casos alternados presentan sólo una fase en la cual no se acepta el estado de momentos, en cambio son de 2 a 3 fases las que fallan en el caso de pares.

Conocidos los comportamientos en el caso de péndolas inclinadas respecto a reacción y tesado, es posible analizar la relación entre todos los óptimos (en amplitud) a partir de la (Figura I. 23.).

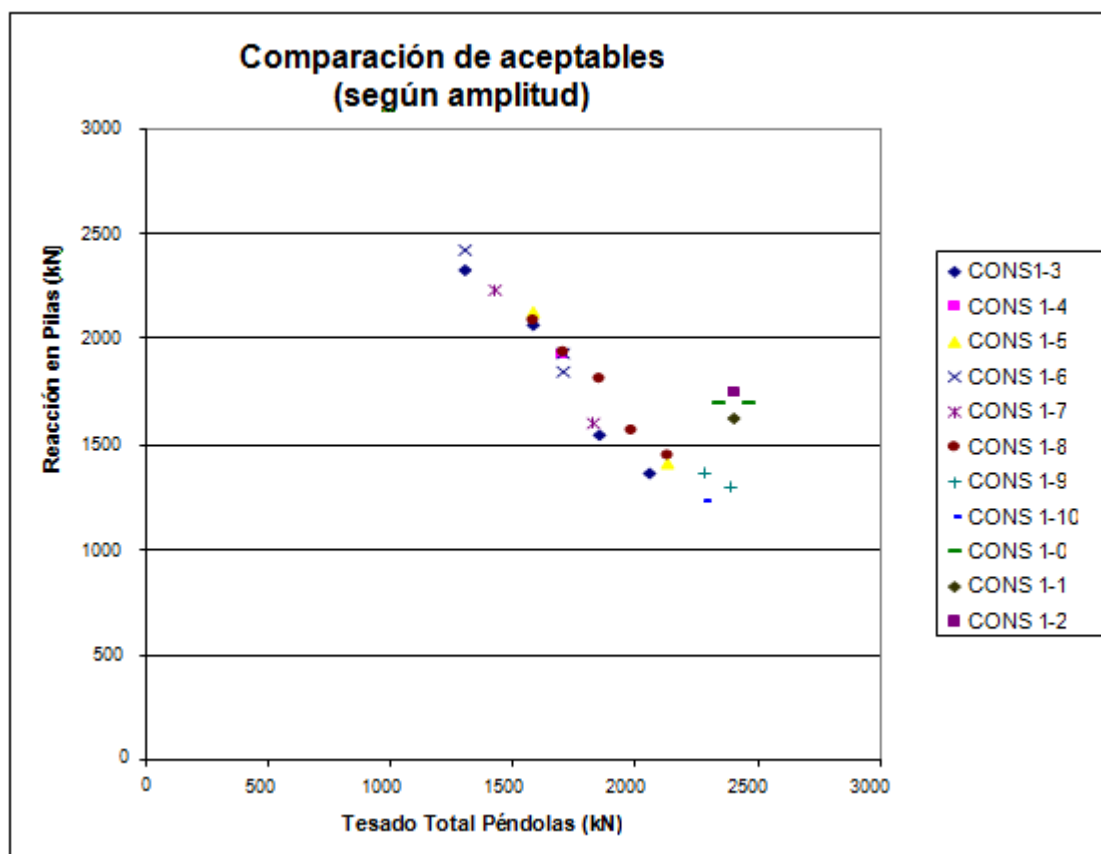


Figura I. 23. Comparación de aceptables según amplitud (péndolas verticales e inclinadas)

En la (Figura I. 23.), se aprecia que el mejor sistema de tesado según este criterio se asocia al Cons 1-10, obteniéndose con ello menor reacción en las pilas y reduciendo el tesado de péndolas. Adicionalmente se puede concluir que el uso de las péndolas verticales para el tesado inicial tiene un rendimiento menor que el de péndolas inclinadas, ya que todos los puntos asociados a las péndolas verticales se encuentran a la derecha de la tendencia de las inclinadas, y en forma superior en cuanto a la reacción frente a iguales cargas de tesado. Sin embargo, estas conclusiones deben validarse con el estudio de la amplitud para cada caso.

Un estudio adicional sobre el comportamiento de los diferentes métodos de tesado es el de comparar, para el mismo tesado total, el resultado tanto por estado de momentos en el tablero como por reacción remanente en las pilas. Esto permite tomar una decisión sobre que método secuencial de péndolas escoger y bajo qué criterios es necesario eliminar los apoyos. Este estudio se divide en dos etapas, una asociada a la comparación para tesado usando pares versus no utilizando pares, y otro estudio obteniendo el mejor del caso óptimo anterior. Para ello se toman algunos casos representativos o singulares, especialmente no óptimos para tener un contraste de la importancia de la secuencia de tesado. Para este análisis la codificación de los colores en los estados de momentos se reemplaza por su peso o valoración numérica.

En primer lugar se observa la comparación entre reacciones remanentes respecto a la amplitud o estado de momentos. Para ello se utilizan los siguientes casos de estudio 1-3, 1-4, 1-5, 1-6, 1-7, 1-8. Se presenta un ejemplo ilustrativo de la obtención de las amplitudes (Figura I. 24.).

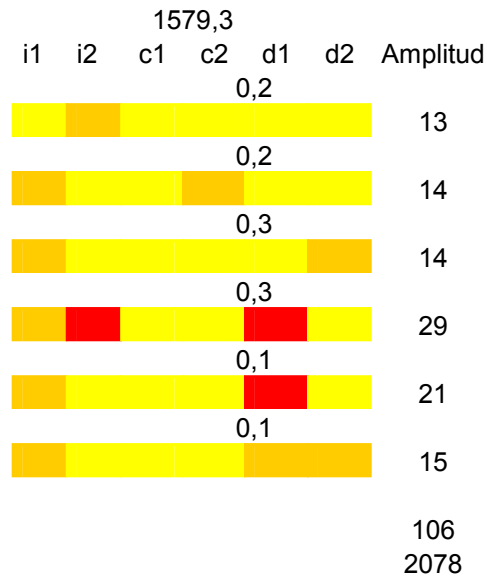


Figura I. 24. Plantilla de amplitudes por peso (Caso 1-4)

A partir de ello se confecciona la (Tabla I. 1.) de amplitud – reacción, con igual tesado, para los diferentes casos.

Tabla I. 1. Amplitud / Reacción con tesado constante.

Caso	Amplitud (#)	Reacción (kN)
1-3	84	2066
1-4	106	2078
1-5	91	2124
1-6	101	2183
1-7	98	2098
1-8	85	2091

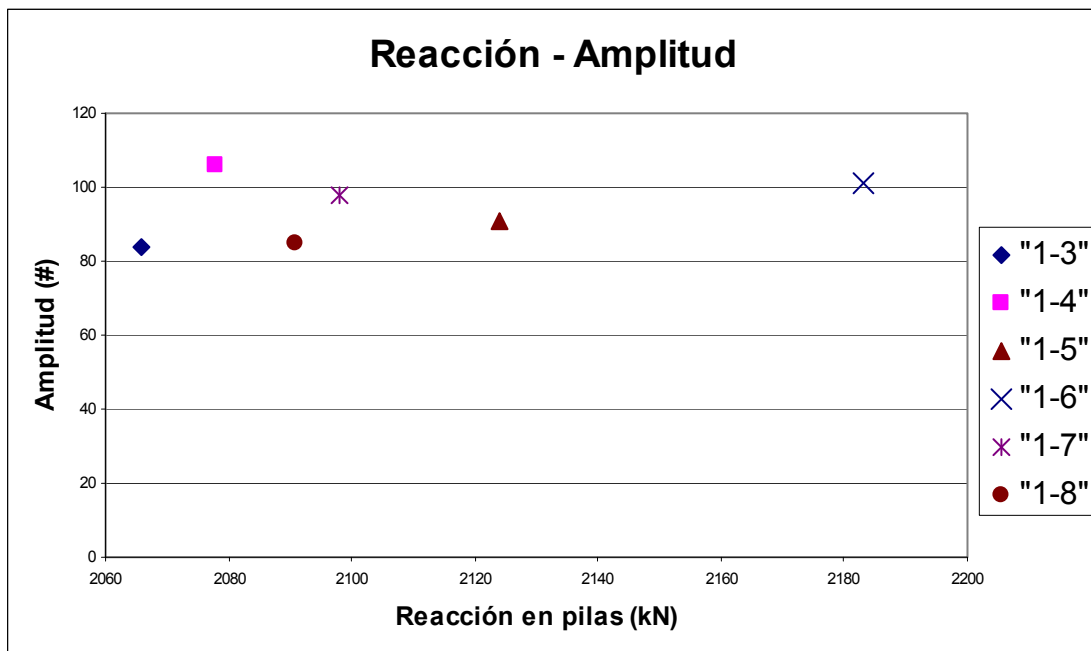


Figura I. 25. Amplitud / Reacción.

De acuerdo con la (Figura I. 25), se aprecia que para igual tesado total, el mejor caso sería el 1-3, donde hay menor reacción en apoyos y una menor amplitud total.

Un análisis adicional es saber cómo se obtiene esa amplitud total, pues al ser un valor global no se tiene claro la evolución en las distintas fases. Por lo tanto, se presenta en la (Tabla I. 2) la evolución de la amplitud por fase de tesado, entregando como resultado:

Tabla I. 2. Amplitud total para tesado constante.

Etapas	Casos					
	1-3	1-4	1-5	1-6	1-7	1-8
1	13	13	14	13	13	12
2	14	14	13	14	14	14
3	14	14	14	14	14	15
4	14	29	20	30	20	14
5	15	21	15	15	21	15
6	14	15	15	15	16	15
<b>Total</b>	<b>84</b>	<b>106</b>	<b>91</b>	<b>101</b>	<b>98</b>	<b>85</b>

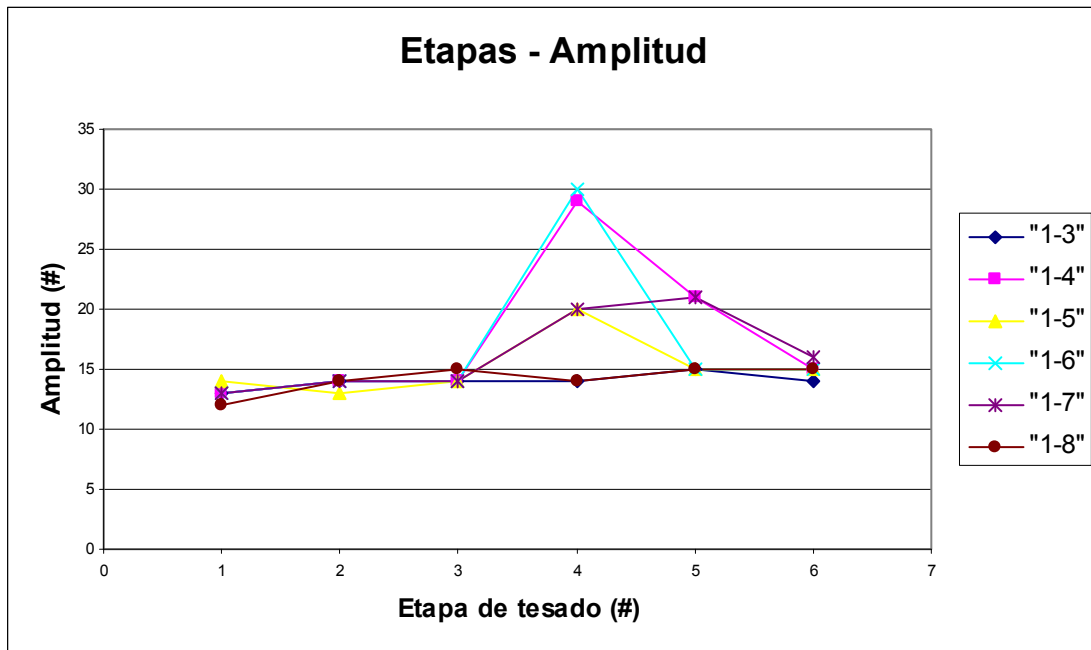


Figura I. 26. Amplitud / Etapas.

Se observa en la (Figura I. 26.) que los peores casos por amplitud ocurren entre la cuarta y quinta etapa de tesado. Esta situación, en los casos 1-3 y 1-8, se asocia a un pequeño incremento. Sin embargo, en el resto de los casos se producen estados de no aceptación. Esto quiere decir que se produce un efecto negativo en el tesado cuando ya se ha tesado al menos una péndola en cada apoyo.

Otra característica relevante es notar que tanto la primera fase como la última, en todos los casos, presentan estados aceptables, a pesar que muchos de ellos vienen de estados no aceptables. Esto da una confirmación a la hipótesis que el último tesado genera estabilidad en el sistema.

Referente al tipo de secuencia de tesado empleado, es importante notar que los dos mejores casos corresponden a una secuencia ordenada (sea par o impar) del tesado de péndolas. En el primero se hace utilizando pares, es decir, 1n1 – 1n2, para luego pasar al segundo apoyo y

luego al tercero. De igual manera en el caso 1-8 esta secuencia ordenada se da con la mitad de dichos pares, es decir, 1n1, luego 2n1, luego 3n1, para luego volver a la misma secuencia con la otra mitad. Esto permite comentar que existe más tendencia al desbalance de esfuerzos en el tablero cuando el tesado no sigue una secuencia ordenada sea par o impar, por lo tanto:

- Se recomienda un orden de tesado, tal que antes de comenzar con una segunda serie se complete el tesado en todos los apoyos.

Para corroborar esta situación se realiza un segundo estudio en el cual se aumenta el tesado total y se incluyen los casos 1-9 y 1-10. Obteniendo como resultados los que aparecen en la (Tabla I. 3.) y (Figura I. 27):

Tabla I. 3. Amplitud / Reacción, (Cons 1-9 y 1-10)

Casos	Amplitud (#)	Reacción (kN)
3	108	1023
4	182	948
5	117	1111
8	92	1065
9	88	1189
10	93	1032

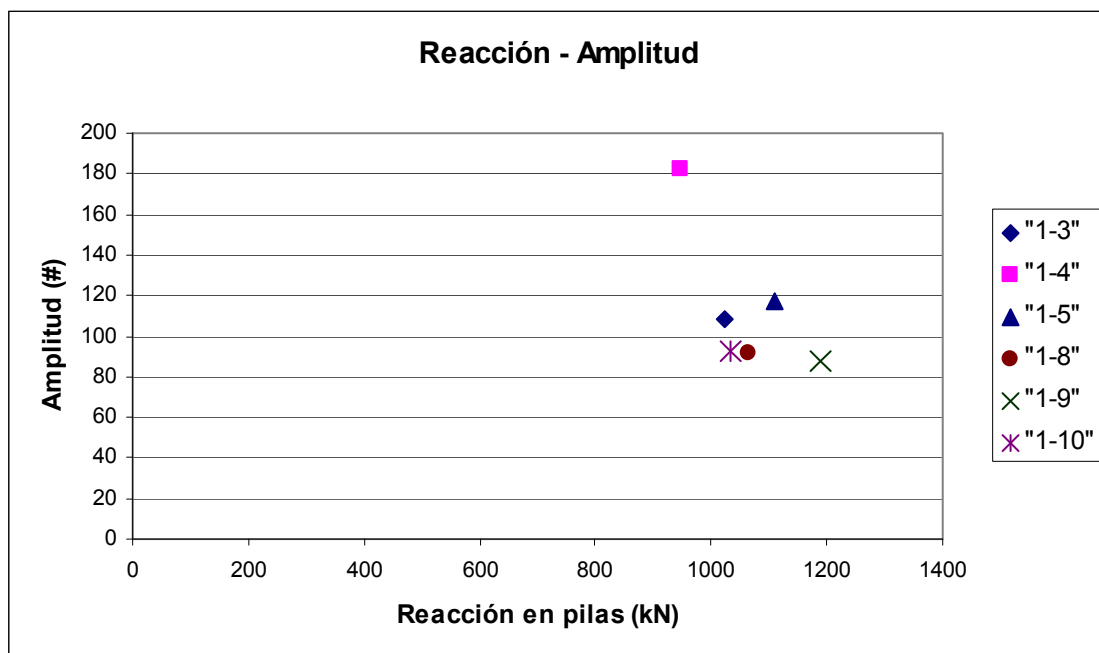


Figura I. 27. Amplitud / Etapas, según pesos (Cons 1-9 y 1-10).

En este caso queda reflejado el estudio anterior de aceptables entre el caso 1-3, 1-4 y 1-10. Se aprecia como 1-4 es menor en reacción, pero con un problema de amplitud. Luego el análisis se centra entre 1-3 y 1-10, siendo este último el de menor amplitud asociada a una reacción muy similar al caso 1-3.

Tal como en el análisis anterior, se realiza un estudio de la amplitud por etapas, (Tabla I. 4.).

Tabla I. 4. Amplitud total para tesado constante.

Etapas	Casos					
	1-3	1-4	1-5	1-8	1-9	1-10
1	13	13	14	13	12	12
2	14	14	13	14	13	13
3	20	28	20	15	13	14
4	20	82	40	22	14	15
5	14	31	15	14	14	23
6	27	14	15	14	22	16
<b>Total</b>	<b>108</b>	<b>182</b>	<b>117</b>	<b>92</b>	<b>88</b>	<b>93</b>

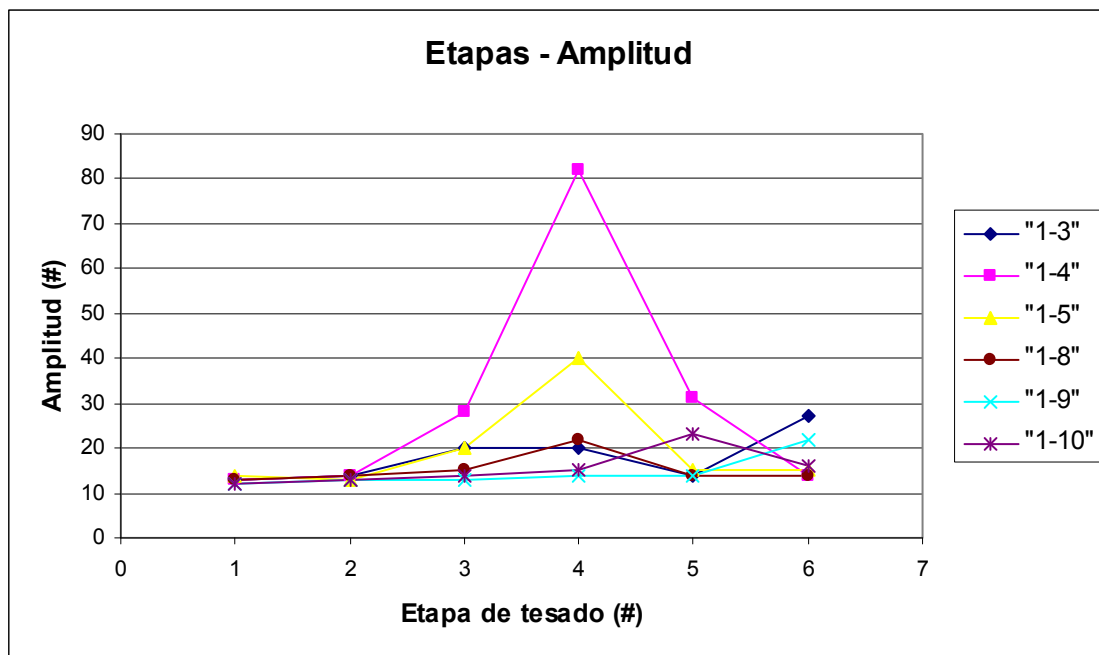


Figura I. 28. Amplitud / Etapas.

Al igual que en el caso anterior, la (Figura I. 28.) muestra que las primeras etapas en todos los casos mantienen una amplitud similar, sin embargo al pasar a la cuarta etapa se ven los mayores desbalances del sistema. En este caso nuevamente 1-4 es el más desfavorecido seguido de 1-5, lo cual corrobora lo dicho sobre el orden secuencial.

Adicionalmente, es posible observar que el aumento en la cuarta fase también aparece en 1-10, en menor grado, y mucho menor en 1-9. Esto no debiese ocurrir, pues ellos no cumplen la condición de orden secuencial, por lo cual hace pensar que el balance observado esta condicionado al aplicar en las etapas previas el tesado central.

También es de notar la diferencia en cada etapa entre 1-9 y 1-10, respecto a los otros casos, estando por debajo en casi todas las fases, mostrando una estabilidad en las amplitudes. Esto sumado a los buenos resultados en tesado total y especialmente en reacción en apoyos, permite concluir que:

- El uso de un tesado central inicial permite estabilizar el estado de esfuerzos del tablero, obteniendo adicionalmente buenos resultados en el proceso de levantamiento.

Con las recomendaciones entregadas se procede a intentar un tesado, tal que se produzca un levantamiento total del tablero, siguiendo como objetivo mantener un estado de momentos igual o menor al del puente original en estado en servicio.

Como se comenta en los apartados anteriores, de los casos de estudio solamente se consigue una combinación en que se logra levantar completamente el tablero, utilizando péndolas inclinadas (1-10).

Por esta razón, para este estudio se utiliza como orden de tesado inicial los casos: 1-3, 1-5, 1-8 y 1-10 correspondientes a péndolas inclinadas. Sin embargo, se reduce el tesado en ellas y se incluyen más fases de tesado, asociadas a la incorporación de péndolas verticales (1-2), o bien a la posibilidad de realizar nuevos tesados en péndolas ya tesadas previamente.

En resumen, con tal de conseguir el objetivo de levantamiento del puente y mantener un estado de momentos aceptable, no se limitan las veces de tesado por péndolas y se considera como condición el tesar en primer lugar las péndolas inclinadas diagonales y posteriormente realizar el tesado de las verticales, para conseguir el levantamiento final.

Para el estudio se han desarrollado 34 casos, divididos en 4 grupos, donde se utiliza como inicio uno de los casos de péndolas inclinadas, con una combinación de tesado que genere un estado de momentos aceptable, (Figura I. 29.):

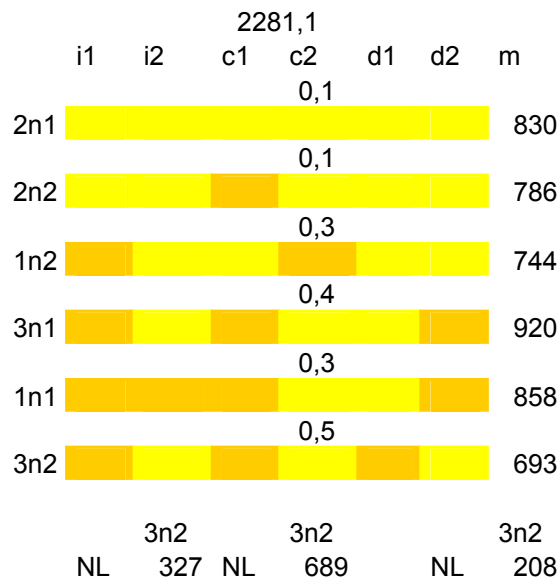


Figura I. 29. Plantilla Caso Cons 1-10

A partir de este estado, se comienza con el tesado de péndolas verticales, utilizando como referencia un caso con estado de momento aceptable, tal como se ilustra en la (Figura I. 30.):

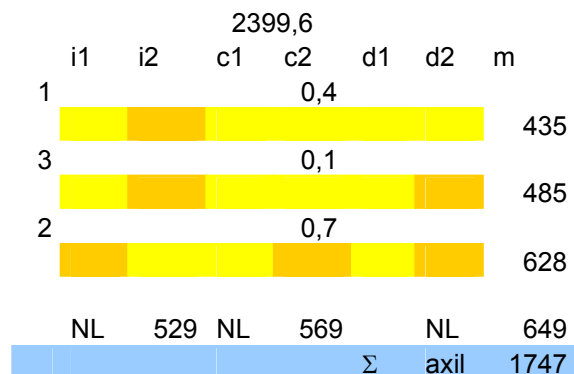


Figura I. 30. Plantilla Cons 1-2

Al analizar los resultados se observa que de todos los casos en estudio ninguno consigue un levantamiento con un estado de momentos aceptable en todas sus fases. De ellos el mejor resultado es el que se presenta en la (Figura I. 31.).

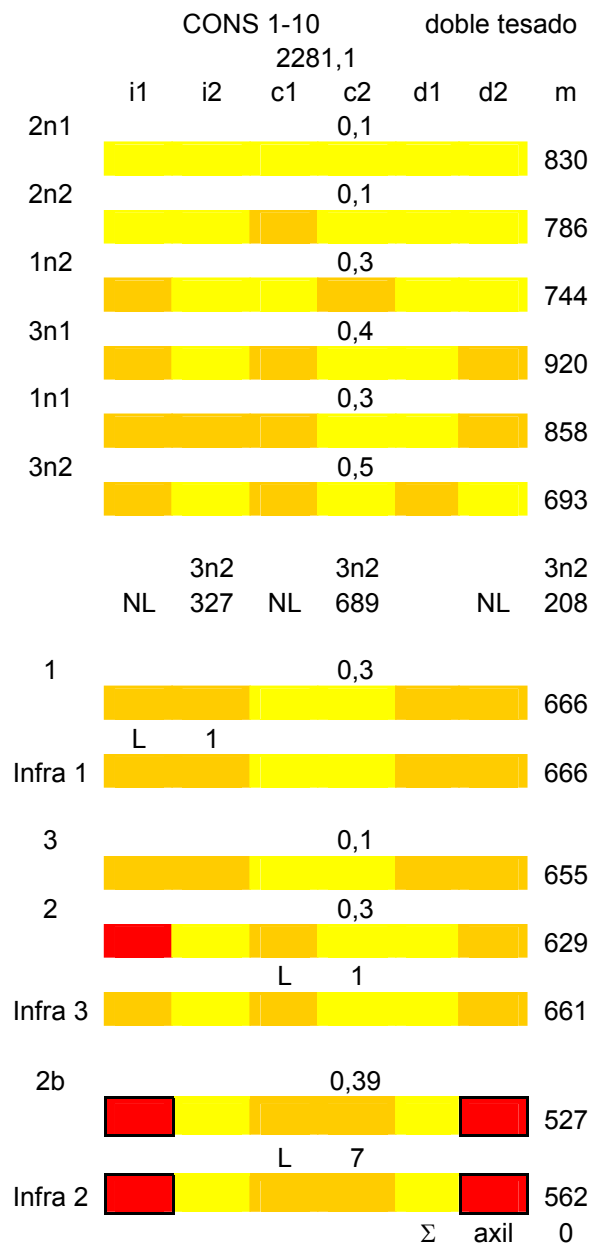


Figura I. 31. Plantilla para levantamiento total. Cons 1-10 con péndolas verticales e inclinadas

En él ha sido necesario aplicar una modificación al tesado vertical y recurrir a un segundo tesado en péndolas. Se busca evitar tesados de gran magnitud que produzcan desbalance y que por ello induzcan a excesos de momentos. A pesar de este cuidado, en las etapas finales, cuando el puente se apoya en una sola pila, el último cambio estático es el que provoca los peores resultados. A partir de estas consideraciones es posible comentar que:

- Para conseguir balances de los momentos según la banda admisible de esfuerzos en el tablero es necesario utilizar: gran número de péndolas o más de una secuencia de tesado.
- La restricción de que la ley de momentos sea menor o igual al de la banda admisible es muy estricta. Posiblemente en casos con importantes cargas en servicio esta pueda cumplirse, pero en general no se consigue.



