

**ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE PUENTES EXTRADOSADOS EN ESTADO DE
SERVICIO CONSIDERANDO COMO PARÁMETRO EL CANTO DEL TABLERO
Y ALTURA DE LA TORRE**

JESÚS ELIECER ROMÁN CAMACHO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

**ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE PUENTES EXTRADOSADOS EN ESTADO DE
SERVICIO CONSIDERANDO COMO PARÁMETRO EL CANTO DEL TABLERO
Y ALTURA DE LA TORRE**

JESÚS ELIECER ROMÁN CAMACHO

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
Ingeniero Civil**

**Director:
Ph. D. Gustavo Chio Cho**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

DEDICATORIA

A mi nona Myriam (Fallecida) a quien hubiese
gustado ver culminar esta etapa de mi vida.
Y sobre todo; a mí mismo, te amo chucho 😊.

AGRADECIMIENTOS

A mi Director el Doctor Gustavo Chío Cho por su constante guía y consejo.

A mi tía Ángela por ayudarme durante mi estadía en esta ciudad.

A mi tío Luis José, sin él nada hubiera sido posible. Es como un padre más para mí.

A mis padres por su ayuda incondicional.

A mi Marly por su apoyo, amor y paciencia.

A mis amigos, Sebas, Cata, Nikko, Diego, Lucio, Juancho, Natha, Paola, Jorginho, Eliza y todos aquellos que no nombré; por acompañar y seguir acompañándome en mi vida.

Gracias

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	15
OBJETIVOS	16
OBJETIVO GENERAL.....	16
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1. ESTADO DEL ARTE.....	17
1.1 PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO	17
1.2 TIRANTES Y ANCLAJES.....	36
2. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE PUENTES EXTRADOSADOS EN ESTADO DE SERVICIO CONSIDERANDO COMO PARÁMETRO EL CANTO DEL TABLERO Y ALTURA DE LA TORRE.....	41
2.1 GENERALIDADES	41
2.2 DISEÑO DE LOS TIRANTES	43
2.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS	44
3. CONCLUSIONES	64
4. BIBLIOGRAFÍA.....	66
ANEXOS	68

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Fig. 1 Arrét-Darré Viaduct (Mathivat, 1988)	18
Fig. 2 Comparación entre puentes atirantados y puentes extradadosados (Hiroshi & Nguyen,2010)	19
Fig. 3 Comparación entre puentes de viga cajón construidos por voladizos sucesivos, puentes de pretensado extradadosado y puentes extradadosados (Mermigas, 2008).....	19
Fig. 4 New Hoechst Bridge,fotografía: Jochen Kratschmer, 2011.....	21
Fig. 5 Puente General Rafael Urdaneta o Puente de Maracaibo. Fotografía: Orlando Pozo ,2008.....	21
Fig. 6 Espesor efectivo promedio para puentes de tramo recto construidos por voladizos sucesivos, extradadosados y atirantados.	33
Fig. 7 Espesor efectivo promedio para puentes extradadosados ¹⁴	34
Fig. 8 Momento de Inercia para puentes de tramo recto construidos por voladizos sucesivos, extradadosados y atirantados	34
Fig. 9 DSI Extradosed Anchorage Type XD-E ¹⁷	37
Fig. 10 Figura 11. Esfuerzo admisible máximo en los tendones extradadosados como función de $\Delta\sigma L$	40
Fig. 11 Geometría del puente considerado.....	41
Fig. 12 Puente en Consideración.....	42
Fig. 13 Modelo Estructural en SAP2000	43
Fig. 14 Influencia de la altura de la torre en el peso del acero de los tirantes por superficie de tablero, para diversos cantos de tablero.....	45
Fig. 15 Fuerza de tesado promedio por tirante al cambiar el canto del tablero.....	47
Fig. 16 Máxima Oscilación de Tensión de los tirantes al variar el canto del tablero	47
Fig. 17 Deformadas por cargas permanentes para diversos cantos de tablero	49