Producto de ello e intentando reducir el número de operaciones y de material utilizado en este proyecto, es que se modifica el criterio de aceptación en el tablero, pasando de un estado de momento a un estado de tensiones, en donde se incluye el efecto del pretensado. Adicionalmente, el criterio evita ser tan restrictivo, no obligando a ajustarlo a la curva y entregando como límites las capacidades resistentes a compresión y tracción de los materiales. Por ello, se puede concluir que:

- Se recomienda el uso como restricción y análisis el estado tensional, y no el estado de momentos, para incluir posibles compresiones del tablero (efecto tirante).
- El criterio adoptado de aceptación debe incluir los límites de tensión de los materiales tanto a compresión como tracción.

A partir de estos enunciados los objetivos básicos para el proceso constructivo y de tesado se modifican por:

- a) Conseguir el levantamiento del tablero, representado por desplazamientos verticales del tablero en el sector de las pilas mayores a 4 milímetros.
- b) Intentar mantener un estado de tensiones en el tablero igual o inferior al que presenta el puente original bajo una combinación de carga en servicio, en toda fase de tesado.
- c) De no ser posible el punto (b) al menos debe cumplir con que dicho estado de tensiones se encuentre entre los límites admisibles para el hormigón, es decir:

En situación de construcción e intermedias de tesado:

$$\begin{aligned} |\sigma_{MIN}| &\leq f_{CT} \\ \sigma_{MAX} &\leq 0,8 * f_{CK} \end{aligned} \quad \text{[Ecuación I. 3]}$$

En situación final de tesado:

$$\begin{aligned} |\sigma_{MIN}| &\leq f_{CT} \\ \sigma_{MAX} &\leq 0,6 * f_{CK} \end{aligned} \quad \text{[Ecuación I. 4]}$$

Donde:

$\sigma_{min}$ : Tensión negativa en el elemento de hormigón.

$\sigma_{max}$ : Tensión positiva en el elemento de hormigón.

$f_{ct}$ : Tensión máxima a tracción admisible por el hormigón.

$f_{ck}$ : Tensión máxima a compresión admisible por el hormigón.

Esta modificación también intenta buscar una mayor precisión sobre el comportamiento del tablero y las consecuencias sobre la estructura globalmente. Por dicha razón, se propone un estudio más exhaustivo en el que se verifiquen un mayor número de puntos para el cumplimiento de este criterio.

Esta forma de trabajo, más la complejidad que ha mostrado el proceso constructivo respecto a satisfacer las condiciones, permite pensar en la utilización del cálculo estructural más automatizado. Para ello se ha desarrollado la implementación computacional TEMEGA (Tensioning Method by Genetic Algorithm), que utiliza algoritmos genéticos interactuando con programas de análisis estructural, para optimizar el proceso y cumplir con este propósito.

**ANEJO II:**

**MANUAL DE USUARIO TEMEGA**

## II.1. Desarrollo y comportamiento del algoritmo

Se presenta a continuación el desarrollo detallado del algoritmo TEMEGA, como también los criterios de selección estructural que realiza el programa. Adicionalmente se entrega la formulación del algoritmo, en las secciones que se estima importante de explicitar. Finalmente se presentan algunas imágenes de apoyo para el entendimiento del proceso en el soporte Excel y Sap2000.

Como se ha explicado en el capítulo 3, el objetivo del programa es la automatización y optimización del método de tesado para el levantamiento del tablero respecto a las pilas del puente original. Para ello, se utilizan los Algoritmos Genéticos, los cuales mediante iteraciones aproximan una banda de soluciones factibles. El punto fundamental de este proceso es la interacción entre el algoritmo como dato de ingreso y el análisis estructural generado por modelos. Por esta razón es posible dividir el algoritmo en tres grandes fases:

- a) Interacción Modelos estructurales.
- b) Generación de poblaciones (AG).
- c) Restricciones y función objetivo.

En ellos se pueden dividir las diferentes subrutinas del programa que se enuncian a continuación, con una breve descripción en orden de proceso.

La inicialización del programa es mediante un formulario de acceso de datos, dividido en diferentes etapas de estudio, tal como se presenta en la (Figura II. 1.).

Figura II. 1. Formulario de ingreso de datos.

Aquí se solicitan las variables divididas en tres categorías. La primera busca obtener los modelos estructurales del puente en estudio; la segunda hace mención a los datos para el funcionamiento del algoritmo genético; y finalmente, la tercera, los datos requeridos para el método constructivo y de tesado.

Adicionalmente se presentan las tres formas de aplicar el programa:

- Modelo original, donde se estudia el comportamiento del puente sin modificaciones
- Construcción, se crea y estudia el comportamiento en etapa de construcción desde el puente original a un estado previo al tesado
- Población 0 e Iteración se aplican en conjunto para obtener la información necesaria del puente modificado y realizar la optimización mediante algoritmo genético del método de tesado

A partir de este formulario se ingresa al programa, comenzando con el siguiente orden de rutinas:

- 0) Tablas(): Es la rutina encargada de inicializar las variables a partir de los datos entregados por el diseñador en el formulario.
- 1) Tabla2(): Generador de las hojas básicas en Excel donde se muestra la información. (b)

Entre las hojas Excel que crea se cuenta con:

- Generacion0:

En esta planilla se describen las características de la población inicial, la cual se actualiza a medida que se realizan las iteraciones. Cuando el programa acaba la iteración entrega un conjunto de individuos cercanos a los óptimos.

A continuación se presenta una imagen (Figura II. 2.), con una población determinada.

Poblacion inicial										
Cromosoma	Orden1	Orden2	Orden3	Magnitud1	Magnitud2	Magnitud3		Dc	Lc	
1	2	1	3	0,06	0,69	0,77		2854,25334	-2020,59584	2604,15609
2	2	1	3	0,81	0,24	0,04		1813,19765	-2219,5747	1935,11077
3	1	2	3	0,32	0,63	0,67		2074,53918	-2038,53354	2063,73749
4	3	1	2	0,26	0,33	0,84		1949,8871	-2081,11904	1989,25668
5	1	2	3	0,55	0,37	0,04		1487,3427	-2306,35389	1733,04605
6	3	2	1	0,81	0,55	0,86		1950,13262	-1883,87544	1930,25546

Figura II. 2. Resultados planilla Generacion0.

La primera columna indica el número de individuos del proceso iterativo. Las siguientes seis especifican los genes de cada uno de los individuos, en este caso 4, siendo las tres primeras columnas asociadas al gen orden de tesado y las tres últimas a los genes de magnitud de tesado de péndolas. Adicionalmente existen tres columnas aisladas relacionadas con función objetivo  $\Omega$  o “Dc”, la función objetivo  $\Theta$  o “Lc” y la función de bondad.

- ModeloOriginal:

En esta planilla se presentan los esfuerzos de momentos y las tensiones (superior e inferior) en las vigas seleccionadas del modelo del puente original, en cada punto de análisis definido por el modelo. Se presenta en columnas sucesivas con el nombre distintivo (Figura II. 3.).

Ley Momentos	
Viga1	Viga2
0,22264216	5,30421322
61,2070788	72,6398608
117,05191	133,690921
167,757137	188,457394
213,322759	236,93928
214,506609	238,23694
252,903411	280,679403
286,160609	316,837279
314,278202	346,710568
337,25619	370,299269
337,454262	371,342832
352,699499	388,807399
362,805131	399,987379
367,771158	404,882771
367,597581	403,493576
367,517836	404,196311
359,700226	396,4647
346,74301	382,448501
328,64619	362,147715

Figura II. 3. Resultados ModeloOriginal.

- ModeloModificado “n”:

Se generan n planillas dependiendo del número de individuos pertenecientes a la población. Estas planillas contienen el detalle de la información obtenida al procesar cada uno de los individuos presentados en la planilla Generacion0.

La información se resume en dos partes:

- Se entregan los momentos en cada uno de los puntos de análisis de cada viga y en cada etapa de tesado, coincidiendo ellos con los puntos de análisis para el modelo original del puente.

Ley Momentos		Viga1		0	Viga2	
-0,9775453	-1,68965786	-0,46317702	-15,3947602	4,73364292	12,3934014	
43,5866453	42,1081248	43,4093609	35,8011063	71,4719156	103,203147	
84,3425102	82,0975819	83,4735731	82,5633621	133,776578	189,579282	
121,290049	118,278713	119,72946	124,892007	191,647629	271,521807	
154,429263	150,651519	152,177021	162,787042	245,085069	349,03072	
154,429263	150,651519	152,177021	162,787042	245,085069	349,03072	
183,760151	179,215999	180,816256	191,730401	248,326855	338,345752	
209,282713	203,972153	205,647165	216,24015	247,135031	323,227173	
230,99695	224,919982	226,669749	236,316289	241,509596	303,674983	
248,902861	242,059485	243,884007	251,958816	231,45055	279,689182	
249,078656	241,828733	243,431999	253,458795	234,459506	283,567687	
260,369652	252,755452	254,142269	265,085758	242,082938	282,335877	
267,852322	259,873845	261,044214	272,27911	245,272759	276,670455	
271,526667	263,183912	264,137833	275,038852	244,02897	266,571423	
271,392686	262,685654	263,423126	273,364983	238,35157	252,03878	
271,392686	262,685654	263,423126	273,364983	238,351569	252,038778	
267,450379	258,37907	258,900094	267,257502	228,239831	233,071924	
259,699747	250,26416	250,568736	256,71641	213,694482	209,671458	
248,140788	238,340924	238,429052	241,741708	194,715523	181,837382	

Figura II. 4. Resultados de momentos ModeloModificado.

En el ejemplo de la (Figura II. 4.), las tres primeras columnas corresponden a los momentos en la viga 1. La primera de ellas corresponde a los resultados de momentos en la primera etapa de tesado para ese individuo, la siguiente columna se asocia a la segunda etapa de tesado y así sucesivamente.

El numero que se ubica entre las dos vigas, en este caso 0, determina la aceptación del proceso de tesado en todos los puntos, todas las etapas y todas las vigas, es decir, si existe al menos un punto que se escape de la banda de aceptación, este indicador marcará 0, de lo contrario será 1.

- La planilla hace referencia a los apoyos y el levantamiento de ellos en el proceso de tesado.

0	0	0	0	0	0	0	0	0
Apoyo1		Apoyo2				Apoyo3		
-0,00096371	-0,0008683	0,0004041	-0,00050013	-0,00016051	-0,00030395	-0,0009638	-0,00045107	0,00032152
-0,00123515	-0,00115817	-0,00054578	-0,00105225	-0,00087359	-0,00095205	-0,00123225	-0,00099205	-0,00058533
-0,0012367	-0,00115837	-0,00054903	-0,00106007	-0,00087791	-0,00095867	-0,00123988	-0,00099626	-0,00058984
-4,0955E-05	-3,5894E-05	-1,4261E-05	-0,0005694	-0,00043775	-0,00049628	-0,00070194	-0,00052262	-0,00023
-0,00069891	-0,00064135	-0,00020056	-1,9023E-05	-1,5223E-05	-1,7103E-05	-4,0965E-05	-2,3857E-05	-1,5121E-05
-0,00069742	-0,00064121	-0,00019735	-0,00056147	-0,00043333	-0,00048955	-0,00069426	-0,00051837	-0,00022546

Figura II. 5. Resultados de desplazamientos ModeloModificado.

Tal como se aprecia en la (Figura II. 5.), se muestran cada uno de los apoyos numerados. Inmediatamente bajo ellos, se dispone el valor de los desplazamientos verticales en los puntos de contacto entre la pila y el tablero, en cada una de las etapas. Sobre el nombre de apoyo aparecen números, que indican si en esa etapa en dicho apoyo existe levantamiento del tablero respecto a la pila. En caso de marcar 0, se esta frente a compresiones en la pila, si el marcador se modifica por 1 quiere decir que dicho apoyo esta siendo levantado por la etapa de tesado, y por tanto en el proceso se generará una modificación de la etapa de tesado, agregando una nueva fase donde se retira dicha pila.

- Tensionesinf “n” & Tensionessup “n”:

Estas dos plantillas entregan bajo el mismo formato que la anterior, el conjunto de valores asociados a cada punto, en cada etapa de tesado de cada viga del puente modificado, las tensiones superiores e inferiores.

- Best:

Finalmente se entrega la planilla de evolución del proceso iterativo por TEMEGA en la (Figura II. 6.). En ella se escriben los dos padres o mejores individuos según la función de bondad, en cada una de las iteraciones realizadas según los Algoritmos Genéticos. En este caso se presentan dos candidatos, indicando los genes que le son propios, sus funciones objetivo y de bondad.

A medida que aumente el número de iteraciones estas casillas se irán completando de dos en dos.

	Orden1	Orden2	Orden3	Magnitud1	Magnitud2	Magnitud3		Dc	Lc	Creacion
2	1	2	3	2,99	2,99	2,65		308799,22	-1972,50066	94020,5164
1	2	1	3	2,85	2,28	2,34		308781,884	-2032,00066	94056,9656
2	1	2	3	2,99	2,99	2,34		308493,707	-1985,81085	93938,1798
2	2	3	1	2,99	2,99	2,65		308573,938	-1976,89632	93956,0087
2	2	3	1	2,99	2,99	2,38482213		308458,084	-1988,55375	93929,4129
2	1	2	3	2,99	2,99	2,34		308493,707	-1985,81085	93938,1798
2	2	3	1	2,99	2,99	2,34		308438,502	-1990,52417	93924,9175
2	2	3	1	2,99	2,99	2,38482213		308458,084	-1988,55375	93929,4129
2	2	3	1	2,99	2,99	2,26827872		308407,168	-1993,6771	93917,7242
2	2	3	1	2,99	2,99	2,34		308438,502	-1990,52417	93924,9175
2	2	3	1	2,99	2,18367666	2,80841571		308275,854	-2005,06595	93886,3024
2	2	3	1	2,99	2,99	2,26827872		308407,168	-1993,6771	93917,7242
2	2	3	1	2,99	2,18367666	2,26827872		308027,113	-2029,65379	93828,8915
2	2	3	1	2,99	2,18367666	2,80841571		308275,854	-2005,06595	93886,3024
2	2	3	1	2,99	2,18367666	2,26827872		308027,113	-2029,65379	93828,8915

Figura II. 6. Histórico de soluciones factibles (padres).

- 2) OriginalSAP(): rutina que permite la obtención de los valores de referencia del modelo original del puente y el cálculo de la banda admisible de tensiones. (a)
- 3) Poblacioninfo(): Se obtienen las propiedades geométricas y de materiales del modelo modificado del puente. Adicionalmente se calcula la deformación impuesta para la carga de tesado inicial.
- 4) Poblacioninicial(): Se incorporan las cargas de tesado por deformación impuesta. Adicionalmente se origina la primera generación de individuos de métodos de tesado. (b)
- 5) CromosomaSap(): Se inicializa el modelo de puente modificado. Corresponde a la rutina inicial de interacción con Sap2000. Creación de las cargas de método de tesado básicas en la primera de las iteraciones. Se obtienen los valores de reacciones, desplazamientos y momentos del modelo modificado del puente. Cálculo de las tensiones. (a)
- 6) RestriccionTesado(): Fija los valores de aceptación por tensiones en el tablero y crea la variable de la función objetivo  $\Omega$ . (c).
- 7) RestriccionLevantamiento(): Fija los valores de aceptación por desplazamiento vertical del tablero. (c).
- 8) FOL(): Crea la variable de la función objetivo  $\Theta$ . Adicionalmente es el detector entre el fin de un proceso de tesado o la continuación mediante iteración. (c).
- 9) Modificador(): Rutina que determina si debe modificarse la etapa de tesado producto de un levantamiento del tablero.
- 10) ModificaEtapa(): Se encarga de realizar la modificación en el método de tesado aplicándolo a Sap2000. Recupera la información de momentos y desplazamientos. (a).

- 11) Mejores(): Cálculo de la Función de Bondad a partir de las funciones objetivos, y generación de los dos padres de la nueva generación a partir de la operación: Reproducción. (b y c).
- 12) Actuador(): Verificador del número de iteraciones realizadas.
- 13) iteraciones(): Rutina desarrollada para la generación del resto de la población descendiente a partir de las operaciones: Cruza y Mutación. (c).

A estas subrutinas deben agregarse las correspondientes al método constructivo, como paso previo no obligatorio, correspondiente a: MetodomodificadoSAP(), similar al denominado CromosomaSAP() y RestriccionMetodo(), similar al denominado RestriccionTesado().

La interacción entre ellos en modo de esquema se presenta en la (Figura II. 7.).



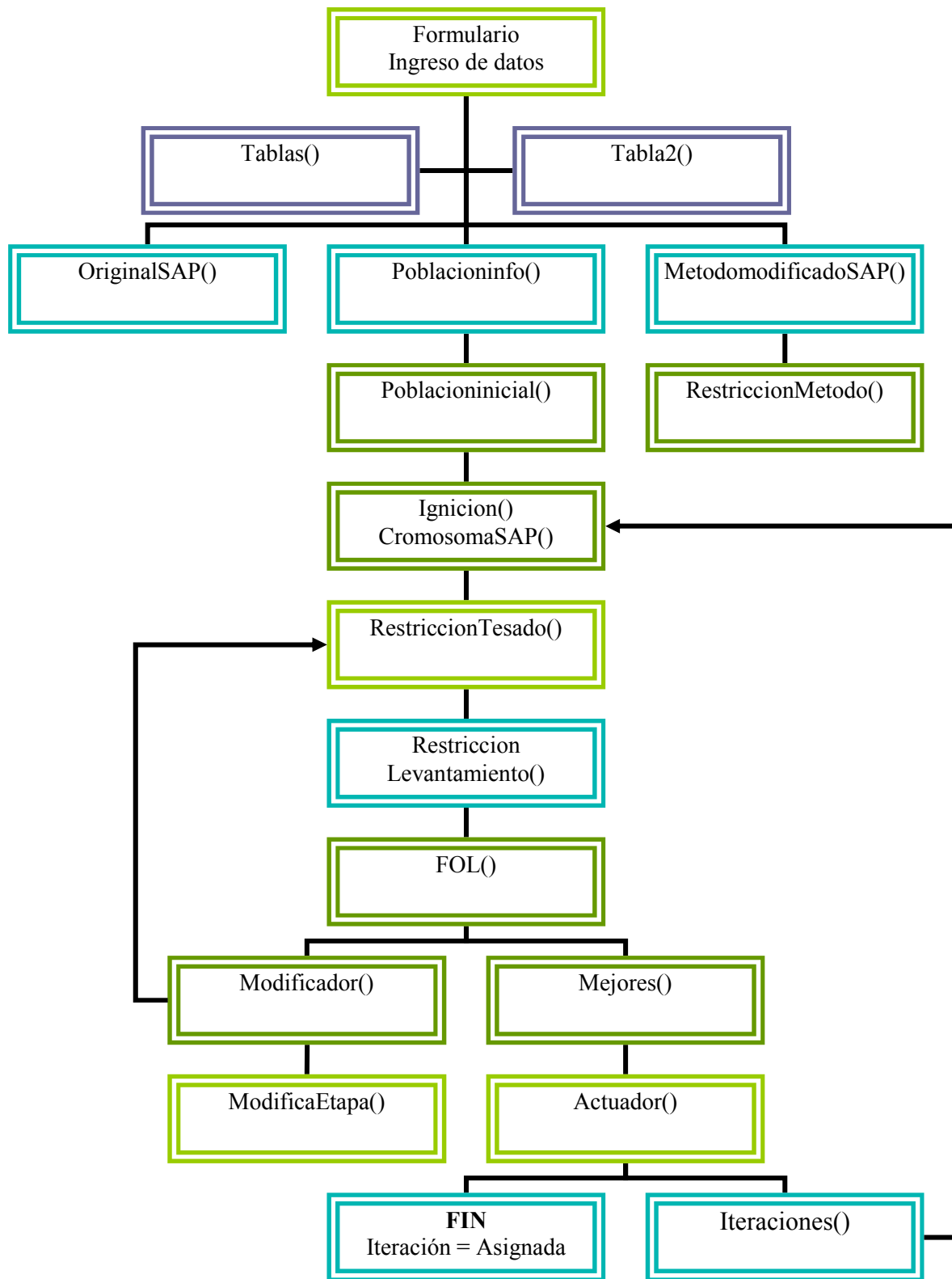


Figura II. 7. Esquema de rutinas según método de tesado por AG.

A continuación se detallan estos procesos con los criterios estructurales adoptados y programados.

### **a) Interacción Sap2000 (Manual de usuario):**

La primera fase presenta todas las condiciones necesarias para implementar los algoritmos genéticos mediante Visual Basic al programa Sap2000. Para ello se utilizan los códigos predefinidos por API (Application Programming Interface) del programa Sap2000 en su versión para lenguaje Visual Basic – C++. Las convenciones mencionadas aquí son importantes para el correcto funcionamiento del programa.

Como se ha mencionado el programa requiere el desarrollo previo de dos modelos de puentes: modelo original y modelo modificado.

- **Modelo Original:**

El modelo original corresponde al puente que se desea reparar, considerando la geometría y materiales correspondiente. Para ello se solicita al diseñador desarrollar el modelo mediante elementos finitos, considerando los apoyos intermedios y superestructura en estado reparado.

Dentro de los puntos de análisis necesarios se tiene que:

- Se debe considerar una carga de camión o elemento móvil que incluya las cargas reales que pasan por el puente. Ej. Puente chileno, uso de camión del Manual de Carretera de Chile o estudio en terreno de las cargas móviles que el puente soporta.

- Adicionalmente se deben incluir cargas de peso propio, cargas permanentes y sobrecargas estáticas existentes.

- A partir de ello se debe crear una combinación de cargas envolvente denominada: “COMB SERVICIO” equivalente a una carga de servicio con coeficiente  $\Psi_i = 1$ , que considera la posición del camión en todos los carriles, cargas móviles y permanentes.

- Referente a la geometría, el desarrollo del modelo de tablero debe generarse con la precaución de que la discretización de las vigas o elementos longitudinales coincidan con la división convenida en el modelo modificado. En este respecto es importante considerar como sectores de discretización no sólo las vigas transversales sino también los puntos donde posiblemente se amarre una péndola.

- Finalmente, es importante asignar las vigas longitudinales que se desea estudiar a los grupos con el nombre “VIGA”, más el número correlativo que se desee, desde el exterior al interior. Ej. VIGA1 corresponde a la viga del extremo.

- **Modelo Modificado:**

El modelo modificado corresponde al puente que presenta ya los cambios deseados para generar el refuerzo mediante arcos y péndolas network. En este caso la modelación necesita incluir en geometría y materiales todas las etapas previstas para el método constructivo y de tesado; por lo tanto, es necesario tener claridad de cuales procedimientos se desarrollaran. Adicionalmente es necesario considerar los parámetros mínimos para una familia de soluciones, en este caso corresponde al tipo de perfil del arco y el arreglo de las péndolas network.

Un punto importante en el análisis, es el cómo se realizará la etapa del método constructivo, es decir, si en el análisis mediante el programa se utilizará o no el módulo de Método Constructivo.

Si este módulo no es utilizado, además de los puntos que se detallan a continuación debe incluirse una carga que efectúa de manera evolutiva y no lineal el proceso constructivo denominada “LCASE1”, la cual en sus diferentes etapas deberá contener como mínimo:

- Construcción del tablero.
- Instalación del arco.
- Desvinculación superestructura-infraestructura.
- Aplicación de pretensado longitudinal.
- Colocación de péndolas no tesadas.

De utilizarse el módulo, esta carga “LCASE1” la genera automáticamente el programa, sirviendo como estado inicial para los diferentes métodos de tesados realizados. El programa genera esta carga a partir de la siguiente secuencia constructiva predefinida:

Etapa	Acción	Descripción
01	Construcción Tablero	Aplicación cargas permanentes
02	Construcción Aceras	Aplicación cargas permanentes
03	Colocación Torres	Ubicadas sobre cada pila del puente
04	Colocación de Arcos	En secuencia simétrica
05	Cambio de Apoyo	Modificación de la conexión tablero-pila.
06	Pretensado	
07	Remoción Torres	
08	Colocación péndola	De retención en los extremos
09	Colocación péndolas	Del arreglo network sin tesar

Para el correcto funcionamiento del programa es necesario una serie de elementos y designaciones:

En primer lugar, debe asignarse a todos los elementos de la superestructura: vigas longitudinales, diafragmas y vigas transversales el grupo “TABLERO”. A su vez, los elementos que se deseen incluir como parte de las aceras deben incluirse en el grupo “PASILLO” (Figura II. 8.).