Fig. 18 Deformadas debidas a cargas de servicio para diversos cantos del tablero	49
Fig. 19 Flecha Máxima en el vano central debida a la sobrecarga	50
Fig. 20 Máxima fuerza Axial en el tablero al variar el canto (Estado de Cargas Permanentes)	51
Fig. 21 Máxima Fuerza Axial en el tablero al variar el canto (Estado de Cargas de Servicio).....	52
Fig. 22 Máxima Fuerza Cortante en el tablero máxima al variar el canto (Estado de Cargas Permanentes).....	54
Fig. 23 Máxima Fuerza Cortante en el tablero máxima al variar el canto (Estado de Cargas de Servicio)	54
Fig. 24 Máximo momento flector negativo en la sección sobre el apoyo de la pila M_p, max	55
Fig. 25 Máximo momento positivo en el vano central, $M(+)_vc,max$	56
Fig. 26 Diagrama de Momentos Flectores para ECP para diversas alturas de torre y un mismo canto	57
Fig. 27 Diagrama de Momentos Flectores para ECS Para diversas alturas de torre y un mismo canto	57
Fig. 28 Diagrama de Momentos Flectores para ECP para diversas cantos del tablero y un misma altura de torre	58
Fig. 29 Diagrama de Momentos Flectores para ECS para diversas cantos del tablero y un misma altura de torre	58
Fig. 30 Diagrama de Tensiones Fibra Superior Bajo Carga Permanente $h/L=0.0020$	59
Fig. 31 Diagrama de Tensiones Fibra Superior Bajo Carga Permanente $H/L=0.10$	59
Fig. 32 Diagrama de Tensiones Fibra Inferior Bajo Carga Permanente $H/L=0.05$	60
Fig. 33 Diagrama de Tensiones Fibra Inferior Bajo Carga Permanente $h/L=0.0020$	61

Fig. 34 Limite Superior de la envolvente de tensión (Cargas de Servicio) de la fibra superior del tablero H//L =0.10.....62

Fig. 35 Limite Superior de la envolvente de tensión (Cargas de Servicio) de la fibra inferior del tablero H/L =0.10.....62

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Resumen de Puentes extradadosados. extradadosados.....	22
Tabla 2 Comparación entre el puente con pretensado extradadosado con el el puente atirantado de hormigón y el puente de tramo recto de hormigón pretensado.....	35
Tabla 3 Mínimos radios de la silla para prevenir fatiga basado para tirantes a base de tendones .	38
Tabla 4 Propiedades del concreto	43
Tabla 5 Propiedades de Tendones	43
Tabla 6 Características y comportamiento de los tirantes al variar la altura de la torre y el canto del tablero.....	44
Tabla 7 Fuerzas de tesado promedio	46
Tabla 8 Máximo Esfuerzo Axial en el tablero al variar el canto del tablero	51
Tabla 9 Cortantes máximos para estados de carga permanente y de servicio.....	53

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A AVALUO DE CARGAS	69
ANEXO B CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS	73
ANEXO C DISEÑO DE TIRANTES	77
ANEXO D ESFUERZOS PARA CADA ARREGLO DE CABLES.....	78
ANEXO E DEFORMADAS.....	80
ANEXO F FUERZAS EN EL TABLERO.....	81
ANEXO G TENSIONES EN LAS FIBRAS SUPERIOR E INFERIOR DEL TABLERO	86

RESUMEN

TITULO: ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE PUENTES EXTRADOSADOS EN ESTADO DE SERVICIO CONSIDERANDO COMO PARÁMETRO EL CANTO DEL TABLERO Y LA ALTURA DE LA TORRE.*

AUTOR: JESUS ELIECER ROMÁN CAMACHO**

PALABRAS CLAVES: Paramétrico, Hormigón, Pretensado, Tirantes, Anclajes, Extradosados, Fatiga.