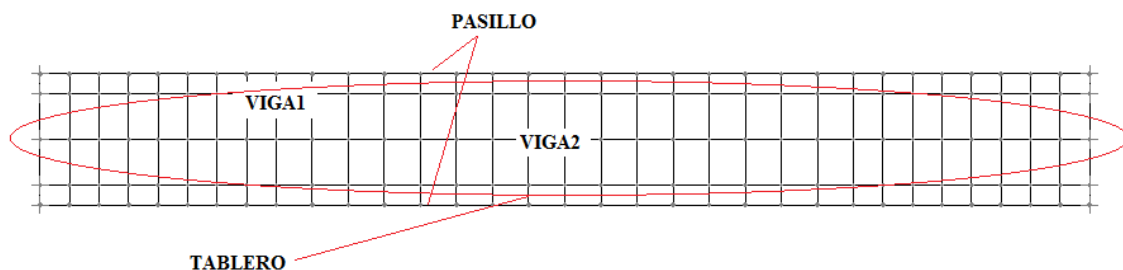


Figura II. 8. Nomenclatura Superestructura

Siguiendo el orden por etapas antes descrito, es necesario que toda la infraestructura, es decir, las pilas incluidas los elementos de conexión con el tablero se asignen al grupo “INFRAESTRUCTURA” (Figura II. 9.).

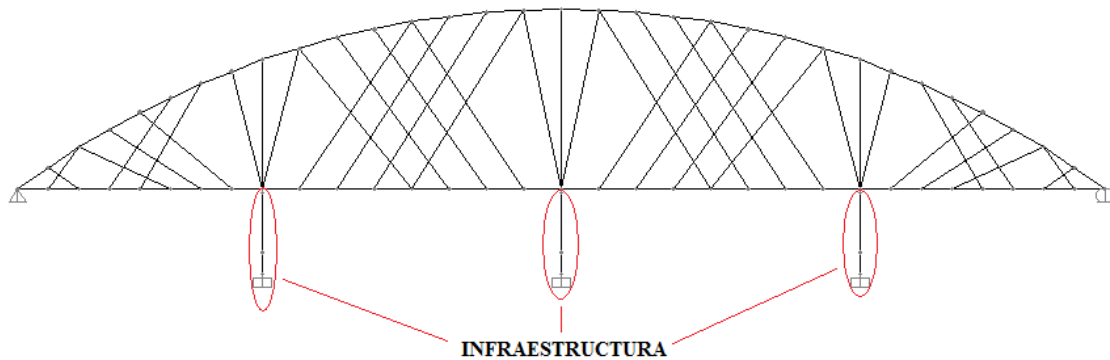


Figura II. 9. Nomenclatura infraestructura.

A continuación debe incluirse elementos tipo frame que modelen las torres necesarias para la colocación del arco. La ubicación de estos elementos es sobre las pilas, con una altura que se estime necesaria para que intercepten con el recorrido del arco. A estos elementos deben asignarse el grupo “TORRES”.

Los arcos deben incluirse en los grupos “ARCO” seguido por un número entre 1 y 4 sin repetirse. Este número indica si se dispondrá a uno u otro lado del puente, teniendo la precaución que los que tengan contacto con el estribo sean los números 1 y 4 (Figura II. 10.).

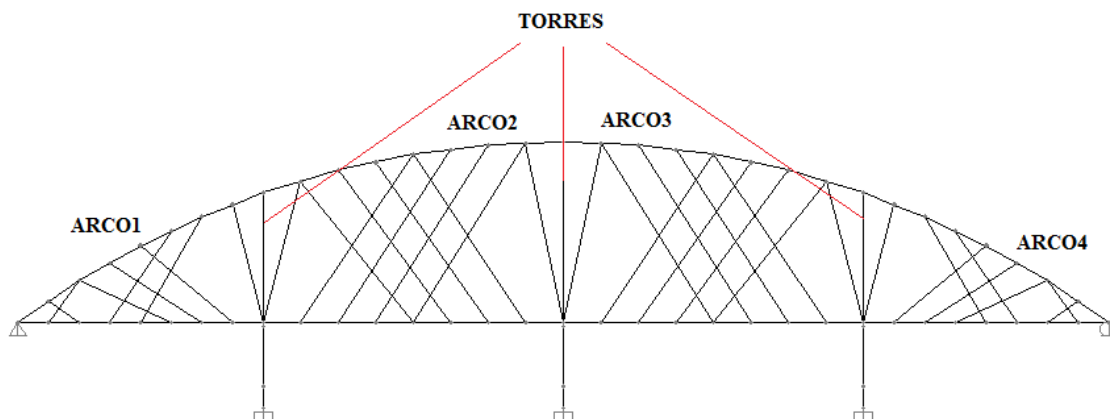


Figura II. 10. Nomenclatura arcos.

Para el cambio del sistema de apoyo, es decir, cuando se asuma que hay una desvinculación entre el tablero y la pila por la acción de sierras u otros mecanismo, el programa realiza la hipótesis que la antigua unión rígida, se convertirá en uno de tipo flexible (biela), obteniéndose de ella compresiones o tracciones virtuales, que junto a los desplazamientos de los Joint en los tres puntos del tablero determinan si se produce levantamiento (total o parcial) del tablero. Por ello es necesario asignar los elementos al grupo “UNIONES”. Los elementos rígidos se determinan con el nombre de sección ‘Union’ asumiendo nula masa y gran momento de inercia. Los elementos flexibles se designan como ‘Union2’ con nula masa (Figura II. 11.).

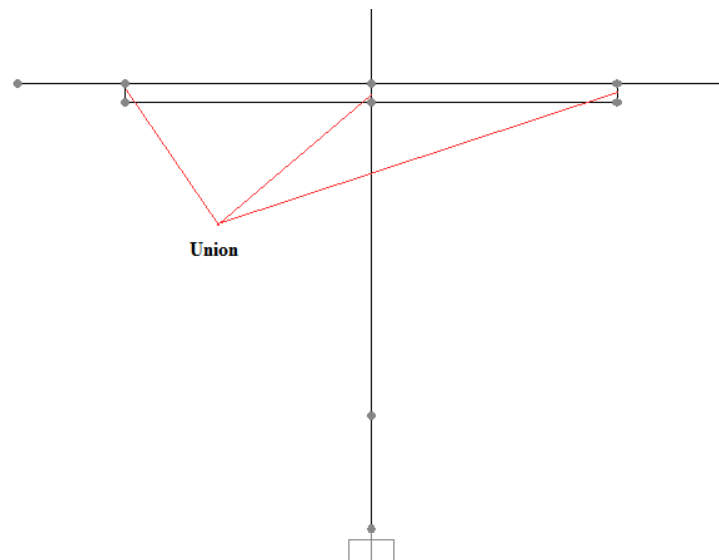


Figura II. 11. Nomenclatura uniones.

También es necesario designar un elemento tipo “tendon”, con el nombre ‘2’ para efectos de la etapa de tirante en el tablero. La carga para esta etapa debe denominarse “TENDON”.

Para colocar las péndolas de retención, éstas deben estar asignadas asumiendo un proceso en dos etapas, en las cuales se colocan inicialmente las del grupo “n1”, y posteriormente las que estén contenidas en el grupo “n2” (Figura II. 12.).

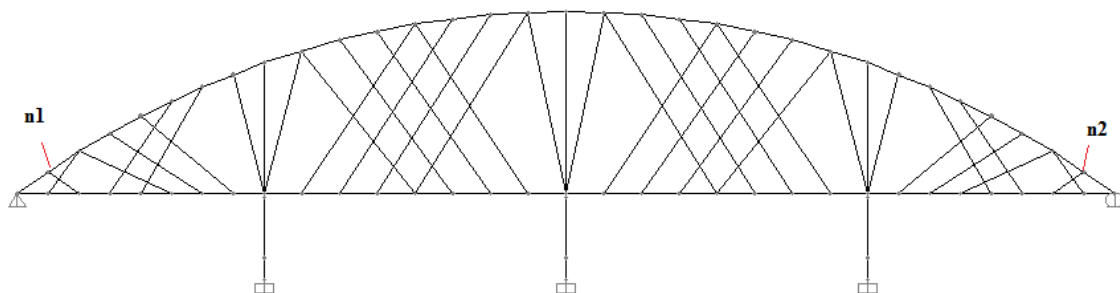


Figura II. 12. Nomenclatura péndolas.

Finalmente para considerar la colocación del arreglo de péndolas network sin tesado, es necesario asignarla a los grupos “BLOQUE” y un número del 1 al 4 considerando por ello 4 etapas de posición, siendo la secuencia alternada (Figura II. 13.).

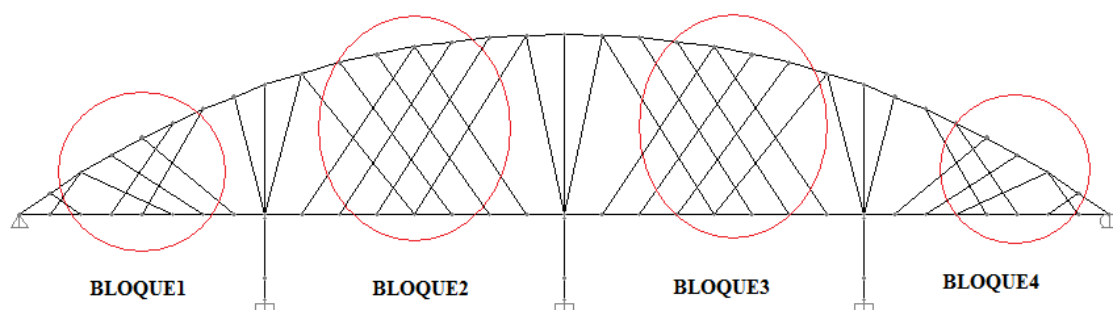


Figura II. 13. Nomenclatura péndolas network.

Además de las consideraciones en designación de los elementos, se requiere incluir las cargas con la siguiente designación.

- Las cargas por peso propio deben designarse como “DEAD”, las carga permanentes o adicionales se asignarán como “CM”.

- La carga para el tirante, tal como se menciona, se designara “TENDON”. En este aspecto es pertinente mencionar que el programa esta desarrollado bajo los supuestos siguientes:

Se aplica sobre un elemento tendón único recto que abarca el total de la luz del puente, en este aspecto debe verificarse para puentes de mayores longitudes. Se considera un tendon section, en el que el tendón es usado como elemento. Se especifica el área del tirante y no su diámetro. Adicionalmente se considera una discretización de 1,52 metros longitudinalmente.

Tanto las cargas como la aplicación de las propiedades antes descritas, se incluyen en un estado de carga por etapas tal como se muestra en la (Figura II. 14.).

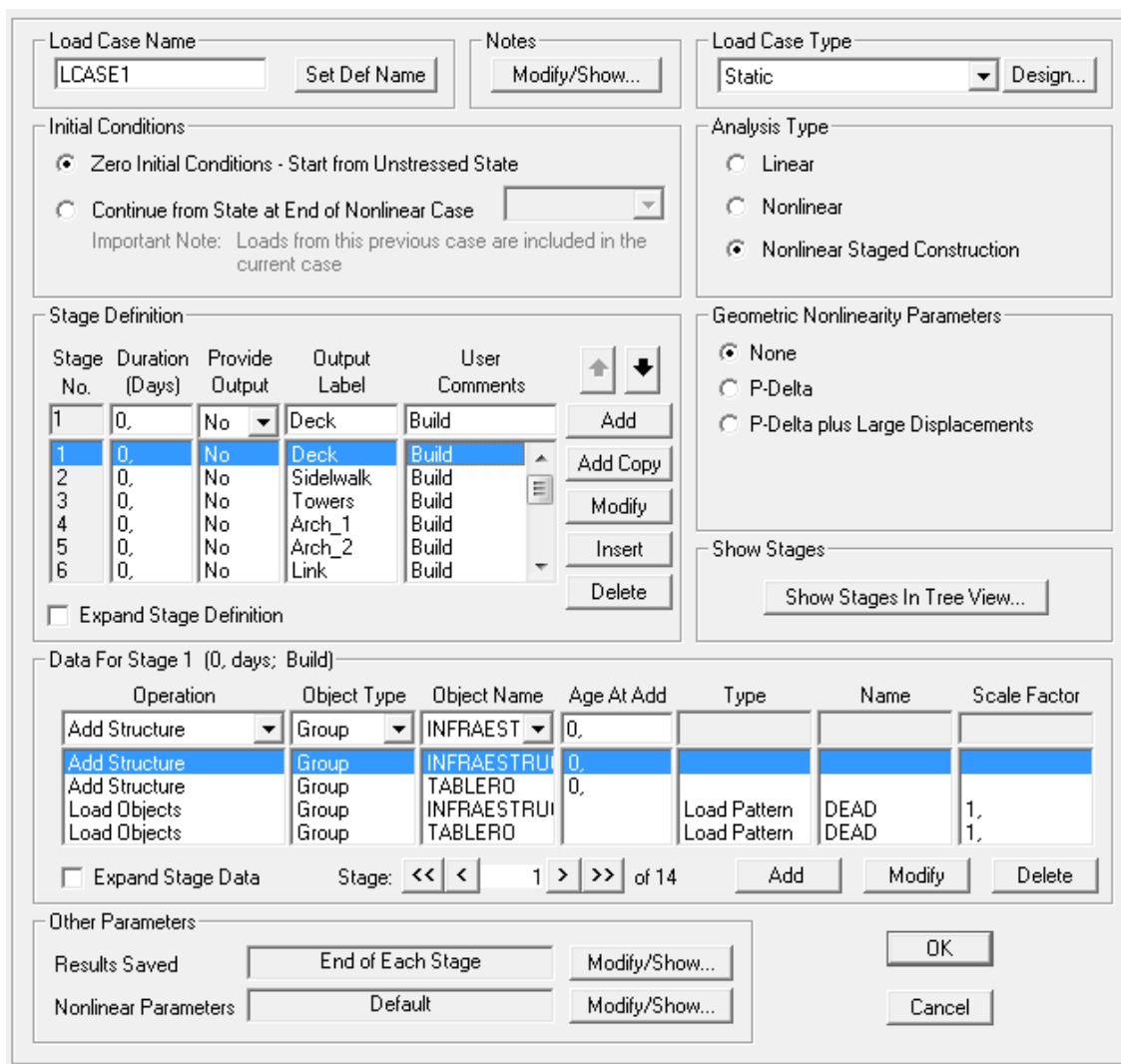


Figura II. 14. Aplicación de cargas evolutivas (Método constructivo).

Posterior a la implementación del método constructivo explicado, se debe verificar la validez de los estados tensionales a partir de la restricción según la banda admisible modificada.

El modelo modificado además de estas características para el Método Constructivo, requiere otras consideraciones para el Método de Tesado como se detallan a continuación.

Para esta etapa, el programa solicita a Sap2000 que genere una serie de estados de carga asociados a procedimientos de tesado de péndola. Estos estados el programa los designa “TCASE” más un número que determina el individuo o cromosoma al que corresponde. Estas cargas al igual que “LCASE1” son evolutivas y no lineales por etapa, con la diferencia que el estado inicial de cada una de ellas es precisamente el obtenido por “LCASE1”.

Estas cargas van generando etapas en las cuales se tesan sucesivamente las péndolas en el orden y magnitud indicadas por los genes de los diferentes cromosomas o individuos de la población respectiva. Estos casos, sólo incluyen las etapas de tesado, sin considerar ningún tipo de levantamiento. Para conseguir esta definición de cargas de tesado es necesario tener como convención lo siguiente:

Las péndolas se asignan como frames, modeladas como bielas, es decir, sin la capacidad de transmisión de momentos y resistir compresiones. Éstas serán incluidas en grupos definidos por una numeración consecutiva, es decir, la primera péndola estará en el grupo “1”, la segunda en el “2”, etc, sin posibilidad de tener más de una péndola por grupo, tal como lo muestra la (Figura II. 15.).

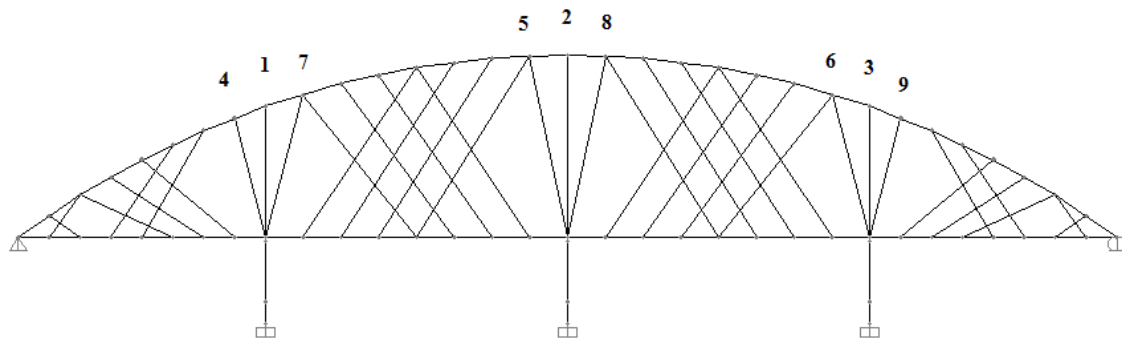


Figura II. 15. Nomenclatura péndolas tesadas.

Para efectos de la magnitud de la carga aplicada se debe crear una carga denominada “TEMP”, lineal y estática. Esta se asigna a cada una de las péndolas tesadas bajo la definición de una carga por deformación en la dirección U1, equivalente a la deformación impuesta definida previamente en el capítulo 3 (Ecuación 3. 11). A partir de ello, la magnitud entregada por la población corresponde a un porcentaje de dicha carga, obtenida del gen de magnitud de tesado, del individuo y en la péndola específica. Por ejemplo, si la magnitud indica 0,5, la carga aplicada en la péndola es igual a  $[0,5 * \text{carga deformación impuesta}]$ .

Estas características permiten obtener la información en cada cromosoma o individuo de momentos y axiles, los cuales se analizan mediante tensiones para el posterior estudio mediante algoritmos genéticos.

Otro grupo de características del modelo modificado, necesarias para el proceso iterativo de levantamiento del puente respecto a las pilas, son las siguientes:

Las uniones rígidas o elementos biela que sirven para conocer la compresión y desplazamiento en cada uno de los apoyos de la pila con el tablero deben asignarse a un grupo “CPILA”, seguido del número correspondiente a la pila al que pertenece. Su utilidad es permitir rescatar los desplazamientos para la posterior verificación de levantamiento.

Debe asignarse cada uno de los elementos que componen las pilas al grupo “INFRA” seguido del número de la pila al cual pertenecen. Por ejemplo la pila 2 debe asignarse como

“INFRA2”. Esto permite que el programa sepa cual de todas las pilas debe eliminar como parte del proceso de tesado (Figura II. 16.).

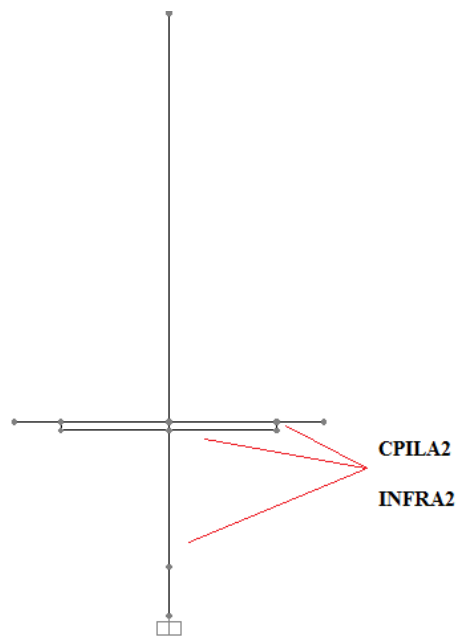


Figura II. 16. Nomenclatura para levantamientos.

Con todos estos requisitos previos, el programa es capaz de interactuar adecuadamente con Sap2000, permitiendo la generación de familias e iterando para obtener el frente de soluciones. Cualquier fallo en este paso imposibilita el uso del programa.

Conocidos los requerimientos básicos para los modelos, se detallan a continuación las rutinas mas importantes de interacción entre el programa y Sap2000.

- **Sub OriginalSAP():**

Esta rutina se encarga de solicitar a Sap2000 el modelo del puente original. De allí lo que hace es extraer los momentos asignados en cada grupo “VIGA” según el estado de carga “COMB SERVICIO”. En estos casos el sistema de unidades utilizado corresponde [kN, m, C].

```
'Set Case
ret = SapModelo.Results.Setup.SetCaseSelectedForOutput("COMB SERVICIO")
'Get frame forces for line object "1"
ret = SapModelo.Results.FrameForce("VIGA" & v, GroupElm, NumberResults2,
Obj2, ObjSta2, Elm2, ElmSta2, LoadCase2, StepType2, StepNum2, p, V2, V3, t, M22,
M33)
```

Posteriormente los escribe en la planilla ModeloOriginal de Excel, evitando valores repetidos o que sean muy próximos.



‘Write moments

```
If M33(i) <> M33(i + 1) And Abs(ObjSta2(i) - ObjSta2(i + 1)) > 0.1 Then
ActiveCell.Cells(j + 3, v).Value = M33(i)
```

Finalmente se encarga de asignar estos valores a la variable “Mo” que sirve para la comparación en otras rutinas.

‘Variable Original moment

```
Mo(k, v) = ActiveCell.Cells(k + 3, v).Value
```

Con la información de los momentos, se obtienen los valores de las tensiones en cada punto y en cada viga. A ellos se aplica el FSm o FSd por el diseñador.

```
For v = 1 To nviga
  For k = 0 To ndatos

    Sosup(k, v) = FSm * Mo(k, v) * vsup(v) / Inercia33(v)
    Soinf(k, v) = -FSm * Mo(k, v) * vinf(v) / Inercia33(v)

  Next k
Next v

For v = 1 To nviga
  For k = 0 To ndatos

    Sosup(k, v) = FSd + (Mo(k, v) * vsup(v) / Inercia33(v))
    Soinf(k, v) = -FSd + (Mo(k, v) * vinf(v) / Inercia33(v))

  Next k
Next v
```

Al igual que los momentos, los valores se asignan a variables ‘Sosup’ y ‘Soinf’ para su posterior uso en otras rutinas. Adicionalmente se escriben los resultados en la planilla ModeloOriginal de Excel, junto a los valores de los momentos.

- **Sub Poblacioninfo():**

La rutina intenta obtener la información necesaria del puente modificado, tanto geométrica como de material.

Para ello solicita a Sap2000 información del área, largo y tipo de acero de cada una de las péndolas:

```
'Get hanger section properties
```

```
ret = SapModelu.PropFrame.GetSectProps("PENDOLA" & g, Area, as2, as3,
Torsion, I22, I33, S22, S33, Z22, Z33, R22, R33)
```

```
Areasp = Area
```

```
'Get other properties
```

```
ret = SapModelu.PropMaterial.GetOSteel_1("SPENDOLA", Fy, Fu, eFy, eFu,
SSType2, SSHysType2, StrainAtHardening, StrainAtMaxStress, StrainAtRupture,
FinalSlope2)
```

```
fpu = Fu
```

```
'Get isotropic mechanical properties
```

```
ret = SapModelu.PropMaterial.GetMPIsotropic("SPENDOLA", ep, up, ap, gp)
```

```
Ependola = ep
```

```
'Get frame length for line object
```

```
ret = SapModelu.Results.FrameForce(g + 1, GroupElm, NumberResultsi, Obj,
ObjStai, Elmi, ElmStai, LoadCasei, StepTypei, StepNumi, Pi, V2i, V3i, Ti, M2i,
M3i)
```

```
lpendola(g + 1) = ObjStai(2)
```

Además se le pide información sobre el tipo de material de las vigas del tablero:

```
'Get other properties
```

```
ret = SapModelu.PropMaterial.GetOConcrete_1("CONC", fc, IsLightweight,
fcsfactor, SSType, SSHysType, StrainAtfc, StrainUltimate, FinalSlope, FrictionAngle,
DilatationalAngle)
```

```
fck(g) = fc
```

Finalmente con estos datos se calcula la deformación impuesta de cada una de las péndolas (inicial).

```

For g = 1 To numite
Dl(g) = -(0.3 * fpu * lpendola(g)) / Ependola
Next g

```

- **Sub Poblacioninicial():**

Esta rutina se compone de dos partes, una de ellas tiene relación con la generación de la población inicial y la segunda se asocia con la interacción con Sap2000 para definir y solucionar el problema de las cargas por deformación impuesta.

Para ello crea diferentes estados de carga, en los cuales cada una de las péndolas tiene asignado la carga por deformación que el diseñador ha decidido.

```

'Add static nonlinear staged load case

ret = SapModeli.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetCase("LCASET" & g)

```

Con ello se analiza el modelo y se solicita el esfuerzo axial obtenido por estas cargas para cada una de las péndolas, pero asumiendo que se han tesado las otras previamente.

```

'Get frame forces for line object "1"

ret = SapModeli.Results.FrameForce(g, GroupElm, NumberResults2, Obj2, ObjSta2,
Elm2, ElmSta2, LoadCase2, StepType2, StepNum2, Pt, V2t, V3t, Tt, M22t, M33t)

P(g) = Pt(0)

```

Ello genera que el axial en cada péndola, dependiendo del momento de tesado, difiera del tesado decidido por el diseñador. A raíz de ello, se hace un estudio en el que se ve la tasa de conversión necesaria para que los axiles independientemente del instante en el cual se aplica el tesado de la péndola estén en referencia a la carga por deformación impuesta inicial.

Para ello se calcula el axial teórico a aplicar y se define la tasa de conversión 'tconv'.

```

Preal(g) = (Ependola * Areasp * Abs(Dl(g))) / lpendola(g)

tconv(g) = Preal(g) / P(g)

```

Con esta tasa se modifican los porcentajes límites introducidos como genes para que actúen como ponderadores de la carga aplicada.

```

numal2(g) = numal2(g) * tconv(g)

numall = numalli * tconv2

```

De esta manera, los porcentajes de magnitudes que el diseñador ha introducido como límites para la iteración, se verán modificados. Por lo tanto, para obtener las magnitudes de tesado en cada péndola al final del proceso, esta ponderación debe ser descontada.

- **Sub CromosomaSap():**

Esta rutina se encarga de llamar al programa Sap2000 con el modelo modificado. A continuación recoge la información de los genes de cada individuo de la planilla Generacion0 y las asigna a variables.

```

'Genetic variable

inputCromoord(i, j) = ActiveCell.Cells(i + 2, j + 2)
inputCromomag(i, j) = ActiveCell.Cells(i + 2, j + numite + 2)

```

A continuación crea en el programa Sap2000 las cargas de tesado TCASE, para cada uno de los individuos.

```

'Add static nonlinear staged load case

ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetCase("TCASE" & i)

```

Considerando para ello que no hay efectos de no linealidad geométrica (o con pequeños desplazamientos si se asigna 1).

```

'Set geometric nonlinearity option

ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetGeometricNonlinearity
("TCASE" & i, 1)

```

Adicionalmente, se estima un sistema inicial de cada una de los tesados a partir del estado final obtenido en el método constructivo.

```
'Set initial condition
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetInitialCase("TCASE" & i,  
"LCASE1")
```

Luego de ello se define cada uno de los "TCASE" con los genes entregados para cada individuo.

```
'Definition stage
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetStageDefinitions_1("TCASE" &  
i, numite, MyDuration, MyOutput, MyOutputName, MyComment)
```

```
Next j
```

```
MyOperation(0) = 1  
MyObjectType(0) = "Group"  
MyObjectName(0) = inputCromoord(i, j)  
MyAge(0) = 0
```

```
MyOperation(1) = 4  
MyObjectType(1) = "Group"  
MyObjectName(1) = inputCromoord(i, j)  
MyMyType(1) = "Load"  
MyMyName(1) = "TEMP"  
MySF(1) = inputCromomag(i, j)
```

Con ello se inicializa el modelo y se obtienen los valores para estas cargas de momentos en vigas y desplazamiento en el tablero en cada una de las pilas.

'Get frame forces for line object "1"

```
ret = SapModel.Results.FrameForce("VIGA" & v, GroupElm, NumberResults2, Obj2,
ObjSta2, Elm2, ElmSta2, LoadCase2, StepType2, StepNum2, p, V2, V3, tor, M22,
M33)
```

'Write Moments

```
ActiveCell.Cells(k + 3, etapa + numite * (v - 1)).Value = M33(t)
```

'Get joint absolute displacement for point object "22"

```
ret = SapModel.Results.JointDisplAbs("CPILA" & j, GroupElm, NumberResults2,
Obj2, Elm2, LoadCase2, StepType2, StepNum2, U1, U2, U3, R1, R2, R3)
```

Write Displacement

```
ActiveCell.Cells(k + 3, etapa + numite * (j - 1) + (numite * nviga)).Value = U3(T)
```

De estas planillas se asignan los valores momentos y desplazamientos a los arreglos "Mmt" y "Lcd" respectivamente, donde v corresponde a la viga, w al número de péndola tesada, k al valor en la discretización del frame e i al individuo.

'Define vectorial moment variable

```
Mmt(k, w, v, i) = ActiveCell.Cells(k + 3, w + numite * (v - 1)).Value
```

'Define vectorial axil variable

```
Lcd(k, w, j, i) = ActiveCell.Cells(k + 3, w + numite * (j - 1) + (numite * nviga)).Value
```

Adicionalmente, se obtiene el valor del esfuerzo axil asignado al tirante.

'Get tendon force load

```
ret = SapModel.TendonObj.GetLoadForceStress("2", 1, TendonName, LoadPat,
JackFrom, LoadType, Value, CurvatureCoeff, WobbleCoeff, LossAnchorage,
LossShortening, LossCreep, LossShrinkage, LossSteelRelax)
```

```
Axil = Value(0)
```

Finalmente, utilizando los valores de los momentos en el tablero y del esfuerzo axil del tirante se definen las tensiones superiores e inferiores.

$$Smtsup(k, w, v, i) = Axil / Areatotal - Axil * excentricidad * vsup(v) / Inerciatotal + Mmt(k, w, v, i) * vsup(v) / Inercia33(v)$$

$$Smtinf(k, w, v, i) = Axil / Areatotal + Axil * excentricidad * vinf(v) / Inerciatotal - Mmt(k, w, v, i) * vinf(v) / Inercia33(v)$$

- **Sub ModificaEtapa():**

La rutina llama al programa Sap2000 con el modelo modificado del puente. A partir de esto evalúa si es la primera modificación que se realiza o bien es una sucesiva analizando “modi(i)”, donde i corresponde al individuo analizado. En un caso particular i = indicadori.

```
If modi(indicadori) > 1 Then
```

De ser así, el programa se encarga de crear una nueva carga de tesado denominada “TCASE”, seguida del individuo que se modificará, con una m y la modificación correspondiente. Por ejemplo, si fuese la segunda modificación del individuo 1, la carga creada sería: “TCASE1m2”.

```
'Add static nonlinear staged load case
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetCase("TCASE" & indicadori & "m" & modi(indicadori))
```

Esta carga puede considerar grandes desplazamientos y su estado inicial corresponde a la etapa final del método constructivo.

```
'Set geometric nonlinearity option
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetGeometricNonlinearity("TCASE" & indicadori & "m" & modi(indicadori), 0)
```

```
'Set initial condition
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetInitialCase("TCASE" & indicadori & "m" & modi(indicadori), "LCASE1")
```

Creado ello, se encarga de rescatar la información necesaria de la etapa anterior, es decir, con una modificación, “TCASE1m1” en este caso.

```
'Get stage definitions
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.GetStageDefinitions_1("TCASE"
& indicador_i & "m" & modi(indicador_i) - 1, NumberStages, Duration, Output,
OutputName, Comment)
```

A partir de ello, analiza el punto donde debe quedar ubicada esta nueva modificación, que puede ser después de un tesado o bien inmediatamente posterior a la eliminación de la pila anterior, etapa denominada “Lift”.

```
Do Until OutputName(i) = "Lift" & modi(indicador_i) - 1
```

Para crear la etapa se define la carga, con sus características, incluidas la denominación “Lift2” en este caso. Adicionalmente se obtiene la información de la etapa con una modificación menos, para utilizarla como información base.

```
'Definition stage
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetStageDefinitions_1("TCASE" &
indicador_i & "m" & modi(indicador_i), NumberStages + 1, MyDuration, MyOutput,
MyOutputName, MyComment)
```

```
'Get stage data
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.GetStageData_1("TCASE" &
indicador_i & "m" & modi(indicador_i) - 1, etapa, NumberOperations, Operation,
ObjectType, ObjectName, Age, MyType, MyName, SF)
```

Con ello y de manera iterativa se completa la información que incluye todas las acciones de la etapa con una modificación, e introduce la nueva modificación en la posición que corresponde. Para el caso del ejemplo se elimina la pila asignada en el grupo “INFRA” acompañado del número de apoyo, que se define como la variable vector “indicadorj”



```
'Stage added
```

```
MyOperation(0) = 2
```

```
MyObjectType(0) = "Group"
```

```
MyObjectName(0) = "INFRA" & indicadorj(modi(indicadori) - 1, indicadori)
```

```
MyAge(0) = 0
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetStageData_1("TCASE" &
indicadori & "m" & modi(indicadori), etap + 1, 1, MyOperation, MyObjectType,
MyObjectName, MyAge, MyMyType, MyMyName, MySF)
```

Este proceso se realiza para todas las modificaciones y para todo individuo que requiera esta modificación. Inclusive la primera modificación, la cual solicita como carga de datos iniciales "TCASE1".

A continuación se ejecuta Sap2000 incluyendo las nuevas cargas y se obtienen los momentos, axiles y desplazamientos en cada carga, asignándolas posteriormente a las variables "Mmt", "Lc" y "Lcd", con ello se obtienen las tensiones en las vigas longitudinales y los desplazamientos de la misma manera que en la subrutina CromosomaSap().

## b) Generación de la población AG

El segundo grupo de algoritmos corresponde a los encargados de generar la población de estudio. Para ello se debe entender a la creación de los individuos y los genes que poseen, tanto en la primera etapa, como las posteriores mediante los Algoritmos Genéticos.

- **Sub Poblacioninicial():**

Esta rutina recoge la información del Formulario referente al número de péndolas a tesar o etapas "numite", el número de individuos a estudiar por generación "numind", y los valores límites de tesado asignado por el usuario "numal1" y "numal2", asumiendo como restricción que el porcentaje de tesado máximo debe ser menor que el porcentaje de tesado obtenido de la relación entre el esfuerzo máximo por capacidad de material y fatiga de la péndola y el esfuerzo por deformación impuesto inicial.

```
npld(g) = 0.45 * Areasp * fpu
```

```
numx(g) = npld(g) / P(g)
```

```
If numal2(g) > numx(g) Then
```

```
numal2(g) = numx(g)
```

```
Else
```

```
End If
```

De tal manera, mediante la función “Randomize” Rnd, va escribiendo en la planilla Generacion0, los valores de orden y magnitud. En el caso de orden con la preocupación que no se repitan en el mismo individuo las secuencia entre 1 y el número de etapas.

```

Randomize

  For k = 1 To numind
    For i = 1 To numite
      ord = 0
      Do Until ord > 0 And ord < numite + 1
        ord = Rnd * numite
      Loop
      ActiveCell.Cells(k + 1, i + 1) = ord

      For j = 1 To i - 1
        If ord = ActiveCell.Cells(k + 1, j + 1) Then
          i = i - 1
          Exit For
        End If
      Next
    Next
  Next

Randomize

  For j = 1 To numind
    For n = numite + 1 To 2 * numite
      gen = 0

      Do Until gen > numal1 And gen < numal2(n - numite)
        gen = Rnd * numal2(n - numite)
      Loop

      ActiveCell.Cells(j + 1, n + 1) = Round(gen, 2)
    Next
  Next
Next

```

- **Sub Mejores():**

Esta rutina combina dos acciones, tanto en el grupo de poblaciones como en el de restricciones. A continuación se detalla el algoritmo específico del primero de estos grupos.

La acción específica de esta rutina es encontrar los candidatos a padres para las futuras generaciones, es decir, realiza la operación de Reproducción. Para ello obtiene la información de la función de bondad de la planilla Generacion0, asignándola a la variable “candidato(i)”.

‘Get health function

```
For i = 0 To numind - 1
candidate(i) = ActiveCell.Cells(i + 2, 2 * numite + 5)
Next i
```

Con esta información el programa se encarga de determinar los dos mejores candidatos respecto a la función de bondad, para realizar la operación “Best” y rescatar los dos candidatos a Reproducción.

‘Best operation

```
best1 = candidate(0)

For i = 0 To numind - 2

If candidate(i) < candidate(i + 1) Then
  If candidate(i) <= best1 Then
    best1 = candidate(i)
    min1 = i
  Else
    End If
Else
  If candidate(i + 1) <= best1 Then
    best1 = candidate(i + 1)
    min1 = i + 1
  Else
    End If
End If
Next i

candidate(min1) = 1E+20
best1 = 1E+20

For i = 0 To numind - 2

If candidate(i) < candidate(i + 1) Then
  If candidate(i) < best1 Then
    best1 = candidate(i)
    min2 = i
  Else
    End If
End If
```

[Continua] ...

...[Continua]

```
Else
  If candidate(i + 1) < best1 Then
    best1 = candidate(i + 1)
    min2 = i + 1
  Else
    End If
End If
Next i
```

Conocidos los dos candidatos, se copian en las planillas Best, para hacer el histórico de los mejores candidatos, y en la planilla PoblacionX, como soporte para generar la nueva población.

```
Range(fila1).Select
Selection.EntireRow.Copy
ActiveSheet.Paste Destination:=Worksheets("Best").Cells(2 * (ngen - 1) + 2 + 2, 1)
ActiveSheet.Paste Destination:=Worksheets("PoblacionX").Cells(1, 1)

Range(fila2).Select
Selection.EntireRow.Copy
ActiveSheet.Paste Destination:=Worksheets("Best").Cells(2 * (ngen - 1) + 3 + 2, 1)
ActiveSheet.Paste Destination:=Worksheets("PoblacionX").Cells(2, 1)
```

De la planilla PoblacionX se asignan los valores de los genes en variables para su posterior comparación. En este caso “orden(i,j)” y “magnitud(i,j)”.

```
orden(i, j) = ActiveCell.Cells(i, j + 1)
magnitud(i, j) = ActiveCell.Cells(i, j + numite)
```

- **Sub iteraciones():**

Esta rutina se encarga de generar el resto de la población en la nueva generación a partir de los dos padres encontrados por Reproducción y utilizando las operaciones Cruza y Mutación.

Para ello el programa recupera del formulario las variables “numite” y “numind”, además de la probabilidad de mutación o cruza, denominada “Probrec”. Con ella determina el número de individuos que se generarán mediante una de las dos operaciones, a partir de:

```
rec = probrec
mut = numind - rec - 2
```

En palabras, cada uno de ellos sería:

N° de individuo por cruza = Probrec

N° de individuos por mutación = N° de individuos – N° de individuos por cruza - 2

Adicionalmente se tiene la precaución de evitar que se produzcan cruza con valores de orden iguales, lo cual es muy factible, especialmente cuando el número de péndolas tesada o etapas es muy pequeño (3).

```

For i = 1 To numite
If orden(1, i) = orden(2, i) Then
detector = detector + 1
End If
Next i

```

A continuación el programa toma las características de los dos padres y las asigna alternadamente en la planilla Generacion0, hasta completar el número de individuos a realizar la cruza.

```

Sheets("PoblacionX").Select
Range("1:2").Select
Selection.EntireRow.Copy
ActiveSheet.Paste Destination:=Worksheets("Generacion0").Cells(4, 1)

Dim suc As Integer

For i = 0 To rec - 1
Sheets("PoblacionX").Select
Range("1:1").Select
Selection.EntireRow.Copy
ActiveSheet.Paste Destination:=Worksheets("Generacion0").Cells(i + 6, 1)
suc = i
    If rec - 1 - suc > 0 Then
        Sheets("PoblacionX").Select
        Range("2:2").Select
        Selection.EntireRow.Copy
        ActiveSheet.Paste Destination:=Worksheets("Generacion0").Cells(i + 7, 1)
        i = i + 1
    Else
        End If
Next i

```

Los restantes se copian con los valores del padre1, es decir, el individuo con la menor función de bondad, para realizar en él las mutaciones.

```

For i = 1 To mut
Sheets("PoblacionX").Select
Range("1:1").Select
Selection.EntireRow.Copy
ActiveSheet.Paste Destination:=Worksheets("Generacion0").Cells(i + rec + 2 + 3, 1)
Next i

```

Con esta base de individuos se procede a la Cruza, donde se escogen números de manera aleatoria y de entre ellos se definen las posiciones para recombinar los genes de los dos cromosomas padres. Los números aleatorios están en el rango de 1 y el máximo de genes de los individuos, asignados como “n()”. Estos están condicionados a partir de la posibilidad de que se repitan los genes entre padres. De ser así el dominio excluye el gen de orden de tesado de péndolas.

```

If detector < Int(numite / 2) + 1 Then
  For i = 1 To rec / 2
    Do Until n(i) <> 0 And n(i) <> n(i - 1)
      n(i) = Rnd * (numite + 1)
    Loop
  Next i
Else
  For i = 1 To rec / 2
    Do Until n(i) > 1
      n(i) = Rnd * (numite + 1)
    Loop
  Next i
End If

```

Conocidos estos números, se asignan a una variable “gen()” los valores de dichas posiciones tanto el padre1 como padre2. Si un gen de magnitud entre padres es igual, la crusa se aborta y en este caso se pasa a mutación mediante la obtención de un valor aleatorio.

```

For i = 2 To numite + 1
  If magnitud(1, i) = magnitud(2, i) Then
    igualador = igualador + 1
  Else
    End If
Next i

For i = 1 To rec / 2
  For j = 1 To 2 ' Si aumenta los best debe cambiarse

          [Continua] ...

```

```

...[Continua]

If n(i) <> 1 Then
  If igualador > 1 Then

    If n(i) = numite + 1 Then
      Do Until gen(j, n(i), 2) <> magnitud(j, n(i)) And gen(j, n(i), 2) >
numall
        gen(j, n(i), 2) = Rnd * numal2(n(i) - 1)
      Loop
    Else

      For s = n(i) To numite + 1
        Do Until gen(j, s, 2) <> magnitud(j, s) And gen(j, s, 2) > numall
          gen(j, s, 2) = Rnd * numal2(n(i) - 1)
        Loop
      Next s
    End If

    [Continua]...

```

Si no ocurre eso, se realiza la cruce completa, considerando el valor de 'n'+1 como la posición desde la cual se guarda la información de los genes a modificar entre los padres.

```

... [Continua]

|Else

  If n(i) = numite + 1 Then
    For x = n(i) To numite + 1
      gen(j, x, 2) = magnitud(j, x)
    Next x
  Else
    For x = n(i) + 1 To numite + 1
      gen(j, x, 2) = magnitud(j, x)
    Next x
  End If

  End If

Else
  For k = 1 To numite
    gen(j, k, 1) = orden(j, k)
  Next k
End If
Next j
Next i

```

A partir de allí, se escriben estos nuevos genes en los individuos de la Generacion0, según corresponda. Si el gen que se modifica es igual al que tiene el individuo, la operación cambia por mutación, reescribiendo el gen.

```

i = 1
For k = 3 To rec + 2

jot = 0

Randomize
  For P = 1 To i
    If n(i) = n(P) Then
      jot = jot + 1
    Else
      End If
  Next P

If jot > 1 Then

  Dim nmutante2 As Integer
  Dim genm2() As Double
  ReDim genm2(2)
  Dim T As Integer

  For T = 1 To 2
    Do Until nmutante2 <> 0
      nmutante2 = Rnd * numite
    Loop
    genm2(T) = magnitud(T, nmutante2 + 1)

    Do Until genm2(T) <> magnitud(T, nmutante2 + 1) And genm2(T) >=
numall
    If n(i) = 1 Then
      genm2(T) = Rnd * numal2(n(i))
    Else
      genm2(T) = Rnd * numal2(n(i) - 1)
    End If
  Loop
  Next T

  ActiveCell.Cells(k, nmutante2 + numite + 1).Value = genm2(1)
  ActiveCell.Cells(k + 1, nmutante2 + numite + 1).Value = genm2(2)

Else

```

[Continua] ...



```

...[Continua]

If n(i) = 1 Then

For j = 1 To numite
ActiveCell.Cells(k, j + 1).Value = gen(2, j, 1)
ActiveCell.Cells(k + 1, j + 1).Value = gen(1, j, 1)
Next j
Else

'Intento de cruza completa

If n(i) = numite + 1 Then
For x = n(i) To numite + 1
ActiveCell.Cells(k, x + numite).Value = gen(2, x, 2)
ActiveCell.Cells(k + 1, x + numite).Value = gen(1, x, 2)
Next x
Else

For x = n(i) + 1 To numite + 1
ActiveCell.Cells(k, x + numite).Value = gen(2, x, 2)
ActiveCell.Cells(k + 1, x + numite).Value = gen(1, x, 2)
Next x
End If

End If
End If

k = k + 1
i = i + 1
Next k

```

Completado el proceso de Cruza, se comienza con el de Mutación en los individuos restantes. La operación es entre dos números en donde se quitan los genes y se cambian por otros generados aleatoriamente, con la condición que no pueden ser iguales a los iniciales en el cromosoma del padre.

En este proceso se ha añadido una condicionante adicional dado el comportamiento en etapa manual del método de tesado. En este caso se incorpora la variable “promutord”, la cual definirá las probabilidades de que la mutación se realice en el gen de orden o bien en el de magnitud. Para ello la variable “ordmag” que toma valores aleatorios entre 1 y “promutord” es la encargada de definir la operación. De esta manera la condicionante esta dada por “ordmag”  $\geq$  2 para que la mutación sea en magnitud y el resto para orden. De tal manera, la modificación de “promutord” a valores menores incrementa la probabilidad de mutar el gen orden.

```

Randomize

contable = 0

Do Until contable = mut

ordomag = 0

Do Until ordomag <> 0
ordomag = Rnd * promutord
Loop

If ordomag >= 2 Then

Do Until nmutante <> 0
nmutante = Rnd * numite
Loop
genm = magnitud(1, nmutante)

Do Until genm <> magnitud(1, nmutante) And genm > numal1
genm = Rnd * numal2(nmutante)
Loop

ActiveCell.Cells(rec + 2 + contable + 1, nmutante + 1 + numite).Value =
genm

Else

Dim ver() As Integer
ReDim ver(numite)
Dim y As Integer

Do Until ver(1) <> orden(1, 1) And ver(1) <> 0
ver(1) = Rnd * numite
Loop

For i = LBound(ver()) + 1 To UBound(ver())

Randomize
y = i

Do

y = y - 1

```

Cuando se realiza la mutación del orden es necesario evitar que se repitan los genes, por ello se aplica una comparación hacia atrás que verifica este hecho.

```

    If ver(i) = ver(y) Then
    ver(i) = Int(numite * Rnd() + 1)

        y = i

    End If

    Loop Until y = 0

Next i

For i = 1 To numite

    ActiveCell.Cells(rec + 2 + contable + 1, i + 1) = ver(i)
Next i

End If

contable = contable + 1

Loop

```

Con esto se consigue la nueva generación de individuos modificados para una siguiente iteración. Para ello la rutina se encarga de limpiar las otras planillas para recibir la nueva información.

```

For i = 0 To numind - 1
Sheets("ModeloModificado" & i).Select
Sheets("ModeloModificado" & i).Cells.ClearContents
Next i

```

### c) Restricciones y función objetivo

Las rutinas que se presentan a continuación son las encargadas de asignar las propiedades de adaptabilidad de los individuos en cada una de las etapas de iteración. Asociado a ello están los criterios de aceptación o rechazo de los individuos en la fase de los algoritmos genéticos. Para ello se presentan las formas de cálculos de las funciones objetivo  $\Omega$  y  $\Theta$ , tal como se detallan a continuación.

- **Sub RestriccionTesado():**

Para el tema de restricción de tesado se ha considerado como hipótesis básica que el tablero deba presentar un estado tensional similar al puente original. Por esta razón el objetivo apunta a reducir la diferencia entre las tensiones que siente entre el puente original y el modificado en cada etapa de tesado.

Sin embargo, se ha añadido algunas consideraciones que permiten tener cierto grado de holgura entre estos valores. Para ello se ha convenido poder utilizar las tensiones a tracción y compresión propias del material de la pieza de hormigón, permitiendo con ello, aumentar el rango de aceptación y permitir tensiones invertidas bajo ciertos criterios de admisibilidad. Para ello se identifican dos posibles estados: Estado Aceptación y Estado Óptimo.

La siguiente consideración para conformar el criterio, es la definición de la banda admisible modificada. A ella se le aplica otro factor determinado por el diseñador, denominado Factor de Seguridad, asociada a la variable “FSm” y “FSd” obtenida del Formulario. Ella determina la reducción que debe hacerse a la ley de momentos del puente original para tener un cierto grado de seguridad o bien el desplazamiento de la curva a tensiones de compresión. FSm está en un rango de 0,1 y 1, siendo un multiplicador directo del resultado de la ley de momentos obtenida por la combinación de cargas en servicio “COMB SERVICIO”, en cambio FSd tiene un rango de 0 a la tensión de compresión inducida por el pretensado exterior.

Con estas consideraciones se presenta el siguiente ejemplo, donde para un  $FSm = 1$ ,  $FSd = 0$  y un  $M_{tracc} = 178 \text{ kN}$  (momento a tracción), se obtiene la siguiente ley de momentos admisibles, donde el área en gris corresponde a la zona de momentos permitidos por el modelo (Figura II. 17.).

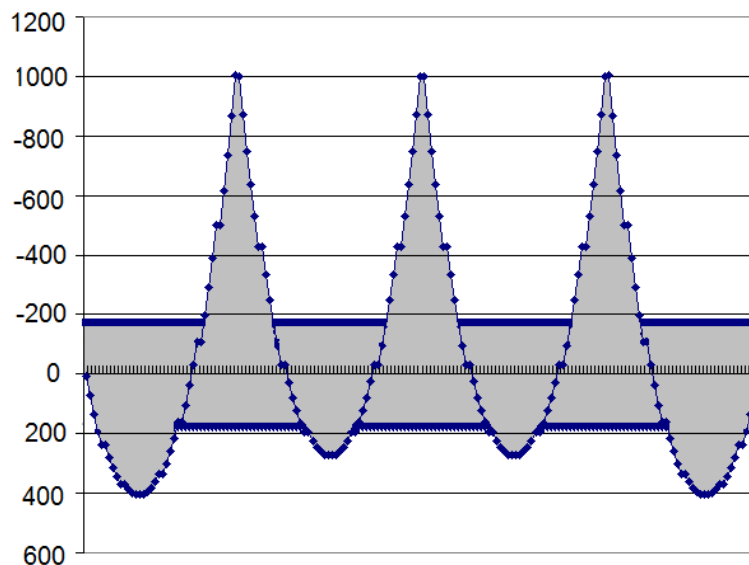


Figura II. 17. Banda admisible (ley de esfuerzos).

Con estos momentos se obtienen las tensiones superior e inferior para el modelo original, según la (Ecuación 3. 1). El desarrollo posterior, permite la formación de la banda admisible modificada, que tiene como límites óptimos estas tensiones y que incluye como límites de aceptación las capacidades a tracción y compresión del material (Ecuación 3. 17, Ecuación 3. 19).

```

For v = 1 To nviga
fct(v) = (0.3 * 0.7 * 0.85 * (fck(v) * 1000 / 1000000) ^ 0.67) * 1000
Next v

For v = 1 To nviga
fcmax(v) = 0.6 * fck(v)
Next v

For v = 1 To nviga
fcmax2(v) = 0.9 * fck(v)
Next v

```

Para la fase de aceptación se define como criterio que el estado de tensiones en cada punto y fase, sea menor al límite de aceptación, que según el caso corresponde a las capacidades a tracción y compresión del material, o bien a las tensiones del modelo original.