DESCRIPCIÓN

Los puentes extradosados son una tipología de puentes joven, que se ha venido consolidando junto a los puentes atirantados y puentes de tramo recto construidos por voladizos sucesivos en una solución para puentes de luces medias. La idea de los puentes con pretensado extradosado fue acuñada por Mathivat en 1988 y el primer puente es construido en 1994. Aunque cuentan con más de 20 años de historia, en Colombia apenas se están introduciendo.

Este análisis se realizó con el fin de determinar el comportamiento estructural de los puentes extradosados desde un punto de vista global y poder encontrar relaciones óptimas para su diseño, para esto se hizo una revisión bibliográfica, enfocada en los límites fatiga de los tirantes, anclajes y sillas.

El estudio se comenzó haciendo una evaluación de cargas como se contempla en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Después se hizo un modelado en el software de análisis estructural SAP2000 que combinado con el software Microsoft Excel se usan para obtener un número óptimo del tirantes para cada caso analizado después de ciertas iteraciones. Una vez diseñado los tirantes se obtienen fuerzas internas, Esfuerzos y desplazamientos de los elementos producidos por las cargas permanentes y de servicio que posteriormente son comparados y analizadas. También se observa, analiza y explica la variación de esfuerzos en los tirantes debidas a la sobrecarga de servicio. Para finalizar se concluyen relaciones óptimas de altura de la torre y canto de tablero.

*Proyecto de Grado

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Gustavo Chio Cho

ABSTRACT

TITLE: PARAMETRIC ANALYSIS OF EXTRADOSED BRIDGES IN SERVICE CONDITION, CONSIDERING THE GIRDER AND THE TOWER HEIGHTS AS A PARAMETER.*

AUTHORS: JESUS ELIECER ROMÁN CAMACHO**

KEYWORDS: Bridges, Prestressing, Tendons, Cables, Anchorages, Saddles, Extradosed, Fatigue.

DESCRIPTION

The extradosed bridges are a young bridges typology, which has been consolidating beside cable stayed bridges and cantilever-constructed girder bridges as a solution for medium length spans. The idea of extradosed prestressing bridges was coined by Mathivat in 1988 and the first bridge was built in 1994. Although they have more than 20 years of history, in Colombia they are just being introduced.

This analysis was performed in order to determinate the structural behavior of extradosed bridges from a global point of view and to find optimal ratios for their design, for that was carried out a literature survey, focused in the tendons, anchorages and saddles fatigue limits.

The study began evaluating the loads such as is contemplated by the Colombian Seismic Design Code for Bridges. After this is realized a modeling in the software for analysis structural SAP2000 and with a help from Microsoft Excel performing several iterations is realized the design looking for the optimal number of extradosed tendons, this tendons are designed for all the cases. When the tendons are designed, are obtained the elements internal forces, stresses, and displacements produced by permanent and service loads, later these results are analyzed and compared. Are also observed, analyzed and compared the variation of stresses due to superimposed live loads. Finally as a conclusion, optimal ratios of tower and girder heights are given.

*Undergraduate Thesis Project

** Faculty of Physical-Mechanical Engineerings. School of Civil Engineering. Director Gustavo Chio Cho

INTRODUCCIÓN

Desde el comienzo de nuestra civilización el desarrollo de los puentes han ido de la mano con los avances de nuestra especie. Si bien el objetivo de ellos es el mismo, no se construyen ni funcionan de la misma manera.

Los puentes pretensados extradosados son una joven tipología de puentes para luces medias. Usando el hormigón y su pretensado, se busca en conjunto con los tirantes de acero imponerse como una solución favorable y más económica que otros análogos.

Aunque esta tipología de puentes es relativamente nueva, en algunos lugares como Japón donde se han venido construyendo constantemente desde el Odowara Blueway en 1994, ha llegado a imponerse como un tipo de puentes de preferencia. Sin embargo en países como el nuestro estos puentes aún se han implantado fuertemente.