Para ello se utiliza la función de rutina ‘Mayor’ que identifica según sea el caso, cual de estos criterios es el más holgado. Conocido esto se realiza una diferenciación para cada caso de estudio mediante Select Case y utilizando como indicador la variable ‘Var’, donde por ejemplo se analiza el caso en que en un punto de la pieza, tanto la tensión superior como la inferior, son negativas tal como se muestra en el código siguiente.

```

Var = Sgn(Soinf(k, v)) + 2 * Sgn(Sosup(k, v))
varm = Sgn(Smtinf(k, w, v, i)) + 2 * Sgn(Smtsup(k, w, v, i))

neginf(k, v) = Mayor(Abs(Soinf(k, v)), fct(v))
negsup(k, v) = Mayor(Abs(Sosup(k, v)), fct(v))
possup(k, v) = Mayor(Abs(Sosup(k, v)), fcmax(v))
posinf(k, v) = Mayor(Abs(Soinf(k, v)), fcmax(v))

Select Case Var

Case -3 ' inf- sup -

    Select Case varm

        Case -3 ' inf- sup -

            If Abs(Smtinf(k, w, v, i)) < neginf(k, v) And Abs(Smtsup(k, w, v, i)) < negsup(k,
v) Then

                ActiveCell.Cells(k + 200, w + numitec(i) * (v - 1)).Value = 1
                aceptador(i) = aceptador(i) * 1
            Else

                [Continua] ...

```

...[Continua]

```
ActiveCell.Cells(k + 200, w + numitec(i) * (v - 1)).Value = 0
acceptador(i) = acceptador(i) * 0
End If
```

Case -1 ' + -

```
If Abs(Smtinf(k, w, v, i)) < 0.6 * fck(v) And Abs(Smtsup(k, w, v, i)) < negsup(k,
v) Then
```

```
ActiveCell.Cells(k + 200, w + numitec(i) * (v - 1)).Value = 1
acceptador(i) = acceptador(i) * 1
Else
```

```
ActiveCell.Cells(k + 200, w + numitec(i) * (v - 1)).Value = 0
acceptador(i) = acceptador(i) * 0
End If
```

Case 1 ' - +

```
If Abs(Smtinf(k, w, v, i)) < neginf(k, v) And Abs(Smtsup(k, w, v, i)) < 0.6 *
fck(v) Then
```

```
ActiveCell.Cells(k + 200, w + numitec(i) * (v - 1)).Value = 1
acceptador(i) = acceptador(i) * 1
Else
```

```
ActiveCell.Cells(k + 200, w + numitec(i) * (v - 1)).Value = 0
acceptador(i) = acceptador(i) * 0
End If
```

Case 3 ' + +

```
If Abs(Smtinf(k, w, v, i)) < 0.6 * fck(v) And Abs(Smtsup(k, w, v, i)) < 0.6 *
fck(v) Then
```

```
ActiveCell.Cells(k + 200, w + numitec(i) * (v - 1)).Value = 1
acceptador(i) = acceptador(i) * 1
Else
```

```
ActiveCell.Cells(k + 200, w + numitec(i) * (v - 1)).Value = 0
acceptador(i) = acceptador(i) * 0
End If
```

End Select

En la versión actual el programa deja libre la opción de continuar iterando a pesar que el aceptador global sea 0. La razón de ello es permitir obtener casos en que el estado tensional se supere y pueda optarse como alternativa refuerzos complementarios.

En la misma subrutina se encuentra incorporado el proceso para el cálculo de la función objetivo  $\Omega$ . Para realizar el cálculo de la función objetivo se utiliza la variable 'Delta'. En ella se incorpora el proceso de penalización, mediante el aumento de su valor según la aceptación o rechazo.

```

For i = 0 To numind - 1
  If aceptador(i) = 0 Then
    Delta(i) = 999999999
  Else
    End If
Next i

```

Aplicada la penalización, el procedimiento para determinar el valor de la función sigue un proceso similar al de aceptación, utilizando para ello la variable 'Var' para indicar el caso de estudio, y utilizando el Select Case para identificar las diferentes opciones. Recordar que el aumento del valor de la función se produce siempre que no se esté entre un valor 0 de tensiones y la banda admisible modificada (estado óptimo). En cualquier otro caso se realiza el incremento. En forma de código éste se realiza mediante dos variables auxiliares 'aa' y 'bb' asociadas a las tensiones inferiores y superiores.

```

Var = Sgn(Soinf(k, v)) + 2 * Sgn(Sosup(k, v))
varm = Sgn(Smtinf(k, w, v, i)) + 2 * Sgn(Smtsup(k, w, v, i))

Select Case Var

Case -3 ' inf - sup -

  Select Case varm

  Case -3 ' inf - sup -

    If Abs(Smtinf(k, w, v, i)) < Abs(Soinf(k, v)) And Abs(Smtsup(k, w, v, i)) <
Abs(Sosup(k, v)) Then

      Delta(i) = Delta(i)
    Else

      aa = Abs(Smtinf(k, w, v, i)) - Abs(Soinf(k, v))
      bb = Abs(Smtsup(k, w, v, i)) - Abs(Sosup(k, v))

      [Continua] ...

```

...[Continua]

*If Sgn(aa) = -1 Then*

*aa = 0*

*End If*

*If Sgn(bb) = -1 Then*

*bb = 0*

*End If*

*Delta(i) = Delta(i) + aa + bb*

*End If*

*Case -1 ' + -*

*If Abs(Smtsup(k, w, v, i)) < Abs(Sosup(k, v)) Then*

*aa = Abs(Smtinf(k, w, v, i)) + Abs(Soinf(k, v))*

*Delta(i) = Delta(i) + aa*

*Else*

*aa = Abs(Smtinf(k, w, v, i)) + Abs(Soinf(k, v))*

*bb = Abs(Smtsup(k, w, v, i)) - Abs(Sosup(k, v))*

*If Sgn(aa) = -1 Then*

*aa = 0*

*End If*

*If Sgn(bb) = -1 Then*

*bb = 0*

*End If*

*Delta(i) = Delta(i) + aa + bb*

*End If*

*Case 1 ' - +*

*If Abs(Smtinf(k, w, v, i)) < Abs(Soinf(k, v)) Then*

*bb = Abs(Smtsup(k, w, v, i)) + Abs(Sosup(k, v))*

*Delta(i) = Delta(i) + bb*

*Else*

*aa = Abs(Smtinf(k, w, v, i)) - Abs(Soinf(k, v))*

*bb = Abs(Smtsup(k, w, v, i)) + Abs(Sosup(k, v))*

[Continua] ...



...[Continua]

```
If Sgn(aa) = -1 Then
aa = 0
End If
```

```
If Sgn(bb) = -1 Then
bb = 0
End If
```

```
Delta(i) = Delta(i) + aa + bb
```

```
End If
```

Case 3 ' + +

```
aa = Abs(Smtinf(k, w, v, i)) + Abs(Soinf(k, v))
bb = Abs(Smtsup(k, w, v, i)) + Abs(Sosup(k, v))
```

```
If Sgn(aa) = -1 Then
aa = 0
End If
```

```
If Sgn(bb) = -1 Then
bb = 0
End If
```

```
Delta(i) = Delta(i) + aa + bb
```

```
End Select
```

Para cada individuo esta variable Delta es escrita en la planilla “Generacion0” normalizada por el número de péndolas tesadas o etapas que corresponda.

```
For i = 0 To numind - 1
ActiveCell.Cells(i + 2, 2 * numite + 3).Value = Delta(i) / numitec(i)
Next i
```

- **Sub RestriccionLevantamiento():**

Esta rutina se encarga de caracterizar la interacción del tablero y los apoyos. Como el fin del método de tesado es generar un levantamiento del tablero respecto a las pilas, es necesario tener un indicador de este proceso. Para ello se estudian los esfuerzos que sienten los elementos que unen el tablero y la pila, en este caso las “Uniones”. Por ello el estudio se centra en determinar si los desplazamientos producidos no superan el valor admisible de 0,004 m y por

ende no se ha producido un levantamiento, o bien si es positivo, por cuanto indica que en aquella etapa de tesado se ha producido el levantamiento.

En la rutina RestriccionLevantamiento() se utiliza la variable 'Sumalevanta()', la cual va sumando los desplazamientos para cada apoyo y etapa. Adicionalmente se crea un "aceptador2", el cual dependiendo del signo de los desplazamientos en cada apoyo y etapa, lo cual determina si es levantamiento (1), o bien si no se produce (0). Es importante especificar que en el caso en estudio, cada pila tiene 3 puntos de contacto con el tablero (pila-muro) por lo cual existe una diferenciación en cada uno de estos apoyos: dos extremos y uno central. La condición de levantamiento se dará solo si las tres "Uniones" de una pila se encuentran con desplazamientos positivos.

```

For i = 0 To numind - 1

Sheets("ModeloModificado" & i).Select

For j = 1 To apoyo
  For w = 1 To numitec(i)
    For k = 0 To posicionador(1) - 1

      Sumalevanta(w, j, i) = Sumalevanta(w, j, i) + Lcd(k, w, j, i)
    Next k
  Next w
Next j
Next i

For i = 0 To numind - 1

Sheets("ModeloModificado" & i).Select

For j = 1 To apoyo
  For w = 1 To numitec(i)

    If Sumalevanta(w, j, i) > 0 Then
      aceptador2(w, j, i) = aceptador2(w, j, i) * 1
    Else
      aceptador2(w, j, i) = aceptador2(w, j, i) * 0
    End If

    ActiveCell.Cells(1, w + numitec(i) * (j - 1) + (numitec(i) * nviga)).Value =
    aceptador2(w, j, i)

  Next w
Next j
Next i

```

- **Sub FOL():**

Esta rutina se preocupa de agrupar los indicadores de levantamiento en cada punto y definir en cada apoyo y en cada etapa si se produce el levantamiento. Para ello escribe y especifica en la planilla “ModeloModificado”, valores 0 o 1 según corresponda, justamente en la parte superior de cada apoyo en cada etapa.

Con esta información se procede a buscar el valor de los desplazamientos en cada apoyo y en la última etapa de la iteración. Para ello se utiliza la variable “Levanta(i)”, la cual acumula el valor del desplazamiento, sólo si este es negativo.

```

For i = 0 To numind - 1

Sheets("ModeloModificado" & i).Select

    For j = 1 To apoyo
        For w = numitec(i) To numitec(i)
            For k = 0 To posicionador(1)

                If Lcd(k, w, j, i) > 0 Then
                    Levanta(i) = Levanta(i) + 0
                    Levantaap(i, j) = Levantaap(i, j) + Lcd(k, w, j, i)
                    Auxiliar(i, j) = Auxiliar(i, j) + Lcd(k, w, j, i)
                Else

                    Levanta(i) = Levanta(i) + Lcd(k, w, j, i)*1000000
                    Levantaap(i, j) = Levantaap(i, j) + 0
                    Auxiliar(i, j) = Auxiliar(i, j) + 0
                End If

            Next k
        Next w
    Next j
Next i

```

Adicionalmente se crea la variable “Levantaap” y “Auxiliar”, las cuales se utilizan para poder generar una correcta secuencia de levantamiento. La secuencia de levantamiento no tiene problema si se dan levantamientos aislados en cada etapa, es decir, si no se producen desplazamientos simultáneos en la misma etapa en apoyos diferentes; cuando ocurre ello y para poder determinar cuál de los dos debe levantar primero, se crea la variable “Levantaap”, que a diferencia de “Levanta”, lo que hace es acumular los desplazamientos de las “Uniones”, lo cual permite, frente a un mismo instante de desplazamiento, determinar cual de ellas es mayor, siendo por lo tanto el criterio para eliminar primero dicha pila. Con ello se genera la variable “ordeapoyo” que para cada individuo, define en caso de simultaneidad, cual es el orden de levantamiento por apoyo.

```

For T = 0 To numind - 1

iMin = LBound(Levantaap, 2) + 1
iMax = UBound(Levantaap, 2)

    While iMax > iMin
        Pos = iMin

            For x = iMin To iMax - 1
                If Levantaap(T, x) >= Levantaap(T, x + 1) Then
                    Vectemp = Levantaap(T, x + 1)
                    Levantaap(T, x + 1) = Levantaap(T, x)
                    Levantaap(T, x) = Vectemp
                    Pos = x
                Else
                    End If
            Next x

        iMax = Pos
    Wend

Next T

Dim z As Integer

For T = 0 To numind - 1

    For x = 1 To apoyo
        z = 1
        While Levantaap(T, x) <> Auxiliar(T, z)
            z = z + 1
        Wend
        ordenapoyo(T, apoyo + 1 - x) = z

    Next x
Next T

```

Finalmente esta rutina también determina el valor de la función objetivo  $\Theta$ , en este caso, asignada a la variable “Levanta (i)” en todas las pilas, de manera normalizada por el número de fases de tesado más levantamientos. Ella se registra en cada individuo en la planilla “Generacion0”. A ella se le incluye implícitamente una penalización si el proceso de levantamiento no se ha cumplido totalmente. De esta forma, la penalización es progresivamente más exigente, mientras mayor es el número de apoyos no levantados.

```

For i = 0 To numind - 1
  If verificador2(i) > apoyo Then
    Levanta(i) = Levanta(i)
  Else
    Levanta(i) = Levanta(i) - 999999999 * (1 / (verificador2(i) + 1))
  End If
Next i

```

```

For i = 0 To numind - 1
  ActiveCell.Cells(i + 2, 2 * numitec + 4).Value = Levanta(i) / numitec(i)
Next i

```

La rutina adicionalmente prepara un indicador para las iteraciones mediante algoritmo genético, donde verifica si el último “aceptador2” de levantamiento en la última etapa de tesado, en todos los apoyos, es diferente a 0. Si es así, el programa llama a la subrutina “Modificador ()” que se encarga de eliminar una pila. De lo contrario pasa a la subrutina “Mejores” para el proceso de Algoritmos Genéticos.

```

For i = 0 To numind - 1

  If modi(i) = 0 Then

    Sheets("ModeloModificado" & i).Select

    For j = 1 To apoyo
      For w = 1 To numitec(i)
        s1(i) = s1(i) + aceptador2(w, j, i)
      Next w
    Next j

  Else

    Sheets("ModeloModificado" & i).Select

    For j = 1 To apoyo
      Sum(i, j) = ActiveCell.Cells(1, numitec(i) + numitec(i) * (j - 1) + (numitec(i) * nviga))
      s1(i) = s1(i) + Sum(i, j)
    Next j

  End If

Next i

[Continua] ...

```

...[Continua]

```

For i = 0 To numind - 1
s = s + s1(i)
Next i

If s = 0 Then
Call Mejores
Else
Call Modificador
End If

```

- **Sub Mejores():**

Esta subrutina en su primera parte incluye el cálculo de la función de bondad o adaptabilidad, asignada a la variable “FO(i)”. Para ello hace uso de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  obtenidos del Formulario. La función es una combinación lineal de las funciones objetivos, ponderada por estos dos parámetros.

```

For i = 0 To numind - 1
FO(i) = alfa * Delta(i) / numitec(i) + beta * (Abs(Levanta(i) / numitec(i)))
Next i

```

Posteriormente se escribe en la planilla “Generacion0” en la columna “FO”.

```

For i = 0 To numind - 1
ActiveCell.Cells(i + 2, 2 * numite + 5).Value = FO(i)
Next i

```

- **Sub Modificador():**

Finalmente se presenta un comentario sobre la subrutina Modificador, encargada de llamar según sea el caso a la modificación en el modelo Sap2000 de alguna carga.

Dado que la subrutina FOL() ha llamado a esta rutina, indica que al menos uno de los apoyos se encuentra con un indicador de levantamiento 1. En tal caso esta rutina se encarga de verificar si dicho indicador es válido o no para realizar la modificación del estado de carga.

Los criterios son los siguientes:

- Verificar si el apoyo ya se encuentra eliminado, de ser así no realiza modificación.
- Verificar si el indicador se encuentra en una etapa anterior a la última modificada, de ser así no se realiza acción.
- Verificar para cada uno de los individuos por separado.

- Adicionalmente se preocupa de seguir el orden de levantamiento definido por la variable “ordenapoyo”, según el criterio de mayores desplazamientos.

Para conseguir los objetivos se utilizan las variables auxiliares “indicador” seguido de la letra que identifica a que hace referencia, por ejemplo: i, individuo, w, fase de tesado, j, apoyo. A ellos se suma la variable “Modi(i)” como contador del número de modificaciones de cargas realizadas al individuo i.

```

For i = 0 To numind - 1
  For w = 1 To numitec(i)

    j = 1
    Do Until j > apoyo

      If aceptador2(w, ordenapoyo(i, j), i) = 0 Then

        Else

          If modi(i) = 0 Then

            If indicadorj(modi(i), i) <> ordenapoyo(i, j) Then

              indicadorj(modi(i), i) = ordenapoyo(i, j)
              indicadorw = w
              et(i) = w + 1
              indicadori = i
              modi(i) = modi(i) + 1

              Call ModificaEtapa

              j = apoyo
              w = numitec(i)
              i = numind - 1

            Else
              End If

          Else

            g = ordenapoyo(i, j)
            comp = 1

            For l = 0 To modi(i)
              For d = 0 To numind - 1
                If indicadorj(l, i) = g Then
                  comp = comp * 0
                End If
              Next d
            Next l

          End If

        End If

      End Do

    End For

  End For

```

[Continua] ...

...[Continua]

```

Else
comp = comp * 1
End If
Next d
Next l

If comp = 1 And et(i) <= w And aceptador2(w, ordenapoyo(i, j), i) = 1
Then
indicadorj(modi(i), i) = ordenapoyo(i, j)
indicadorw = w
et(i) = w + 1
indicadori = i
modi(i) = modi(i) + 1

Call ModificaEtapa

j = apoyo
w = numitec(i)
i = numind - 1

Else

End If

End If

End If

j = j + 1
Loop

Next w

indicadorw = 0

Next i

Call RestriccionTesado

```

## II.2. Modificaciones Algoritmo TEMEGA

A partir de los trabajos desarrollados en los puentes San Luis y Puangue, se ha podido identificar una serie de elementos que permiten orientar y mejorar el código TEMEGA con el fin de reducir los tiempos de convergencia, introducir criterios más específicos e incorporar módulos que entreguen comportamientos y estados tenso-deformacionales más útiles para realizar un diseño óptimo de este tipo de refuerzos.



En el apartado siguiente se expondrán las modificaciones realizadas bajo esta perspectiva y se presenta un conjunto de soluciones que justifican la realización de esta segunda versión del código. Para ello se recogen las recomendaciones entregadas en Rongish (2011), entre las que se destacan:

- a) Incorporación de un criterio del tesado final de las péndolas network.
- b) Incorporar una verificación de la resistencia del arco durante las etapas constructivas.
- c) Utilización de secciones en “I” o cajón para el arco, con el eje fuerte orientado para resistir momentos en el plano.

## II.2.1. Modificaciones al módulo constructivo y levantamiento

### a) Vigas Transversales

El primer elemento incorporado en el estudio es el correspondiente a las vigas transversales. En este caso el programa identifica los elementos previamente definidos y realiza un estudio a nivel de esfuerzos y tensiones.

Inicialmente se realiza a partir de la definición de un grupo de elementos denominados VIGAT y un numeral según sean los distintos diafragmas o vigas transversales que se deseen estudiar. Particularmente en la rutina OriginalSAP( ) se identifican los esfuerzos y las tensiones al igual que las vigas longitudinales pero utilizando las propiedades específicas de estos elementos considerando como secciones las denominadas VTT, tal como se presenta.

$$Mot(kt, vt) = ActiveCell.Cells(kt + 3, vt + nvigat * 5).Value$$

$$Sosupt(kt, vt) = FS * Mot(kt, vt) * vsup(vt) / Inercia33t(vt)$$

$$Soinft(kt, vt) = -FS * Mot(kt, vt) * vinf(vt) / Inercia33t(vt)$$

De igual forma que para el puente original, en la subrutina CromosomaSAP() se obtienen los resultados de esfuerzos y tensiones en las vigas transversales del puente reforzado. Para ello se crea una nueva hoja Excel “Péndolas y Diaf” más un numeral según el individuo que se estudia, el cual sirve de recepción de esta información más de otros elementos como las péndolas. De esta manera se recogen los datos y almacenan en las hojas, a partir de:

```
'Get frame forces for line object "1"

ret = SapModel.Results.FrameForce("VIGAT" & vt, GroupElm, NumberResults2,
Obj2t, ObjSta2t, Elm2t, ElmSta2t, LoadCase2t, StepType2t, StepNum2t, Pt, V2t, V3t,
tort, M22t, M33t)

ActiveCell.Cells(kt + 3, etapat + numite * (vt - 1)).Value = M33t(Tt)
```

En este caso, adicionalmente a los momentos longitudinales de los diafragmas se obtienen los posibles axiles (en el caso de realizar un refuerzo complementario mediante postensado) utilizando el vector de axiles Axilt().

$$Axiltt(kt, etapat, vt, i) = Pt(Tt)$$

A partir de ello es posible formar el vector de esfuerzos de momentos flectores, y el de tensiones incorporando momentos longitudinales y axiles en los elementos.

$$Mmtt(kt, w, vt, i) = ActiveCell.Cells(kt + 3, w + numite * (vt - 1)).Value$$

$$Smtsupt(kt, w, vt, i) = -Axiltt(kt, w, vt, i) / Areast(vt) + Axiltt(kt, w, vt, i) * excentricidad * vsup(vt) / Inercia33t(vt) + Mmtt(kt, w, vt, i) * vsup(vt) / Inercia33t(vt)$$

$$Smtinf(kt, w, vt, i) = -Axiltt(kt, w, vt, i) / Areast(vt) - Axiltt(kt, w, vt, i) * excentricidad * vinf(vt) / Inercia33t(vt) - Mmtt(kt, w, vt, i) * vinf(vt) / Inercia33t(vt)$$

El conjunto de resultados de las tensiones, tanto de las fibras superiores como inferiores, se depositan en las hojas "DiafTensionessup" y "DiafTensionesinf", respectivamente, para su consulta y comparación.

## b) Péndolas

Adicionalmente a estos elementos, se incorporan los valores obtenidos en las péndolas en cada una de las etapas de tesado en el proceso de levantamiento. Esto permite observar el comportamiento individualizado de ellos en cuanto a su resistencia última como los factores de utilización que tienen.

En primer lugar se verifican las péndolas network. Su estudio permite observar la eficiencia del uso pasivo de las péndolas en este proceso de levantamiento y las consecuencias que tiene para el proceso global del refuerzo (ver Anejo III). Para ello se define un grupo de elementos denominados "NETWORK" el cual incluye a todas las péndolas utilizadas en forma pasiva en el proceso de levantamiento del tablero. A partir de ello se obtienen los axiles en cada etapa.

```
'Get frame forces for line object "1"
```

```
ret = SapModel.Results.FrameForce("NETWORK", GroupElm, NumberResults2,
Obj2t, ObjSta2t, Elm2t, ElmSta2t, LoadCase2t, StepType2t, StepNum2t, Pt, V2t, V3t,
tort, M22t, M33t)
```

$$ActiveCell.Cells(kt + 3 + numfinal(i), etapat + 1).Value = Pt(Tt)$$

Obsérvese que en el modulo de levantamiento, estos valores son sólo de consulta.

De la misma manera se obtienen para las péndolas verticales, activas en el proceso de levantamiento.

```
'Get frame forces for line object "1"

ret = SapModel.Results.FrameForce("VERTICAL", GroupElm, NumberResults2, Obj2t,
ObjSta2t, Elm2t, ElmSta2t, LoadCase2t, StepType2t, StepNum2t, Pt, V2t, V3t, tort,
M22t, M33t)

ActiveCell.Cells(kt + 3 + numfinal(i), ind + 3 + etapad).Value = Pt(Tt)
```

De igual manera que la rutina CromosomaSAP(), se añade la obtención de resultados en estos elementos en la rutina ModificaEtapa().

### c) Estado en servicio (sin tesado network)

La segunda versión de TEMEGA, en el módulo de método constructivo y levantamiento, incorpora un análisis preliminar del puente en servicio. Para ello se crea una rutina “Servicio” y una hoja de apoyo “Servicio” y el numeral de los individuos. En esta rutina se analiza los esfuerzos y tensiones en el puente, asumiendo que la etapa anterior corresponde a un estado permanente utilizando las péndolas network de manera pasiva (sin un tesado de ellas).

Para ello el código genera un estado de carga denominado SCASE considerando un estado tenso-deformacional previo correspondiente a la última fase de tesado para levantamiento, TCASE.

```
Set initial condition

ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetInitialCase("SCASE" & i,
"TCASE" & i & "m" & modi(i))
```

Este caso genera una etapa adicional y única a partir del estado permanente, en el cual se incluye una carga aplicada al tablero (según se asigne previamente en el modelo estructural) denominada ‘q’ correspondiente a una carga viva distribuida (efecto faja).

De igual manera que en CromosomaSAP(), se obtienen para las vigas los esfuerzos de momento longitudinal y axil, tanto en las vigas longitudinales como las transversales. Esto también se aplica para las péndolas tanto verticales como network, respecto al esfuerzo axil de cada una de ellas. Estas condiciones son importantes de analizar pues permiten definir el axil necesario para generar un tesado en las péndolas network como se plantea en el capítulo 4.