Este estudio surgió, para lograr hacer analizar el comportamiento de estos puentes desde un punto de vista global. Al variar la altura de la torre y el canto del tablero se observa el comportamiento de estos puentes para diferentes valores de este parámetro.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Estudiar el comportamiento en servicio de los puentes con pretensado extradados al variar el canto del tablero y la altura de la torre.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Elaborar un estado del arte de los puentes con pretensado extradadosado.
- Elaborar un estado del arte sobre el límite de fatiga admisible en los anclajes y tendones actualmente en uso del pretensado.
- Establecer la geometría de los parámetros del puente base a analizar.
- Comparar los resultados de distintos modelos construidos en el programa de análisis no lineal SAP2000, variando el canto del tablero y altura de la torre pero dentro de los límites de fatiga de los anclajes de los tendones comerciales.

1. ESTADO DEL ARTE

1.1 PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO

Aunque los puentes extradados se han convertido en una solución estructural, atractiva innovadora y sobre todo efectiva durante los últimos 15 años, muchos no conocen sobre esta tipología de puentes, esto sobre todo es debido a que estos puentes nacen como una combinación de los puentes pretensados de viga cajón construidos por voladizos sucesivos y sobre todo y los puentes atirantados. Debido a esto nace una pregunta que intentaré sea respondida a continuación:

CARACTERÍSTICAS QUE HACEN A UN PUENTE EXTRADOSADO

Desde 1994 a la fecha más de 50 puentes de pretensado extradados han sido construidos alrededor del mundo y tanto las proporciones preferidas como el arreglo de cables han ido evolucionando y aunque existen muchos artículos disponibles sobre el diseño de puentes específicos, muy pocos han sido publicados desde una perspectiva general.

ORIGEN DEL TÉRMINO

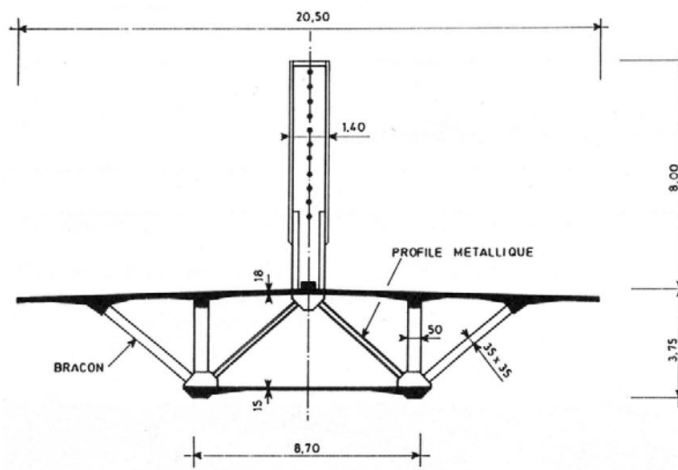
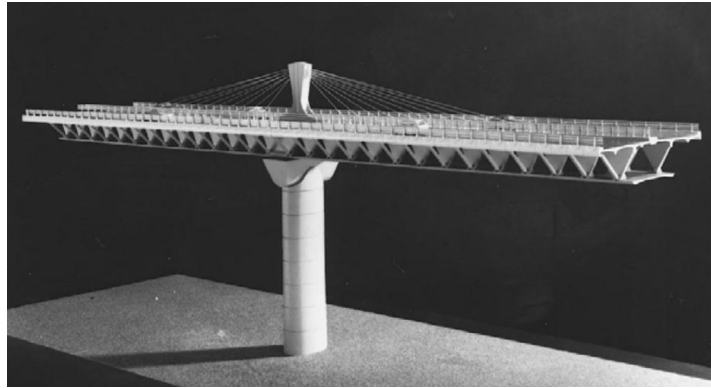
El “intradós” está definido como la curva interior de un arco y en el caso de puentes construidos por voladizos sucesivos, es la parte inferior de la viga cajón. De manera Similar el término “Extradados” está definido como la superficie superior del arco¹. El termino extradados fue acuñado por Jacques Mathivat (1988)² para describir apropiadamente un innovador concepto de cableado que desarrolló para el Viaducto Arrét-Darrét Mostrado en al figura 1. En donde los tendones ahora externos son colocados sobre el tablero en vez de en su sección transversal como sería en el caso de un puente pretensado de voladizos sucesivos.