Adicionalmente entrega el resultado de los esfuerzos de axiles y momentos en los dos ejes del arco, considerando los elementos incluidos en el grupo “ARCOS”.

```
'Get frame forces for line object "1"
```

```
ret = SapModel.Results.FrameForce("ARCOS", GroupElm, NumberResults2, Obj2,  
ObjSta2, Elm2, ElmSta2, LoadCase2, StepType2, StepNum2, P, V2, V3, tor, M22,  
M33)
```

```
ActiveCell.Cells(k + 3, etapa + nviga).Value = M33(T)
```

```
ActiveCell.Cells(k + 3, etapa + nviga + 1).Value = M22(T)
```

```
ActiveCell.Cells(k + 3, etapa + nviga + 2).Value = P(T)
```

#### **d) Módulo de refinamiento de optimización**

El código también incluye un módulo que permite un refinamiento de la optimización del proceso de levantamiento, siguiendo el mismo proceso de optimización de algoritmos genéticos, y con igual sistema de operadores de Reproducción, Mutación y Cruza.

Para el correcto funcionamiento, el programa solicita incluir el número de refinamiento y el número de iteraciones que incluye este refinamiento (Figura II. 18.). Para ello se generan las variables 'ni' e 'iterar' respectivamente.

Adicionalmente incorpora la hoja de resultados "Best" y el número de refinamiento correspondiente, lo cual permite conservar las primeras series de iteraciones históricas e incorporar las nuevas.

Figura II. 18. Formulario con módulo de refinamiento.

### e) Módulo individual proceso levantamiento

Se desarrolla un módulo que permite obtener los resultados y caracterizaciones del método constructivo y del proceso de levantamiento, tal como se ha desarrollado en los módulos anteriores, sin embargo aplicado a un solo individuo y sin un proceso de optimización. El objetivo del módulo es obtener estas características cuando ya se tiene uno o varios métodos aceptables. Su utilización se especifica en estudios de sensibilidad para parámetros como arreglos de péndolas, perfiles de arco, entre otros.

Considera un solo individuo y por ello todas las variables de optimización y procesos iterativos son abortadas. Por lo tanto, se requiere incluir las magnitudes y ordenes de tesados de las diferentes péndolas verticales (Figura II. 19.).

The screenshot shows a software window titled 'UserForm2'. At the top, there are two text input fields: 'Ruta Modelo Original' and 'Ruta Modelo Modificado'. Below these are two sections: 'DATOS PROCEDIMIENTO DE TESADO' and 'PARAMETROS PROCEDIMIENTO DE TESADO'. The first section contains two rows of 12 small square checkboxes each, labeled 'Orden de tesado' and 'Magnitud de tesado'. The second section contains several input fields and checkboxes: 'Etapa Constructiva', 'Vigas transversales', 'N° Pendola Tesadas', 'N° Apoyo', 'Vigas a analizar', 'Excentricidad Tendon', 'Area total', 'Fibra superior', 'Fibrar inferior', 'Análisis Servicio' (checkbox), and 'N° de Iteración'. At the bottom, there are four buttons: 'Modelo Original', 'Construccion', 'Poblacion 0', and 'Iteracion'. Finally, there are two more input fields: 'Valor alfa' and 'F.S carga'.

Figura II. 19. Formulario módulo individual de levantamiento.

Adicionalmente se requieren los parámetros geométricos del puente para su análisis, además del valor del alfa, que permite obtener la función de bondad (a modo comparativo con otros casos de estudios) y el factor de carga para la referencia de tensiones del puente original.

El módulo entrega un conjunto de soluciones basado en los mismos procedimientos que los módulos de optimización ya explicados.



**ANEJO III:**

**TEMEGA (MÓDULO NETWORK)**



### III.1. Incorporación de un criterio del tesado final de las péndolas network

En el desarrollo del método constructivo, se ha determinado que el proceso de tesado de péndolas network debe realizarse en la fase final de la fase constructiva. Esto se debe al control efectivo que puede desprenderse de esta acción para mejorar los efectos de las péndolas verticales.

Si bien el método constructivo contempla colocar las péndolas network en etapas tempranas (ver detalle en capítulo 3), el aporte que ellas tienen en la fase de tesado y levantamiento del tablero es de forma pasiva. La justificación de la colocación en etapas tempranas de las péndolas network, se basa en la modulación de los esfuerzos y tensiones en el tablero en las diferentes etapas de tesado de las péndolas verticales y los instantes en que cada punto del tablero se separa de las pilas. La diferencia entre la utilización de estas péndolas network y el simple uso de péndolas verticales es notable (ver capítulo 4).

A raíz de ello, y producto del estado tenso-deformacional que sufre la estructura en el estado final pasivo de construcción, (previo a las cargas en servicio), el aprovechamiento de las péndolas network se ve reducido, debido fundamentalmente a que los efectos de las péndolas verticales sobre el arco inducen una deformación en él que hace tender a una comprensión de un gran número de péndolas network (ver capítulo 4). Al respecto hace que el comportamiento del puente en arco no se asemeje a las ventajas de los puentes network, y si más a puentes atirantados verticalmente. Por otro lado, estas mismas deformaciones hacen que algunas de las péndolas network trabajen con esfuerzos importantes que afectan la distribución de momentos en el plano del arco. En ciertos casos en que las tensiones en las péndolas verticales son muy grandes (elevados peso del tablero), pueden provocar un efecto de relajamiento tal en las péndolas network que incluso frente a cargas móviles o fajas distribuidas, no entren en tensión, y en consecuencia, el objetivo último de un puente en arco como distribuidor de las cargas anti-métricas no se consigue, incrementando considerablemente el uso de materiales en el arco y posiblemente en péndolas (aumentos en los axiles de ellos).

Por todas estas razones es necesario realizar un proceso de ajuste de las péndolas network en una fase posterior al proceso de levantamiento. Esta acción intenta distribuir adecuadamente los esfuerzos axiles en las péndolas y dejarlas activas (sin compresiones) para un adecuado proceso de distribución de esfuerzos por cargas en servicio o accidentales, sin afectar la ley de esfuerzos en el tablero y no producir grandes desplazamientos de éste.

A partir de lo anterior, es posible enumerar una serie de fundamentos que condicionan y hacen necesario el tesado en fase final de las péndolas network:

- 1.- El retiro de las pilas sin realizar un tesado adecuado de las péndolas verticales, aplicando sólo el trabajo pasivo de las péndolas network no es correcto, pues el sistema en la verificación BAM, presenta un comportamiento de viga elástica. Por otro lado si el efecto es de aplicación de péndolas network inicialmente se presentan problemas de deformaciones en el arco y tablero. Es más difícil el control de levantamiento, realizando un tesado previo de las péndolas network.
- 2.- Si se tesan las péndolas verticales y las network, hay probabilidad que las network no trabajen adecuadamente, pues depende de la tensión en las verticales y la deformación que ellas inducen en el arco para determinar la tensión de las network o bien la relajación de ellas.

3.- Aunque las péndolas network sean tesada, si las péndolas verticales tienen tensiones muy grandes, sólo trabaja un número reducido de péndolas network, asociadas a deformaciones que generen tracciones.

4.- Si se realiza un tesado muy potente de las péndolas verticales, es posible que las cargas en servicio no compensen este efecto (en la BAM) y en consecuencia la aplicación de tesado en las network, inducirá mayores problemas (por ejemplo: flechas ascendentes en el tablero), por el contrario, si el tesado de las péndolas verticales se ajusta sensiblemente a la BAM, existirá problemas al entrar en estado en servicio, por ende es posible utilizar un tesado network adecuado que compense este efecto (ver capítulos 5 y 6).

5.- La utilización del criterio de levantamiento mediante la idea de generar la eliminación de la pila cuando la sumatoria de los axiles en los apoyos de una determinada pilas sean  $> 0$ .

6.- El uso de péndolas verticales con reducida tensión permite que un mayor de péndolas network actúen en etapa constructiva y estado pasivo final, generando un comportamiento en el arco semejante a los puentes en arco network de obra nueva. Por esta situación el proceso de optimización TEMEGA busca este tipo de soluciones y hace necesario la creación de un módulo para tesado de péndolas network.

7.- Esta situación hace relevante las acciones de cargas en servicio para el diseño final del puente, y a la estimación final de tesado en péndolas verticales y network.

#### **a) Criterios para obtener magnitud de tesado de péndolas network**

Para la obtención de un conjunto de magnitudes de tesado para las péndolas network pueden desarrollarse de varias maneras. Para esta situación es posible utilizar como solución intermedia el uso de Target Force (Rongish 2011), en cada una de las péndolas, a partir de la aplicación de tracciones y asumiendo que no es posibles compresiones en estas péndolas. Su validez apunta a conseguir un estado permanente en el que no existe presencia de posibles compresiones en las péndolas network.

En programas estructurales como Sap2000 existe la operación Target Force la cual mediante procesos iterativos y de convergencia aproxima esfuerzos axiles en los elementos indicados a partir de un valor predefinido (esfuerzo objetivo). Este esfuerzo definido puede definirse mediante los siguientes criterios:

- a) Criterio de carga viva: El estudio obtiene los esfuerzos axiles necesarios para que las cargas de faja y camión 'Q' en el tablero estén dentro de los requisitos de la BAM, buscando adicionalmente que todas las péndolas estén tensionadas.
- b) Criterio Accidental: Sismo.

De los dos criterios se obtiene el valor del Target Force requerido para aplicarlo a cada péndola para que éstas no entren en compresión en estado de servicio. Sin embargo, este valor es el esfuerzo axil necesario en servicio y no la magnitud ni el orden de tesado aplicado a cada péndola para obtener este estado tenso-deformacional (según definición de Sap2000). En consecuencia se requiere un proceso previo que permita analizar cual es la fuerza de tesado necesaria en cada péndolas para obtener valores adecuados considerando una etapa de tesado previo a los efectos de servicio.

Por esta razón los criterios de ajuste de péndolas network, se basan en el desarrollo de un algoritmo genético combinado con procesos de optimización híbridos, en el cual se obtienen el conjunto de esfuerzos de gatos que se realizan en cada una de las péndolas network como deformaciones impuestas, tal que cumpla la condición de que la BAM en tensiones superiores e inferiores y cumpla para los estados de carga en servicio.

Esto genera la necesidad de realizar un proceso iterativo en una fase de transición entre el estado del puente posterior al tesado de las péndolas verticales, y la puesta en servicio del puente.

El desarrollo de este proceso se realiza mediante módulos adicionales del programa TEMEGA. Para ello se presentan dos métodos para la obtención de estos valores.

#### a) Optimización péndola network mediante Target Force (OTF)

Este método intenta incorporar los criterios de optimización de los algoritmos genéticos para encontrar un conjunto de esfuerzos axiles en las péndolas network, tal que ellos cumplan con un mínimo de la función bondad, compuesta sólo por la función objetivo: Ajuste a la BAM del puente original (al igual que los métodos de optimización del método constructivo). El conjunto de genes se compone de los esfuerzos axiles de cada péndola. Para diferenciarlos se define un grupo de elementos denominados como “r” y el numeral correspondiente.

Para la implementación se crea un estado de carga (Pattern) denominado “TEMPN” estableciendo cada Target Force a cada péndola.

```
For j = 0 To numite - 1
    DOF(0) = True
    f(0) = inputCromomag(i, j)
    RD(0) = 0
    ret = SapModel.FrameObj.SetLoadTargetForce("r" & j + 1, "TEMPN" & i, DOF,
f, RD, Group)
Next j
Next i
```

A partir de ello se crea un estado de carga que incluye el estado tenso-deformacional de la última etapa de levantamiento y que considera un conjunto de parámetros del Target Force, como número de iteraciones y tolerancias de convergencia.

```
'Set initial condition
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinear.SetInitialCase("TCASEN" & i, "TCASE" & casen & "m" & mdf)
```

```
'set target force iteration parameters
```

```
ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinear.SetTargetForceParameters("TCASEN" & i, 0.01, 350, 1, False)
```

Como se puede intuir, el proceso iterativo permite encontrar esfuerzos diferentes en cada péndola, tal que induzcan las menores perturbaciones a las tensiones en el tablero, sin embargo no permite saber el orden de tesado. Por ende, corresponde a un estado estático en el proceso constructivo.

Para ello es necesario realizar un post-proceso mediante un desmontado del puente, al estilo de la construcción y tesado de los puentes atirantados (Quintana 2009). En este caso se debe realizar un proceso modificado, debido a que a diferencia de los puentes atirantados en el cual se desmonta eliminando las péndolas secuencialmente y aplicando una carga de reacción equivalente al esfuerzo de la péndola retirada, en este caso el retiro de las péndolas sucesivamente no es posible, debido a que ellas están puestas en cada una de las etapas del proceso de tesado de las péndolas network (dado su uso en forma pasiva en el proceso de levantamiento).

Esta misma situación hace que algunas de las péndolas network tengan en cada una de las etapas los esfuerzos axiales. Por esta razón se debe considerar el paso desde la etapa final para el proceso de desmontado, equivalente al final de la iteración del Target Force, y la inicial equivalente a la última etapa del levantamiento mediante péndolas verticales.

A continuación se presenta el Benchmark realizado para ilustrar el proceso de desmontado cuando se asume una no linealidad del proceso constructivo (Figura III. 1). Para ello debe considerarse un proceso lineal realizando una deformación impuesta a partir de la ecuación.

$$\Delta L = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} \quad [\text{Ecuación III. 1}]$$

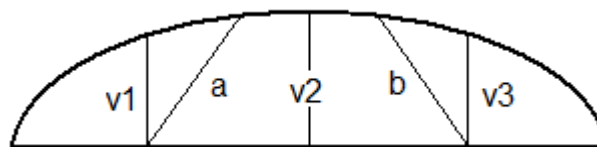


Figura III. 1. Esquema de ejemplo del desmontado.

Etapas Final: Target Force

a = 27,8 kN

b = 27,9 kN

Etapa Inicial: Última fase de levantamiento (TCASE0m3), esfuerzos objetivos

$$a = 0,002 \text{ kN}$$

$$b = 293 \text{ kN}$$

Paso I: Procedimiento comienza con el desmontado de la péndola b. Para ello se considera un  $L = 12,37 \text{ m}$ , un  $\Delta L = -0,58$ , asumiendo un  $P = 27,8$ , lo cual hace una redistribución de las péndolas obteniendo:

$$a = 35,8 \text{ kN}$$

$$b = 61,5 \text{ kN}$$

Paso II: El siguiente paso corresponde al desmontado de la péndola a. Para ello se considera un  $L = 12,37 \text{ m}$ , un  $\Delta L = -0,078$ , asumiendo un  $P = 35,8$ , lo cual hace una redistribución de las péndolas obteniendo:

$$a = 30,1 \text{ kN}$$

$$b = 60 \text{ kN}$$

Esto permite concluir que para el caso de no linealidad no es un simple proceso de desmontado, y requiere un proceso iterativo y de optimización conjunta.

#### **b) Optimización péndola network mediante Deformación Impuesta (ODI)**

Este método busca encontrar las soluciones óptimas del conjunto de deformaciones impuestas aplicadas en cada una de las péndolas network tal que se cumpla la condición que cada una de las péndolas network y verticales se encuentren tensionadas y las tensiones en el tablero se ajusten a la BAM. Para ello se desarrolla el método a partir de los algoritmos genéticos considerando las siguientes hipótesis que permitan una convergencia en tiempo razonables.

1. Simetría en la definición de las péndolas. Lo cual permite reducir el número de variables a la mitad, a partir de grupos de elementos “r” y el numeral correspondiente.
2. Se consideran como genes solamente la magnitud de la deformación impuesta.
3. El orden de tesado se introduce a partir del numeral de los grupos “r”. En el caso particular del estudio se sigue las recomendaciones de obra nueva.

El método se implementa a partir del formulario siguiente (Figura III. 2.):

The image shows a software window titled "UserForm4" with a light blue border. Inside the window, the text "DATOS ALGORITMO GENÉTICO" is centered at the top. Below this, there are several input fields and buttons arranged in a grid-like fashion. The first row contains "Nº Individuos" and "Limite de iteraciones". The second row contains "F.S carga" and "Probabilidad de Reproduccion". The third row contains "Nº Pédola Tesadas" and "Magnitud de Tesado". The fourth row contains "TCASE" and "m". The fifth row contains "Limite axil" and "Nº de Iteración". Below these are three buttons: "Modelo Original", "Poblacion X", and "Iteracion X". At the bottom, there are two more input fields labeled "Iteracion Nº" and "Limite de iteracion", followed by three more buttons: "Modelo Original", "Poblacion X", and "Iteracion X".

Figura III. 2. Formulario método de optimización ODI.

El desarrollo del algoritmo genético requiere de las variables como número de individuos, límites de iteraciones y la probabilidad de Cruza.

Para la implementación se genera un conjunto de hojas equivalentes a las realizadas en el proceso de optimización para el levantamiento del tablero. Por ejemplo: “nBest”.

Se define un limite de axil permisible en cada péndola network, tal que no sea menor a éste para evitar problemas de pandeo o compresión de las péndolas. Este criterio ‘Inumal2’ se puede obtener a partir de los criterios en servicio o aceptación. En la primera versión del módulo es un valor entregado por el usuario. Utilizando esta variable se genera un criterio de penalización a partir de ‘Pendr()’, tal que si el axil de las péndolas network es mayor a límite axil  $Pendr() = 0$ .

```
For j = 1 To numite

'get frame forces for line object "1"

ret = SapModel.Results.FrameForce("r" & j, GroupElm, NumberResults2, Obj2,
ObjSta2, Elm2, ElmSta2, LoadCase2, StepType2, StepNum2, Pt, V2t, V3t, Tt, M22t,
M33t)

etapat = 0

For mm = 0 To NumberResults2 - 1

    etapat = StepNum2(mm)

    If etapat = (numites * 2) Then

        If Pt(mm) > lnumal2 Then
            Pendr(j) = Pendr(j) * 0
        Else
            Pendr(j) = Pendr(j)
        End If

    Else
        End If

    Next mm

Next j
```

Adicionalmente se define la variable de penalización asociada a las péndolas verticales 'Pvem' equivalente al promedio de axil en la etapa final de levantamiento en las péndolas verticales.

```

For j = 1 To numites

'get frame forces for line object "1"
ret = SapModel.Results.FrameForce(j, GroupElm, NumberResults2, Obj2, ObjSta2,
Elm2, ElmSta2, LoadCase2, StepType2, StepNum2, Pt, V2t, V3t, Tt, M22t, M33t)

For mm = 0 To NumberResults2 - 1

    etapat = StepNum2(mm)

    If etapat = (numites * 2) Then

        Pve(j) = Pt(mm)

    Else
    End If

    Next mm

Next j

For j = 1 To numites
Pvem = Pvem + Pve(j)
Next j

Pvem = Pvem / numites

```

De esta forma, se genera un conjunto de individuos iniciales de manera azarosa asociados a una diferenciación: si las péndolas network están o no tensionadas. De estar tesadas, el factor multiplicador de la deformación impuesta se considera entre un valor negativo y uno menor que el límite de axil, de esta manera se comienza con valores que destesan estas péndolas. Por el contrario si  $Pendr() = 1$ , indica que las péndolas no están tesadas, en consecuencia, el factor multiplicador será siempre positivo, asociado a los límites predefinidos por el usuario ('numax' y 'numin'):



```

Sheets("NGeneracion0").Select

    Randomize

For j = 1 To numind
For n = numite + 1 To 2 * numite
    gen = -10000

'Reduccion
If Pendr(n - numite) = 0 Then

    Do Until gen > numal1 And gen < lnumal2
        gen = lnumal2 - CInt(Rnd * (lnumal2 * 2))
    Loop

Else

    Do Until gen > numin(n - numite) And gen < numax(n - numite)
        gen = CInt(Rnd * (numax(n - numite)))
    Loop

End If

    ActiveCell.Cells(j + 1, n + 1) = Round(gen, 2)

Next
Next

```

La deformación impuesta a la cual va asociado este factor multiplicador se define a partir de una deformación inicial equivalente a -0,001 m, aplicado a un estado de carga "TEMPN".

```

For j = 0 To numite - 1

    DOF(0) = True
    d(0) = -0.001

    ret = SapModel.FrameObj.SetLoadDeformation("r" & j + 1, "TEMPN", DOF, d,
Group)
Next j

```

A partir de éste, se genera un estado de carga TCASEN y el numeral del individuo, tal que se generan etapas equivalentes al tesado de cada una de las péndolas network por deformación impuesta y su factor multiplicador, siguiendo el orden de tesado de obra nueva.

'Definición de cada etapa

```

    ret =
    SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetStageDefinitions_1("TCASEN" & i,
    numite, MyDuration, MyOutput, MyOutputName, MyComment)
    Next j

    For j = 0 To numite - 1

    'Etapas
    ReDim MyOperation(1)
    ReDim MyObjectType(1)
    ReDim MyObjectName(1)
    ReDim MyAge(1)
    ReDim MyMyType(1)
    ReDim MyMyName(1)
    ReDim MySF(1)

    MyOperation(0) = 4
    MyObjectType(0) = "Group"
    MyObjectName(0) = "r" & j + 1
    MyMyType(0) = "Load"
    MyMyName(0) = "TEMPN"
    MySF(0) = inputCromomag(i, j)

    ret = SapModel.LoadCases.StaticNonlinearStaged.SetStageData_1("TCASEN" & i, j
    + 1, 1, MyOperation, MyObjectType, MyObjectName, MyAge, MyMyType,
    MyMyName, MySF)

    Next j

    Next i
  
```

Con ello se obtienen los resultados para cada uno de los individuos en cada una de las etapas. Con estos valores se generan las funciones objetivos para la formación de la función bondad del proceso de optimización.

La primera de ellas corresponde a la función por la cual todas las péndolas network se encuentren tesadas, la cual se obtiene a partir de la variable pesoaxil().

```

For Tt = 0 To NumberResults2 - 1

    ActiveCell.Cells(kt + 3 + numfinal(i), etapat + 1).Value = Pt(Tt)

    If etapat = numite Then
        If Pt(Tt) > lnumal2 * 0.5 And Pt(Tt) < lnumal2 * 2 Then
            Pesoaxil(i) = Pesoaxil(i) + 0
        Else
            Pesoaxil(i) = Pesoaxil(i) + 10000000
        End If
    Else
        End If
    End If

Next Tt

```

De la misma manera se obtiene la función objetivo para péndola vertical, modificando en cada caso los criterios límites de aceptación como se expresa a continuación.

```

For Tt = 0 To NumberResults2 - 1

    ActiveCell.Cells(kt + 3 + numfinal(i), ind + 3 + etapat).Value = Pt(Tt)

    If etapat = numite Then
        If Pt(Tt) > Pvem * 0.8 And Pt(Tt) < (0.3 * Areasp * fpu) Then
            Pesoaxilv(i) = Pesoaxilv(i) + 0
        Else
            Pesoaxilv(i) = Pesoaxilv(i) + 10000000
        End If
    Else
        End If
    End If

Next Tt

```

Por otro lado, para la función del estado tensional en el tablero, se mantiene las condiciones y formas de obtener la función Delta; sin embargo, se aplica una restricción adicional, relacionada con no permitir que se produzcan cambio en el signo de la ley de esfuerzos, aplicando un  $\text{aceptador}() = 0$  en estos casos.

*Case -3 ' inf - sup -*

*Select Case Varm*

*Case -3 ' inf - sup -*

*If Abs(Smtinf(k, w, v, i)) < neginf(k, v) And Abs(Smtsup(k, w, v, i)) < negsup(k, v) Then*

*ActiveCell.Cells(k + 200, w + nstage \* (v - 1)).Value = 1*  
*acceptador(i) = acceptador(i) \* 1*  
*Else*

*ActiveCell.Cells(k + 200, w + nstage \* (v - 1)).Value = 0*  
*acceptador(i) = acceptador(i) \* 0*  
*End If*

*Case -1 ' + -*

*ActiveCell.Cells(k + 200, w + nstage \* (v - 1)).Value = 0*  
*acceptador(i) = acceptador(i) \* 0*

En consecuencia la función de bondad presenta tres componentes:

```
For i = 0 To numind - 1
FO(i) = (Delta(i) + Pesoaxil(i) + Pesoaxilv(i)) / numite
Next i
```

Adicionalmente, la función de bondad debe incorporar un diferenciador, asociado a la magnitud de tesado aplicado, debido a que en ocasiones el tesado aplicado no induce ninguna modificación en el estado tenso-deformacional producto que la magnitud no logra superar el estado de relajación de la péndola.

```

For i = 0 To numind - 1
  For j = 0 To numite - 1

If Sgn(inputCromomag(i, j)) = 1 Then

magdif(i) = inputCromomag(i, j) + magdif(i)

Else

magdif(i) = Abs(numin(j + 1)) - Abs(inputCromomag(i, j)) + magdif(i)

End If

Next j
Next i

```

Los operadores de los algoritmos genéticos no se ven modificados respecto al método aplicado en el proceso de levantamiento, salvo la modificación de los criterios límites de aceptación, modificándose según la condición de tesado de las péndolas Pendr().

Ejemplo de mutación:

```

Do Until nmutante <> 0
  nmutante = Rnd * numite
  Loop
  genm = magnitud(1, nmutante)

  If Pendr(nmutante) = 1 Then

  Do Until genm <> magnitud(1, nmutante) And genm > numin(nmutante)
  genm = CInt(Rnd * (numax(nmutante))) '(nmutante)
  Loop

  Else

  Do Until genm <> magnitud(1, nmutante) And genm > numin(nmutante)
  genm = Abs(numin(nmutante)) - CInt(Rnd * (Abs(numin(nmutante)) * 2))
  '(nmutante)
  Loop
  End If
  ActiveCell.Cells(rec + 2 + contable + 1, nmutante + 1 + numite).Value =
genm

```

Adicionalmente se ha desarrollado un proceso de refinamiento a partir del proceso inicial (módulo 6), en donde se genera una modificación en el operador mutación, denominado “Mutación Orientada”, la cual permite a partir de una solución aceptable acelerar el proceso de convergencia. Este consiste en aumentar el número de mutaciones a 3, parcelando la mutación en

cada iteración a una péndola, mutando el factor multiplicador en dominios separados dentro del rango permisible en cada caso de péndola.

```

mult = Int(ngen / numite)

If ngen < numite + 1 Then
  nmutante = ngen
Else
  nmutante = ngen - numite * mult
End If

For k = 1 To numite

  divisor1(k) = numax(k) / mut
  divisor2(k) = numin(k) / mut

Next k

Do Until contable = mut

  genm = magnitud(1, nmutante)

    If Pendr(nmutante) = 1 Then

      Do Until genm <> magnitud(1, nmutante) And genm > divisor1(nmutante) *
contable And genm < divisor1(nmutante) * (contable + 1)
  genm = CInt(Rnd * (numax(nmutante))) '(nmutante)
Loop

      Else

        Do Until genm <> magnitud(1, nmutante) And genm > divisor2(nmutante) *
(contable + 1) And genm < divisor2(nmutante) * contable
  genm = Abs(numin(nmutante)) - CInt(Rnd * (Abs(numin(nmutante)) * 2))
'(nmutante)
Loop

      End If

      ActiveCell.Cells(rec + 2 + contable + 1, nmutante + 1 + numite).Value = genm

```

Los resultados en ambos casos no son satisfactorios del todo. El Método OTF requiere tiempos de convergencia altísimos (17 horas para la fase inicial) y no es trivial la implementación algorítmica del desmontado.

El método ODI tiende a soluciones aceptables, pero en ningún caso a óptimos. En un proceso de 10 horas, el compromiso de las tres funciones objetivos no se consigue, en la mayoría de los casos frente a este número de iteraciones consigue un aceptable estado tensional en el tablero, pero caídas importantes en el tesado de las péndolas verticales y la incapacidad de tesar

todas las péndolas network. En general se obtienen péndolas con valores de axiles muy elevadas y otras en estados de compresión, esto permite concluir que el proceso de redistribución no se ha finalizado.

Una buena manera de observar esta situación es a partir de la comparación con un caso aceptable de tesado de péndolas network obtenido a partir de un proceso de Benchmark comenzando a partir de un proceso de iteración utilizando el método ODI.

El conjunto de genes aceptable corresponde a:

-38, -58, +12, -11, +37, +40, +19, +09, +08, -06, +53, +49, +100

Por su parte un proceso de ODI obtenido presenta diferencias, aunque no excesivas como se presenta a continuación:

-27, -09, +19, +16, +55, +46, 00, +20, +39, +20, +63, +60, +80

Es interesante notar como se presenta un comportamiento similar, a excepción de la cuarta péndola, mostrándose una diferencia de signo entre -11 y +16.

A partir de los resultados obtenidos, se ha desarrollado un tercer método que combina los dos métodos anteriores con un acercamiento dirigido a las soluciones aceptables presentadas.

### **c) Método Optimización mediante Algoritmos Híbridos (OAH)**

Para ello se contempla el desarrollo de las siguientes fases:

1. Utilizar el método OTF para obtener un conjunto de axiles finales que representan un estado óptimo del tesado, lo cual asegura una aceptación de las tres funciones objetivo del método ODI: tesado en péndolas verticales y network y estado tensional del tablero.
2. Se aplica el método ODI, de manera limitada en su número de convergencias, utilizando el 'Inumal2' definido por el método OTF. El objetivo de este método es entregar una solución lo suficientemente aproximada como se presenta en el ejemplo anterior.
3. A partir de este último individuo cercano al aceptable, se construye un proceso de optimización basado en incrementos y decrementos de manera sucesiva en cada péndola. (Fase de estabilización).

La fase de estabilización utiliza el mejor de los históricos del método ODI. Se crea un estado definido "STAB", utilizando como fase previa el último estado del levantamiento del tablero. Tras su análisis se obtienen las tensiones en cada una de las péndolas y el desplazamiento total del tablero.

A partir de allí se verifica en la rutina "Verificadornet", la cual plantea:

```

For j = 1 To numite

If tensionesn(j) > lnumal2 - 10 And tensionesn(j) < lnumal2 + 10 Then 'incorporar la
condicion de Target force superior e inferior (+-10 kN)
ap = ap * 1
Else
ap = ap * 0
End If

```

Si no se cumple continua mediante la rutina “Incremento”. En ella se genera un incremento o decremento de una de las péndolas de manera sucesiva según la iteración. El incremento se produce si es necesario aumentar la tensión en las péndolas. (Una alternativa a verificar es el incremento a partir del máximo de axil en todas las péndolas, de manera más discriminada).

```

mult = Int(iteration / numite)

If iteration < numite Then
iteration2 = iteration
Else
iteration2 = iteration - numite * mult
End If

Randomize

If tensionesn(iteration2) > lnumal2 Then
inputCromomag(1, iteration2) = inputCromomag(1, iteration2) + CInt(Rnd * 10)
Else
inputCromomag(1, iteration2) = inputCromomag(1, iteration2) + (10 -
CInt(Rnd(20)))
End If

iteration = iteration + 1

Sheets("NEstabilizador").Select

For j = 0 To numite - 1

ActiveCell.Cells(1 + iteration, j + numite + 2).Value = inputCromomag(1, j)

Next j

```

Con estos resultados, se itera hasta que todas las péndolas cumplan el criterio establecido, o bien se supere un máximo de iteraciones.



Una primera verificación del método utilizando 325 iteraciones y un 'Inumal2' igual a todos de 30 kN, consumiendo 4 horas y 30 minutos aproximadamente, entrega los siguientes resultados.

-43, -68, +09, -25, +42, +35, +29, +14, +15, -05, +53, +48, +96

-38, -58, +12, -11, +37, +40, +19, +09, +08, -06, +53, +49, +100 (referencia aceptable)

Se aprecia que respecto al método ODI, se han producido importantes mejoras. Los resultados e implementación del método se aprecian en el capítulo 4.

**ANEJO IV:**

**EFFECTOS EN EL BORDE DEL**  
**TABLERO**

Durante el proceso de construcción y de levantamiento se ha mencionado la utilización de péndolas de “retención”. Esta designación surge a partir de los estudios previos desarrollados en Valenzuela (2010), en el cuál se destaca la necesidad para análisis en servicio (cargas móviles) de utilizar un conjunto de péndolas en los extremos de la configuración network. La necesidad se atribuye a los importantes aumentos de esfuerzos de momento en el tablero en la zona donde las cuerdas tienden a juntarse, específicamente cuando el perfil del arco tiene dimensiones significativas. Los resultados de la utilización de este tipo de péndolas son importantes, pues permiten reducir considerablemente estos efectos, tanto en el tablero como en el arco. Su disposición no ha sido discutida, aunque si mencionada a partir de reducciones de vanos libres entre péndolas en estos sectores. En obra nueva el tema se asocia a modificaciones del arreglo network radial (Schanack 2008), donde la zona de unión de las cuerdas permite una cierta libertad en la disposición de la configuración network. Sin embargo, el objetivo está fundamentalmente enfocado en las reducciones de momento de flexión en los bordes del arco.

Los estudios relacionados no plantean las necesidades y características del uso de este tipo de péndolas durante el proceso de construcción en cada una de sus fases. Por dicha circunstancia durante el proceso de análisis de variables del capítulo 4 se ha definido el estudio de la fuerza de pretensado exterior y tipo de perfil del arco en los casos de refuerzo. El pretensado exterior se dispone como cierre del sistema de esfuerzos, siendo fundamental para que se cumpla adecuadamente el comportamiento tipo arco atirantado del puente. De tal manera, la aplicación de éste más el uso de perfiles de dimensiones importantes inducen sobre los bordes del tablero un efecto colateral: aumentos de los momentos flectores negativos, debido al empotramiento existente entre el arco y el tablero siguiendo la disposición de conexión entre estos elementos según la experiencia en obra nueva (Tveit 2003, Schanack 2008). En estos casos, a medida que se produce aumentos de fuerzas de pretensado con excentricidad, no sólo se reduce las reacciones horizontales en el borde del tablero, sino que genera un efecto de aumento de empotramiento entre tablero y arco, el cual induce la aparición de momentos negativos en dicha zona (Figura IV. 1).



Figura IV. 1. Esquema de momento negativo en el borde del tablero.

Esta situación genera la necesidad de definir un criterio que cumpla un compromiso triple, entre la disposición de las péndolas de retención, la fuerza de pretensado exterior y el tipo de perfil del arco, la que se puede definir como:

- a) Reducir las reacciones horizontales en los apoyos.
- b) Reducir los momentos en el arco en el sector de borde, en estado en servicio (cargas puntuales).
- c) Reducir los momentos negativos en el borde del tablero generados por la unión de las cuerdas y la acción del pretensado, en etapa constructiva.

A partir de estas consideraciones se desarrolla un estudio comparativo de diferentes tipos de configuraciones de péndolas de retención, intentando obtener una configuración que asumiendo una fuerza de pretensado exterior y tipo de perfil entregue las máximas reducciones en momento, tanto en tablero como en arco. Para ello se utiliza el modelo del puente San Luis con perfil 95x95x3,6; en sus variantes con y sin péndolas de retención.

El estudio de los efectos en el borde de tablero, es decir, las consideraciones para la disposición de las condiciones de borde del puente, es un buen ejercicio para mostrar la gran interrelación de los parámetros de estudios y la definición de criterios de cada uno de ellos.

En este proceso de análisis y en vista del objetivo-compromiso definido, se estudian dos alternativas para la unión de las cuerdas del puente.

La primera de ellas surge a partir de las recomendaciones para puentes network (arco atirantado en general) en cuanto a la denominada “zona de perturbación” (Schanack 2008). En ello se recomienda, para efectos de reducción de momentos en el arco, una modificación de la curvatura del arco. Para estudiar esta situación se presentan los resultados de esfuerzos para el análisis de sensibilidad con modificación de la curvatura general del arco, tanto circular como parabólico.

Para el caso de refuerzo mediante arcos network, la propuesta de zona de perturbación debe focalizarse en reducciones de momento en el tablero y no tanto en el arco. De este punto surge un tema a tratar referente a objetivos de las péndolas network.

El objetivo en obra nueva se focaliza en la reducción de los esfuerzos en ambas cuerdas, pero con mayor énfasis en el arco; sin embargo, para obras de refuerzo es todo lo contrario, asumiendo que son criterios críticos el cumplimiento de tensiones y esfuerzos en el tablero, pues el tablero no es un diseño proyectado específicamente para estos esfuerzos. De esta consideración, en los casos de estudios, la redistribución de esfuerzos en el arco pierde validez durante etapa constructiva, debido a los grandes esfuerzos en el arco asociado a las péndolas activas de levantamiento. En consecuencia, la verificación de reducciones de esfuerzos en el sector de los bordes siempre debe estar contrastada con la diferencia de esfuerzos existente en la vecindad de los puntos de levantamiento. Si es menor que los tres, la necesidad de reducción de este punto pierde algo de interés en favor de mejorar las reducciones de reacciones horizontales o de esfuerzos en el tablero.

La segunda manera de actuar sobre estas zonas críticas es la aplicación de péndolas pasivas, durante el proceso de levantamiento y que actúen en etapa en servicio. Su aplicación se incorpora al proceso de optimización mediante TEMEGA, con el objetivo de reducir los esfuerzos tanto en tablero como en arco. Al respecto, se presentan los estudios relacionados a diferentes configuraciones de péndolas de retención y los resultados que presentan tanto a esfuerzos y reacciones.

Relacionado a ello se presentan los efectos asociados por la fuerza y posicionamiento del pretensado exterior, asumiendo un grado de empotramiento entre las dos cuerdas en el borde del puente. Recordando que la aplicación de excentricidad del pretensado y aumentos en su fuerza inducen la aparición de momentos flectores en los bordes del tablero.

En consecuencia, la actuación sobre estos momentos, está regida por los factores del pretensado, las modificaciones de la configuración de péndola de retención y la geometría del arco.

El criterio de selección para las péndolas de retención, geometría del arco y pretensado debe estar matizado por los efectos propios en el tablero, a saber:

- Si las tensiones inducidas en el borde no impiden que se cumpla la BAM, puede que no sea necesario una actuación particular.
- Si el proceso de mejoramiento del sector de borde implica una ventaja de la ley de tensiones de forma global se recomienda estudiar estos trabajos.
- Si ocurre cualquiera de los casos anteriores el criterio de selección esta basado en la minimización de las reacciones horizontales en los apoyos, asumiendo por ello como hipótesis de trabajo la magnitud y posición del pretensado exterior optimizado en base a este objetivo.

Finalmente, el proceso de mejoramiento de los elementos de borde del tablero es una restricción cuando:

- Las tensiones en los bordes superen la BAM.
- Existe poca claridad en la capacidad resistente del tablero (condiciones no seguras de su funcionamiento).

De todas maneras, el siguiente estudio de sensibilidad permite entregar un conjunto de criterios para cada uno de estos casos, haciendo hincapié en la utilización de empotramiento entre cuerdas y el uso optimizado de péndolas de retención.

#### a) Zona de perturbación

Se presenta a continuación el análisis de resultados relacionados con el cambio de geometría del arco, poniendo atención a los efectos del borde del puente. Para ello se estudia los resultados en el caso del puente San Luis, para un perfil C95x95x3,6; verificando los esfuerzos máximos y reacciones en cada caso (Tabla IV. 1.).

Tabla IV. 1. Resultados de esfuerzos en arco y tablero.

Flecha/luz	Función Bondad	Momento máximo borde tablero (kN-m)	Momento máximo borde arco (kN-m)	Reacción Horizontal (kN)
0,14	246563,5	-1229	-1510	17811,9
0,155	250831,6	-1213	-1402	17497,9
0,165	252712,2	-1156	-1312	17324,8
0,17	254282,8	-1192	-1313	17233,7
0,165	250103,9	-1168	-1246	17408,7

Lo interesante del estudio es notar los efectos que producen el acercamiento del arco al tablero en el borde, asociándolo esto a reducciones de la relación flecha/luz. En el apartado relacionado con este parámetro, se ha podido observar que a menores relaciones flecha/luz, el comportamiento general de las tensiones en el tablero producían una mejoría. Al realizar un análisis detallado comparando los efectos de los momentos máximos en el tablero se aprecia que esta mejora general no repercute en los bordes longitudinales del tablero. En la zona de empotramiento a medida que se acercan las cuerdas se produce un incremento de la rigidez del sistema que induce a aumentos de los momentos negativos, tal como se aprecia en la (Figura IV. 2).

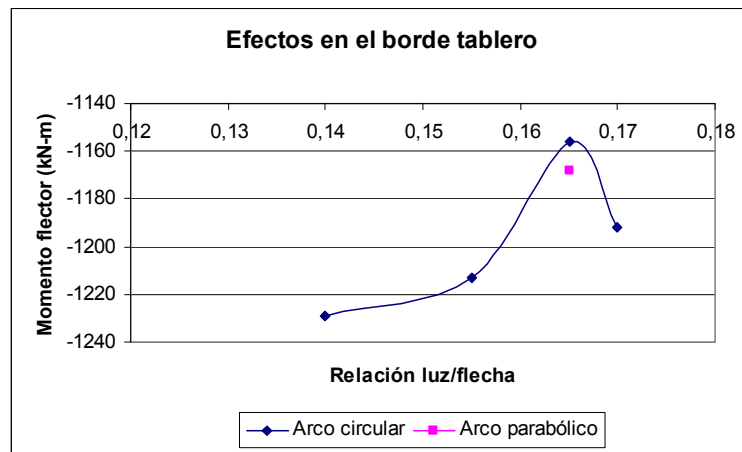


Figura IV. 2. Efectos en el borde del tablero según relación flecha/luz.

A pesar de tener este comportamiento opuesto, se aprecia en la gráfica incrementos de esfuerzo según la relación flecha/luz que no superan los 100 kN-m. En consecuencia, su aplicación para reducciones significativas no es del todo razonable. Ahora bien, si el análisis se realiza entre el caso de arco circular y parabólico, el razonamiento es muy similar, debido a que las diferencias entre uno y otro son menores a 20 kN-m a favor del circular.

Todo ello permite comentar que el uso de modificaciones en la relación flecha/luz, para reducción de momentos pierde validez, frente a las mejoras conseguidas en la curva de tensión general respecto a la BAM, es decir, a pesar de los valores del borde, el cumplimiento de la BAM es conseguido gracias al desarrollo de optimización TEMEGA, asociado a modificaciones en el orden y magnitud de tesado. Por lo tanto, la alternativa de modificación de curvaturas o de forma del arco, sólo es aplicable en casos límite de incumplimiento de la BAM por fallos en el borde.

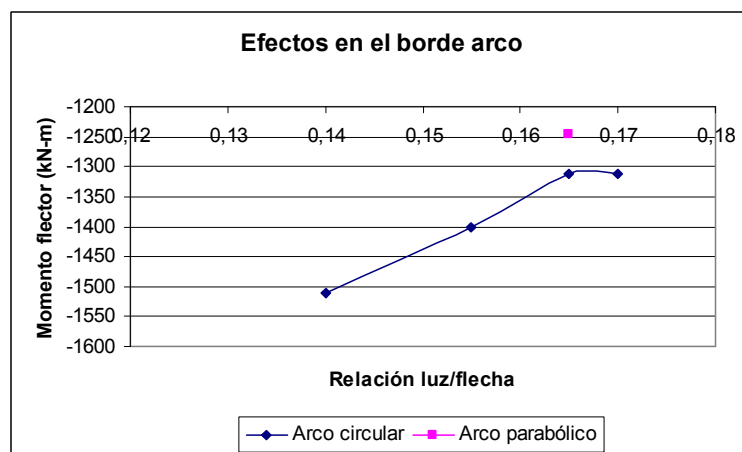


Figura IV. 3. Efectos en el borde del arco según relación flecha/luz.

Si se analiza los efectos en el arco, se observa en la (Figura IV. 3) condiciones esperadas debido al aumento de la rigidez del sistema. Allí se producen incremento de los momentos de manera casi lineal, con importantes variaciones (mayores que en el caso del tablero), que alcanza los 200 kN-m. Esto permite estimar que los efectos de la forma del arco y su curvatura afectan directamente al arco, induciendo variaciones menores en el tablero. De esta conclusión se observa la importancia y la recomendación entregada para obra nueva, donde sí es interesante modificar el arco para reducir y optimizar el perfil. A este respecto es relevante mencionar la poca utilidad que tiene esto para el caso de procesos de refuerzos mediante esta metodología.

Para ello basta observar los esfuerzos de momento a lo largo del arco en la (Tabla IV. 2.). Se consideran dos casos con modificación de la curvatura del arco, el primero corresponde a arco circular y relación flecha/luz de 0,165; y el segundo la misma relación pero arco parabólico.

Tabla IV. 2. Resultados de esfuerzos en arco según tipo de trazado del arco.

Tipo	Max. momento arco (kN-m)	Max. momento sector arco (kN-m)	Momento máximo borde arco (kN-m)
Circular	-3328	930	-1312
Parabólico	-2837	717	-1246

Se han escogido estos valores para tener una sensibilidad de la importancia de reducción de los momentos en el borde del arco. El objetivo apunta a determinar si es posible realizar reducciones en el perfil, o bien si el momento del borde corresponde a un valor crítico de diseño. Para ello se consideran tres puntos de control, uno correspondiente al máximo momento en todo el arco, que para el caso de control siempre corresponde a la vecindad de la péndola activa más solicitada (central); el segundo punto corresponde al máximo momento encontrado en el sector entre el borde del arco y la primera péndola activa actuante, en este caso el máximo no se encuentra en la vecindad de la péndola activa, sino en el vano intermedio con un valor positivo de este esfuerzo; finalmente se entrega a modo de referencia el momento máximo obtenido en el borde del arco.

Lo primero es notar como los momentos en el arco, en cada uno de los puntos estudiados, son menores en el caso parabólico respecto al circular. Adicionalmente, las diferencias entre máximos estudiados se reducen para el caso parabólico. Esto permite confirmar la ventaja en cuanto a utilización del perfil para el caso parabólico, tal como se expresa en el capítulo 4.

Analizando los efectos en el borde, se aprecia que en ambos casos el máximo momento en el arco no se produce en el borde, por lo tanto la reducción que se pueda realizar se vuelve irrelevante si se decide realizar un diseño homogéneo del perfil. En este sentido los esfuerzos deberán dirigirse más en reducciones de los tesados en péndolas centrales y no en la configuración misma del borde del arco. Aunque al respecto puede mencionarse que el uso del caso parabólico puede ayudar reducir estas magnitudes.

Por otro lado, si el diseño del arco se desea hacer variado, en cuanto al tipo de perfil, toma relevancia los efectos por sector en el arco. En este caso, para el sector de arranques del arco los esfuerzos máximos sí se alcanzan en el borde, en consecuencia su reducción podría tomar algún interés. Esta condición debe estar restringida por una cierta coherencia de la estructuración del arco, debido a que el caso en estudio puede ser poco factible al utilizar un perfil menores en los arranques del arco y mayores en la clave de éste, primeramente de forma estética, pero también por un análisis de tipo dinámico o mediante cargas laterales. Al respecto es importante estudiar los efectos frente a este tipo de cargas en servicio. Adicionalmente a ello, la modificación del perfil a lo largo del arco, no ha sido estudiado en este trabajo, por lo tanto deberá realizarse un segundo proceso de optimización del levantamiento, lo cual puede inducir a modificación en orden y magnitud de tesado, con cambios es la ley de esfuerzos del arco.

A partir de lo anterior, ¿es posible reducir los momentos en el arco?, la respuesta es afirmativa, aunque esto esta condicionado fuertemente por lo que ocurre en el tablero. Actualmente el diseño de optimización procura beneficios directos en el tablero restringiendo al arco, sin embargo un análisis conjunto puede traer algún tipo de reducción. ¿Puede ser relevante?, según los estudios de sensibilidad e iteraciones en cada caso, las mejoras no necesariamente son relevantes, esto a partir de la idea que durante el proceso de levantamiento es cuando se producen los máximos esfuerzos en el arco, generados por el conjunto de péndolas

activas. Esta actuación, aunque se intente realizar mediante conjuntos de péndolas, siempre induce esfuerzos al arco que provocan deformaciones que desactivan la acción de las péndolas pasivas, encargadas de la redistribución de los esfuerzos, es por tanto infructuoso el intento de mejorar este aspecto, sin incurrir en fallos para las condiciones de optimización del tablero, entendidos como: No cumplimiento de la BAM o incapacidad de levantamiento del tablero.

Esto no quiere decir que no pueda mejorarse el comportamiento, aunque sí fija un límite de éste. Al respecto de la redistribución de esfuerzos entre cuerdas, se plantea en el capítulo 4 el estudio de la fase de tesado de las péndolas pasivas y sus efectos en los componentes del puente.

Finalmente, el cambio de la forma del arco produce cambios en las reacciones horizontales y verticales en los apoyos. Como es de esperarse al aumentar la relación flecha/luz, los esfuerzos axiales del arco tienden a descomponerse favorablemente a la componente vertical más que a la horizontal, lo que genera mejores resultados respecto al esfuerzo máximo de borde en el tablero. Esto se entiende mejor a partir del estudio de la variación de fuerza de pretensado exterior.

Como se ha comentado, las reacciones horizontales no son deseadas en el conjunto de esfuerzos del puente en arco atirantado, y por lo tanto se requiere la aplicación de un tirante, que equipare o aminore este conjunto de esfuerzos. Por lo tanto, la magnitud aplicada de fuerza de pretensado esta regido por esta condición, aunque restringido por el cumplimiento de la BAM. A partir de esta hipótesis cualquier reducción de las reacciones puede considerarse favorable, más aún cuando se aprecian los efectos en el sector del borde del tablero.

Si se observa la (Tabla IV. 3.) con los resultados para el caso con perfil del arco C95x95x3,6; para dos tipos de pretensado, se aprecia que existe una directa relación entre magnitud de pretensado y empotramiento de las cuerdas induciendo variaciones en el momento negativo del borde del tablero.

Tabla IV. 3. Esfuerzos de momento en arco y tablero según fuerza de pretensado.

<b>Fuerza pretensado (kN)</b>	<b>Función Bondad</b>	<b>Momento máximo borde tablero (kN-m)</b>	<b>Momento máximo borde arco (kN-m)</b>
14000	252713,3	1156	1312
16000	293577,9	1341	1371

A modo de comparación se puede observar la variación tras la aplicación del pretensado exterior; a menores magnitudes de fuerza en el tirante se consiguen reducciones en el momento del tablero, y en menor grado en el arco. Parte de la razón de esta diferencia entre las reducciones del arco y tablero, esta definida por la falta de péndolas en el sector de borde (péndolas de retención), de las cuales se discute en detalle en la alternativa (b) de este apartado.

Para ratificar esta afirmación se presenta la (Tabla IV. 4.) con los resultados para perfil C75x75x3,6; donde se aprecia esta disminución de manera importante, lo cual repercute incluso en una mejora de la función de bondad.



Tabla IV. 4. Esfuerzos de momento en arco y tablero según fuerza de pretensado.

Fuerza pretensado (kN)	Función Bondad	Momento máximo borde tablero (kN-m)	Momento máximo borde arco (kN-m)
8000	133598,6	681	651
10000	175484,3	743	720
12000	216598,4	806	790
14000	257146,9	869	859
16000	297695,4	932	929

La tendencia es la misma que respecto al otro perfil, sin embargo se aprecia una diferencia en la tasa de reducción del momento en el tablero. Para perfiles menor esta tasa se disminuye respecto a perfiles mayores. Esta variación no ocurre en el caso del arco, tal como lo muestran las (Figura IV. 4., Figura IV. 5.).