¹ Mermigas K. (2008), Behaviour and Design of Extradsed Bridges. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto.Pag 1.

² Mathivat J. (1988), Recent developments in prestressed concrete bridges. FIP Notes, 2, 15-21.

Para diferenciar estos puentes con este tipo de tendones externos de los puentes de pretensado interno y los puentes atirantados Mathivat lo llamó pretensado “extradosado”.

Fig. 1 Arrét-Darré Viaduct (Mathivat, 1988)³



A pesar de esto sigue existiendo un debate sobre el límite entre puentes atirantados y puentes extradosados. Visualmente los puentes extradosados se puede distinguir obviamente de los puentes atirantados por la altura de su torre en relación con la luz principal como se puede observar aunque este límite no se encuentre aun definido. Ya que para este diferirá según los autores. Sin embargo dejaré las siguientes imágenes (Fig.2 y Fig. 3) que explican mejor lo anteriormente citado.

³ Mathivat J. (1988), Recent developments in prestressed concrete bridges. FIP Notes, 2, 15-21.

Fig. 2 Comparación entre puentes atirantados y puentes extradosados (Hiroshi & Nguyen,2010)⁴

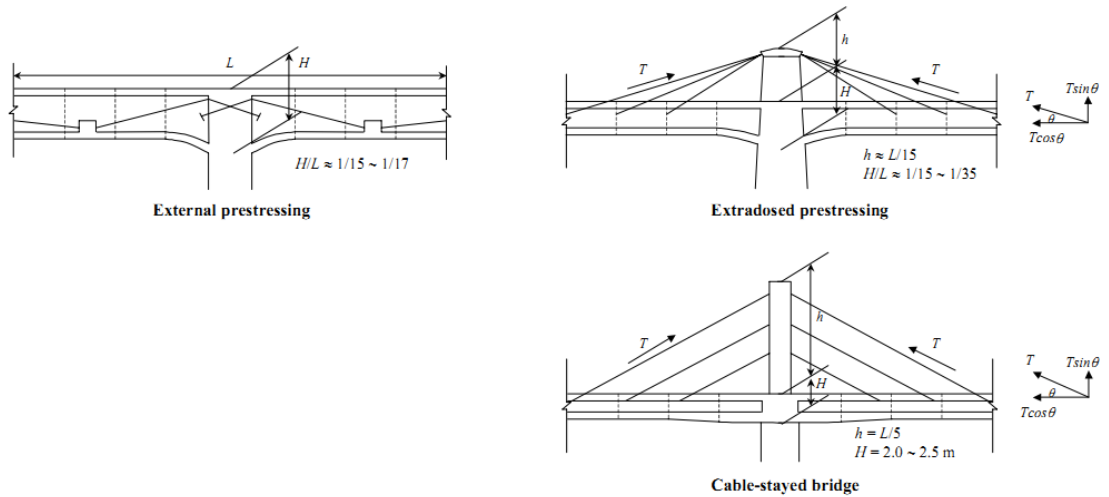
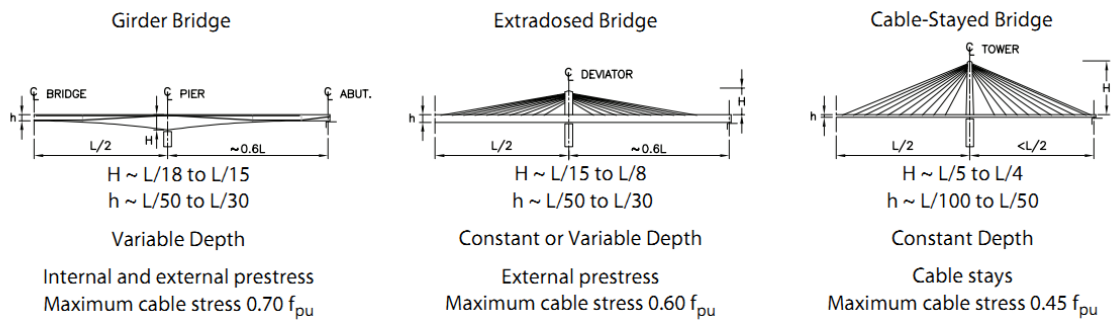