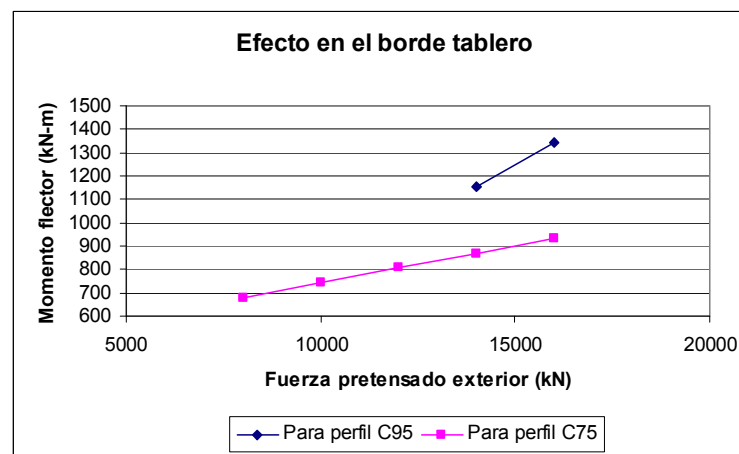


Figura IV. 4. Comparación de los efectos en el borde del tablero según perfiles.

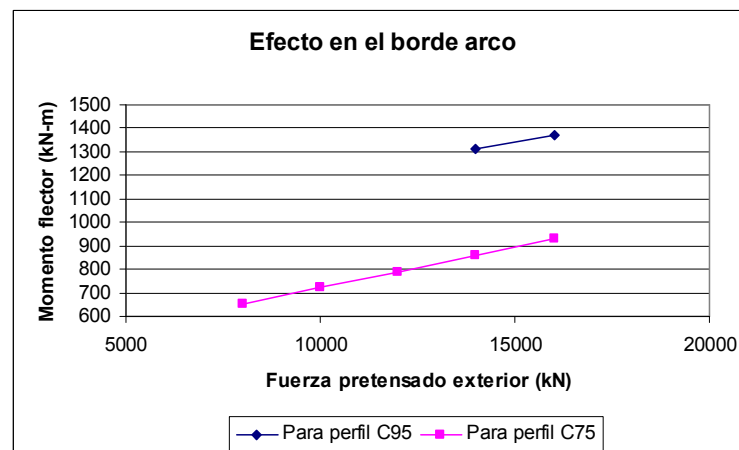


Figura IV. 5. Comparación de los efectos en el borde del arco según perfiles.

Puede comentarse al respecto, que el uso reducido de fuerza del tirante es aconsejable no sólo por cantidad de material, sino también por los efectos en la BAM. No está de más mencionar que cualquier variación de esta magnitud está regida por la capacidad que tenga el apoyo de resistir las reacciones, por lo tanto el criterio inicial está definido por dicha capacidad; sólo de existir cierta holgura puede realizarse ciertas modificaciones en esta magnitud. Nuevamente el criterio final debe sopesar las dos condiciones de estudio, por un lado las reacciones, pero también el cumplimiento de la BAM. En muchos casos si se cumple la BAM, a pesar de existir los momentos negativos en los bordes. Por esta razón puede ser recomendable no

inducir problemas en el sistema de apoyos, debido a las restricciones por el antiguo sistema de estribos, tipo de aparatos de apoyo y la capacidad resistente del terreno frente a cargas verticales.

En el caso particular de estudio, la reducción del pretensado exterior sólo se justifica por la posibilidad de reducir material, pues como se aprecia en la función de bondad del tablero cada uno de los casos cumple satisfactoriamente la BAM, en consecuencia una reducción no se justificaría por razones de momentos en los bordes.

### **b) Péndolas de retención**

La segunda alternativa de estudio corresponde al conjunto de péndolas específicamente diseñadas para ser ubicadas en la zona de borde. Su aplicación ya se ha incorporado en el desarrollo del proceso de optimización TEMEGA, y responde a una de las maneras de controlar adecuadamente el estado tensional tanto del arco como del tablero. Su incorporación al proceso de optimización se justifica dada la complejidad de su estudio en relación a la influencia que tiene con el conjunto de péndolas pasivas y activas. Por lo tanto, su aplicación no se limita sólo al mejoramiento del tablero, sino también a los efectos en el proceso redistribuido de cada una de las péndolas.

El presente análisis se focaliza en diferentes arreglos de péndolas de retención, utilizando como base un perfil C95x95x3,6; con una optimización de este perfil en cuanto a orden y magnitud de tesado de las péndolas activas, y asumiendo que las péndolas de retención actúan de manera pasiva, de forma que se incorporan en el proceso de levantamiento al conjunto de péndolas pasivas (en este caso network).

Como se ha insinuado, el uso de las péndolas de retención no permite, a priori, eliminar los momentos de borde en el tablero y arco, debido a que la aplicación directa de estas péndolas, de modo activo, sólo induce cargas puntuales que incrementan la magnitud de estos momentos negativos. En parte, esto justifica el uso de las péndolas de retención de manera pasiva. De tal manera, las péndolas de retención actuarán en la medida que las exigencias del proceso constructivo lo solicite, permitiendo una nueva redistribución de los esfuerzos los cuales pueden generar mejoras en las ley de esfuerzos, tanto en el arco como en el tablero.

Por lo anterior, el objetivo del presente estudio es encontrar un criterio de colocación de péndolas de retención en relación con la configuración de las péndolas pasivas en el sector de borde, permitiendo entregar una orientación para proyectar este tipo de refuerzo.

Para ello se ha generado un conjunto de 12 configuraciones de péndolas de retención, considerando péndolas activas y network como parámetros. En este conjunto de configuraciones se incluyen un caso de referencia (sin péndola de retención), uno con configuración de péndolas verticales, otros dos con péndolas inclinadas y finalmente un caso en el que se incluyen dos pares de péndolas inclinadas, tal como lo muestra la (Figura IV. 6.), donde la línea roja indica las péndolas de retención.

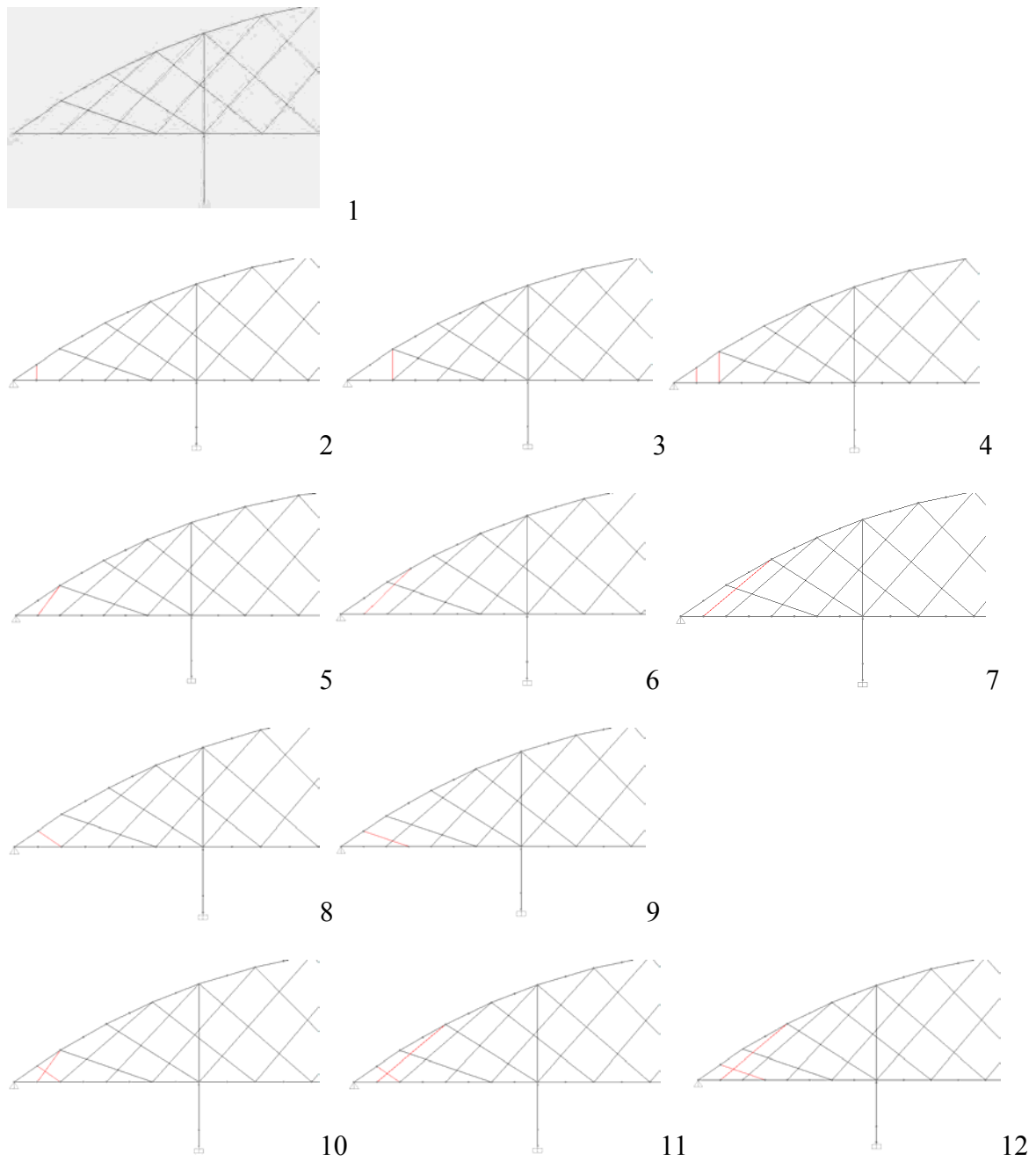


Figura IV. 6. Esquema de distribución de péndolas de retención.

En la (Tabla IV. 5.) se presentan los efectos de la función bondad de manera general respecto al tablero, como también la repercusión que tiene puntualmente en el momento de borde en arco y tablero.

Tabla IV. 5. Resultados de función de bondad y momentos en arco y tablero según péndolas de retención.

Tipo de arreglo	Función Bondad	Momento máximo borde tablero (kN-m)	Momento máximo borde arco (kN-m)
1	252713,3	1156	1258
<b>Vertical</b>			
2	252726,2	1097	1199
3	252766,8	1083	1097
4	252767,3	1056	1068
<b>Inclinada Izquierda</b>			
5	252709,9	1155	1258
6	252712,9	1156	1258
7	252692,7	1155	1257
<b>Inclinada Derecha</b>			
8	252729,8	987	1086
9	252709,0	1053	1152
<b>Mixto</b>			
10	252722,6	987	1086
11	252709,7	986	1086
12	252688,8	1052	1225

Todos los estudios tienen como punto de referencia el arco sin péndolas de retención utilizado en los diferentes apartados del estudio de sensibilidad del capítulo 4.

Al comenzar con el análisis de cada uno de ellos se aprecia un rango de variación de la función de bondad del tablero no muy amplia; de tal forma las péndolas de retención durante el proceso de levantamiento toman un protagonismo activo tal como lo presenta la (Figura IV. 7.) de distribución de péndolas.

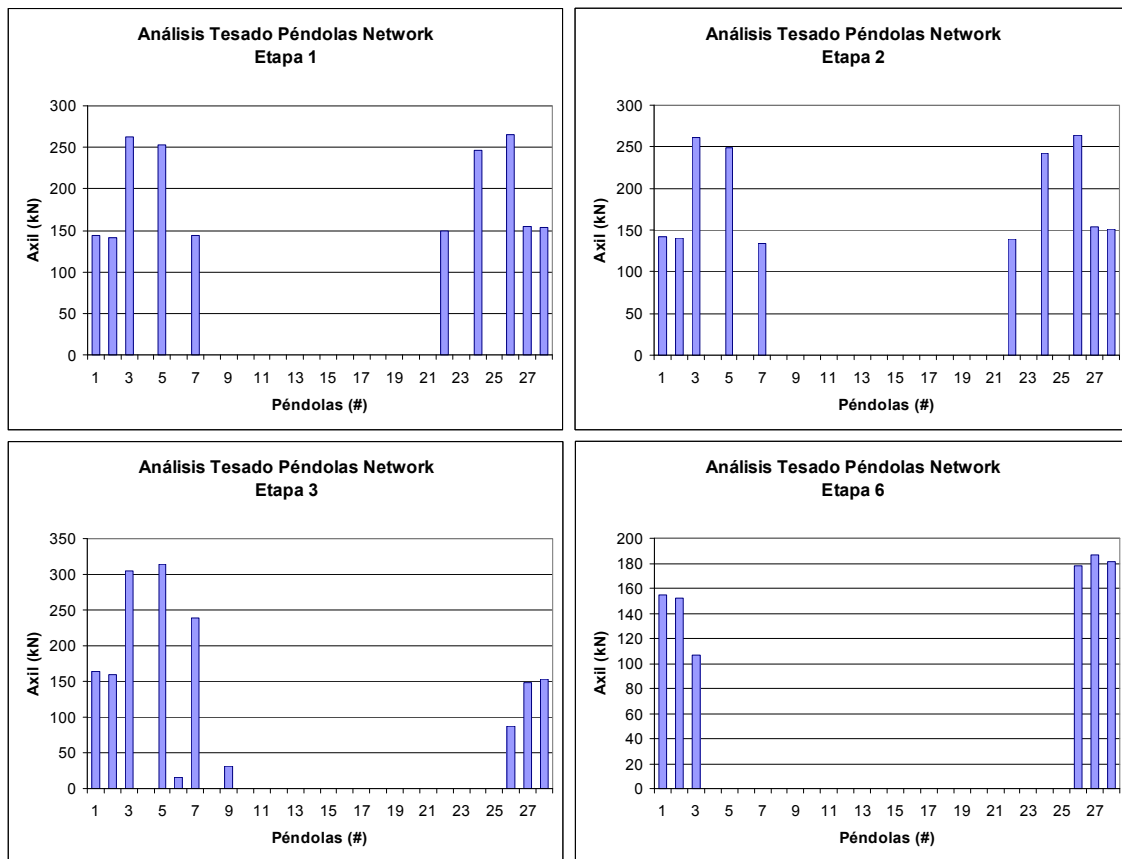


Figura IV. 7. Distribución de péndolas network incluidas la de retención para el caso (8).

Donde en los extremos se muestran la magnitud de estas péndolas en la etapa definida. Esto permite avalar la preocupación y el uso de este tipo de péndolas, pues no quedan inactivas dada su ubicación en el arreglo por las deformaciones sufridas por el arco en el proceso de levantamiento. La (Figura IV. 8.) presenta las diferencias en términos de función de bondad para cada grupo de configuración.

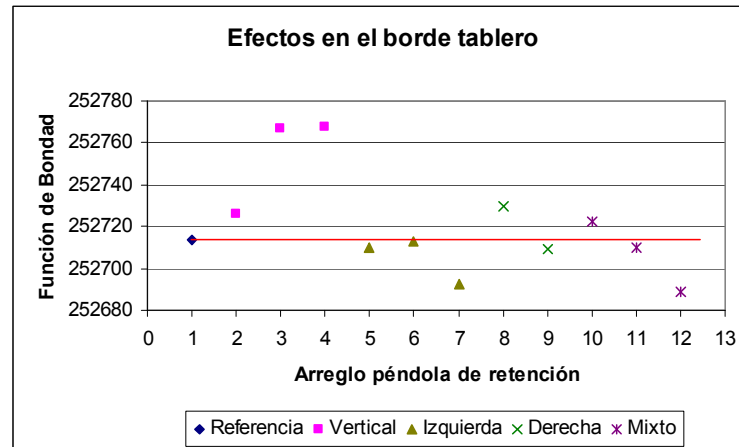


Figura IV. 8. Función de bondad en el tablero según péndolas de retención

De ella se puede rescatar información muy interesante. La línea roja marca el límite de función de bondad dado por el caso de referencia, de tal manera cada caso que se encuentra sobre ella, presenta un empeoramiento del estado tensional.

A partir de ello, se aprecia que las configuraciones de tipo vertical no son una alternativa aconsejable, siendo el de mejores resultados el caso (2), donde la aplicación de la péndola no tiene una interacción directa con el resto de péndolas pasivas.

Por su parte al analizar el caso de péndolas de retención inclinadas, se aprecia que el caso izquierdo tiene cada configuración un mejoramiento respecto a la referencia, siendo la mejor de ellas la (7), la cual corresponde a la de ángulo más extendido. Referenciar el efecto sólo al ángulo de inclinación no es del todo cierto, lo cual se demuestra por el comportamiento del conjunto. En este, se aprecia que tienen mejor comportamiento lo que están atados con las péndolas network, y el de peor efecto el que queda entre líneas. De manera contraria para la inclinación hacia la derecha, el de peores resultados es el atado con la péndola network y con menor inclinación, esta situación hace pensar en el grado de redistribución que ellas tienen, recordando que son precisamente las primera péndolas del arreglo network, las que más cargas presentan.

Finalmente, en las configuraciones mixtas se aprecia que sólo uno de ellos presenta resultados desfavorables (10), donde el arreglo presenta un cruce independiente respecto a las péndolas network. En otras palabras, se obtienen buenos resultados en términos de función de bondad, cuando se continua una cierta línea de tendencia dada por el arreglo network, con nota especial para el caso (12).

Ahora bien, para tener un panorama completo de estos casos debe analizarse lo que ocurre en los esfuerzos del borde, para definir esta tendencia de la función de bondad. Al respecto, se presenta los casos para el momento en el tablero y en el arco en las (Figura IV. 9, Figura IV. 10).

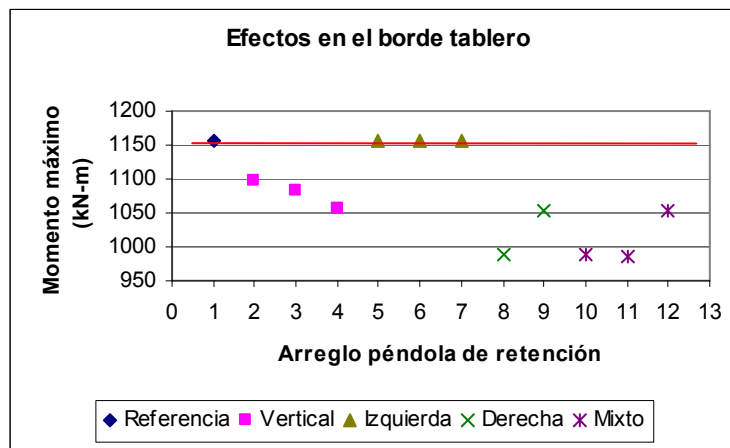


Figura IV. 9. Efectos en el borde del tablero según péndola de retención.

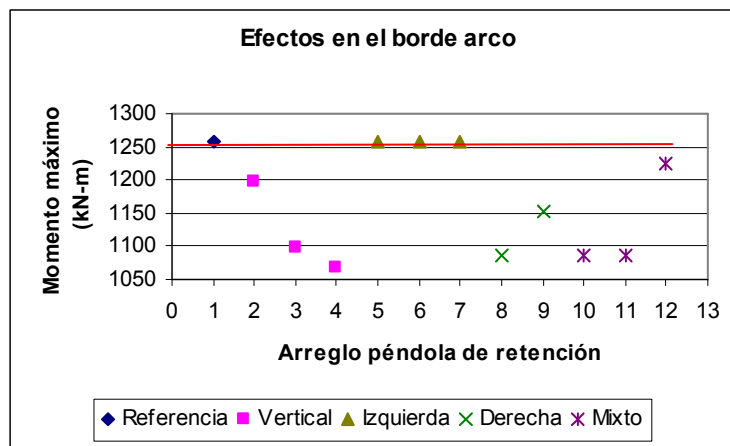


Figura IV. 10. Efecto en el borde del arco según péndola de retención.

Los resultados presentan un panorama diferente a los de la función bondad, en estos casos, como era de esperarse, tanto los momentos en el arco como en tablero se comportan similar para cada uno de los casos salvo algunas excepciones, dada la conexión física entre ellos.

En primer lugar se aprecia que los casos verticales presentan una reducción respecto a la referencia tanto en el arco como en el tablero, en este caso la reducción más importante es con 2 péndolas verticales, siendo la máxima reducción de todos los casos relacionado con el arco. Sin embargo, para el caso del tablero estas reducciones son más bien limitadas (50 a 100 kN-m). Si ha esto se le agrega lo poco favorable en términos de función de bondad, permite descartar a priori su uso como péndolas de retención.

El segundo caso de estudio son las péndolas inclinadas izquierdas, tanto para los máximos en el arco como en el tablero su actuación es prácticamente nula. Esta situación hace pensar que la aplicación de ellas simplemente beneficia el comportamiento general de la función de bondad, pero su aplicación para reducción de esfuerzos en el borde es nula, de allí que también se descarte su uso.

A diferencia del caso izquierdo, el inclinado derecho tiene como característica un comportamiento de la reducción de momentos máximo opuesto a los resultados obtenidos en la función de bondad, es decir, el caso que peor resultado obtiene por función bondad, es el mejor en cuanto a momento máximos. Cabe mencionarse que si bien en el caso de función bondad el arreglo (8) no presentaba mejoras respecto al de referencia, si tiene un positivo balance en el

caso de los momentos de borde, siendo uno de los que mayores reducciones en momento presentan tanto en arco como en tablero. Esto permite tenerlo presente como alternativa a seleccionar junto al otro arreglo de este caso (9).

A raíz de lo anterior, el caso mixto combina en sus arreglos los mejores resultados obtenidos de los casos inclinados. De esta manera se conservan las péndolas inclinadas izquierdas con mejor función de bondad (5 y 7), en combinación con las péndolas inclinadas derechas. A partir de esta combinación, los resultados obtenidos para el caso mixto son muy favorables en cuanto a los máximos de momentos. En todos ellos se presentan reducciones respecto al de referencia, siendo los casos (10 y 11) los mejores, situación contrario a lo obtenido para la función bondad, considerando incluso que el caso (10) empeoraba respecto a la referencia.

Estos resultados permiten concluir que la utilización de un arreglo mixto es la alternativa más razonable para reducir los esfuerzos en el tablero y arco, siendo el caso (11) el más recomendable. Lo cual indica que es aconsejable mantener un sistema de arreglo que siga las mismas líneas planteadas por el arreglo network para aprovechar el sistema de redistribución de esfuerzos.

Interesante también es mencionar la diferencia que existe entre las gráficas de momentos máximos en tablero y arco. Como se ha comentado en términos general presentan un cierta biyectividad de resultados, sin embargo hay 3 casos en que la proporción entre ellos no se cumplen (3, 4 y 12). Estos corresponden a dos arreglos del caso vertical, específicamente los que unen las últimas péndolas del arreglo network, y un arreglo del caso mixto. En el caso vertical, se aprecia una mejora considerable en la reducción de momentos en el arco, esto hace intuir que se debe a una disposición que facilita la transferencia de esfuerzos desde el arco al tablero, asumiendo que parte del esfuerzo entregado por la última péndola network es tomada por la vertical y redirigida al tablero. En cambio en el arreglo del caso mixto, el efecto es al revés, la acción hace que se traspase esfuerzo hacia el arco a través de la péndola con inclinación derecha, lo que no logra redistribuir con el conjunto de péndolas network al no estar actuando en conjunto a ellas.

Finalmente para poder justificar la elección de la configuración de péndolas network, es posible utilizar un criterio de comparación a partir del buen desempeño realizado por la función de bondad, y un estimador de reducción de momentos de borde, asumidos como:

$$\lambda_M = (\text{Momento}_{\text{Tablero}_{ref}} - \text{Momento}_{\text{Tablero}_i}) + (\text{Momento}_{\text{Arco}_{ref}} - \text{Momento}_{\text{Arco}_i})$$

[Ecuación IV. 1]

Con ello se tiene la estimación conjunta de reducción de momento del sector de borde tanto en el arco como en el tablero. A partir de ello se presenta la (Figura IV. 11.) de resultados.

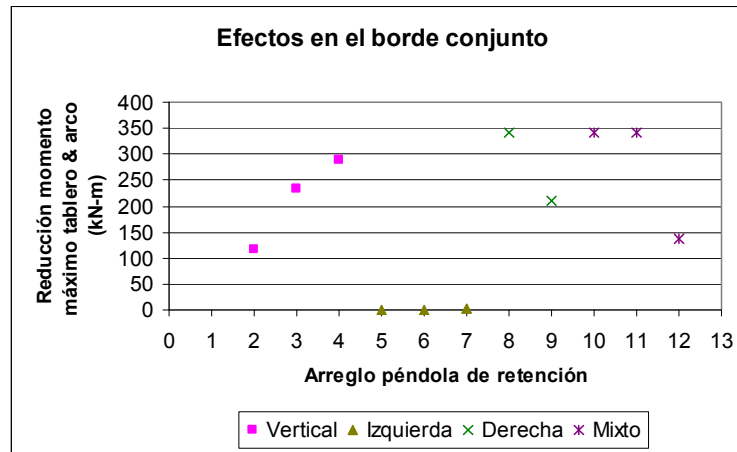


Figura IV. 11. Resultados del estimador de elección de péndola network

Tal como se aprecia las reducciones en conjunto alcanzan los 350 kN-m, para los casos de péndolas inclinadas derecha y mixto, y cercano a los 300 kN-m en uno de los arreglos del caso vertical. Si se aplica el criterio de la función bondad, es clara la ventaja del uso del arreglo (11), y si las condiciones de la curva de tensiones respecto a la BAM son lo suficientemente holgadas, pueden ser una alternativa los arreglos (12 y 8) en este orden definido.

A partir de los estudios presentados, los criterios encontrados para la reducción de momentos en la zona de borde tanto del arco y el tablero se recomienda utilizarlos, a pesar que no se consigue una aminoración significativa de estos esfuerzos. Esto se debe a que las reducciones cobran interés en vista de los posibles aumentos en estado en servicio.

A raíz de la complicación en estados de esfuerzos en la zona cercanas a los estribos (4 metros longitudinalmente en el tablero) se investiga una alternativa de unión entre arco y tablero, evitando el fenómeno de empotramiento y apuntando más a un sistema rotulado que evite los esfuerzos negativos, con la precaución que la redistribución de los esfuerzos no altere el adecuado comportamiento de las curvas de tensiones y esfuerzos, específicamente en el tablero y permitir generar una unión no exenta entre las dos cuerdas, tal que siga existiendo una correcta transmisión de los esfuerzos axiales entre el arco y el pretensado exterior. Esta solución se presenta y detalla en los apartados en los capítulos 4 y 6.