Fig. 3 Comparación entre puentes de viga cajón construidos por voladizos sucesivos, puentes de pretensado extradosado y puentes extradosados (Mermigas, 2008)⁵



De lo que no cabe duda es que la altura de la torre para los puentes de pretensado extradosados es considerablemente menor que la de los puentes atirantados, está baja altura de la torre nos entrega una reducida inclinación de los cables que conlleva a un incremento de la carga axial del tablero y una

⁴ Hiroshi Mutsuyoshi & Nguyen Duc Hai, Recent technology of prestressed concrete bridges in Japan. Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-II, August 8-10, 2010, Dhaka, Bangladesh. Amin, Okui, Bhuiyan Pág. 49.

⁵ Mermigas K. (2008), Behaviour and Design of Extradosed Bridges. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto. Pag 2.

disminución de su componente vertical de la fuerza en los anclajes de los cables. Por esta razón la función de los cables del extradadoso son también pretensar el tablero y no solamente proveer un soporte vertical, como es el caso de puentes atirantados.

En comparación con los puentes atirantados, las ventajas de los puentes extradadosos para luces menores a 200 m son numerosas. Desde un reducido rango de esfuerzos debido a la sobrecarga de tráfico en los cables⁶ Los cables pueden ser desviados en las torres por medio de un anclaje tipo silla. Especialmente en el caso de arreglo en abanico.

Debido al pretensado externo los puentes extradadosos pueden usar anclajes normales en vez de los anclajes de grandes rangos de esfuerzo utilizados en los cables atirantados. Dada una viga cajón rígida, los puentes extradadosos pueden ser construidos sin necesidad de ajustar la tensión en los cables⁷

CONTEXTO HISTÓRICO

Jacques Mathivat puede acreditarse y de hecho así lo ha hecho toda la comunidad científica, como el “inventor” del concepto de pretensado extradadoso lo cual publicó en el artículo de una revista en 1988⁶ Mathivat presenta al pretensado extradadoso como una progresión natural de la construcción por voladizos sucesivos. Impulsado por el deseo de tener un esquema constructivo con tendones completamente reemplazables, a diferencia de los puentes atirantados.

El primer puente atirantado moderno fue el New Hoechst Bridge (Fig. 4) sobre el río Main en cerca a Frankfurt, Alemania, fue diseñado por Ulrich Finsterwalder y su construcción fue completada en 1973, tan solo 15 años antes del concepto de pretensado extradadoso de Mathivat. Este puente dejaba la total responsabilidad estructural del tablero a la pareja de fuerzas dada por los tirantes⁸ aunque no fue

⁶ Mathivat J. (1988), Recent developments in prestressed concrete bridges. FIP Notes, 2, 15-21.

⁷ Chio Cho, G., and Aparicio Bengoechea, A. (2002). “El Puente Pretensado Extradadoso. Un Nuevo Tipo Estructural.” UIS Ingenierías, 1(1), 67 - 73

⁸ Mermigas K. (2008), Behaviour and Design of Extradosed Bridges. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto. Pag 3.

el primero en usar tirantes, antes ya se había utilizado la idea de utilizar cables a algunas lugares del tablero para aliviar esfuerzos combinado de un pretensado interno como en el caso de puente de Maracaibo (Fig. 5) diseñado por Morandi⁹.

Fig. 4 New Hoechst Bridge, fotografía: Jochen Kratschmer, 2011



Fig. 5 Puente General Rafael Urdaneta o Puente de Maracaibo. Fotografía: Orlando Pozo ,2008.



Los puentes de pretensado extradosado conllevan al uso de una viga cajón más rígida con el fin de distribuir la carga viva a los múltiples cables. La idea de pretensado extradosado puede venir de las estructuras de los puentes atirantados de largas luces (cerca de 200 m), que combinado con las estancias temporales de los puentes de viga cajón construidos por voladizos sucesivos de luces medias

⁹ Billington, D. and Nazmy, A. (1991). "History and Aesthetics of Cable-Stayed Bridges." Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(10), Oct. 1991, 3101-3134.

(cerca de 80m) donde se utilizan tirantes en la construcción, resulta un híbrido donde lo temporal se vuelve permanente¹⁰.

REVISIÓN DE PUENTES DE PRETENSADO EXTRADOSADO


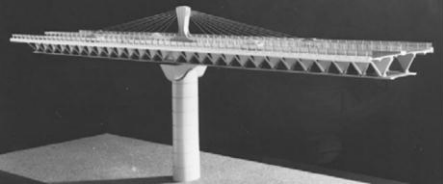
En esta sección se muestra un estudio de los más de 50 puentes diseñados y/o construidos a la fecha, enfatizando en puentes específicos que han influenciado diseños subsecuentes basados en sus proporciones y mérito estético.

Estudio de puentes extradosados.

Los puentes extradosados se consideran una solución de puentes económica para luces de 100 a 250 m siendo estéticamente diferentes e igualmente atractivos que los puentes de viga cajón construidos por voladizos sucesivos y los puentes atirantados.

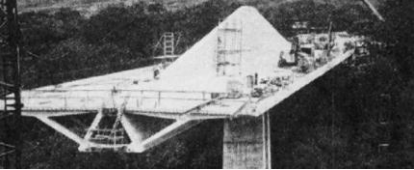




La tabla 1 muestra un resumen de diversos puentes construidos, y algunos solamente diseñados a la fecha






Tabla 1 Resumen de Puentes extradosados. extradosados.¹¹

Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) -Longitudes de luces -Descripción del tablero	Imagen y referencias
1 Puente Ganter. Suiza	1980	2.5-5x10 127.0 + 174 +127.0 Viga cajón unicelular ancha, atirantado con pánenes.	 Vogel & Marti 1997, Kasuga 2006
2 Viaducto Arrêt-Darré, Francia	Propuesto	3.75x20.5 60.0 + 100.0 + 100.0 + 100.0 + 100.0 + 52.0 Viga cajón unicelular de concreto con almas y perfiles metálicos con amortiguadores que soportan el voladizo del tablero	 Photo from Virlogeux 1999 Mathivat 1986, Mathivat 1988, Virlogeux 2002a


¹⁰ Chio Cho, G., and Aparicio Bengoechea, A. (2002). "El Puente Pretensado Extradosado. Un Nuevo Tipo Estructural." Uis Ingenierias, 1(1), 67 - 73



¹¹ Mermigas K. (2008), Behaviour and Design of Extradsed Bridges. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto. Pag 16-22 traducida por autor.

Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) Longitudes de luces Descripción del tablero	Imagen y referencias
3 Puente Barton Creek. Austin, USA.	1987	3.7 - 10.7 x 17.7 47.6 + 103.6 + 57.9 Viga cajón unicelular de concreto con almas inclinadas hacia internamente hacia la aleta sobre el nivel del tablero y amortiguadores transversales que soportan la losa del tablero	 <p>Photo from Gee 1999 Gee 1990</p>
4 Puente Socorridos Madeira, Portugal	1993	3.5 x 20 54.0 + 85.0 + 106.0 + 86.0 Viga cajón unicelular de concreto, atirantado con panel.	 <p>Photo from Reis & Pereira 1994 Reis & Pereira 1994</p>
5. Puente Odowara Blueway, Japón	1994	2.2-3.5 x 13 73.3 + 12.3 + 73.3 Viga cajón de dos células de concreto.	 <p>Photo from Kasuga 2006 Kasuga 2006</p>
6 Puente Saint-Rémy-de-Maurienne, Savoie, Francia.	1996	2.2x13.4 52.4 + 48.5 Tablero de concreto con forma de u.	 <p>Photo by Jaques Mossot, Structurae Grison & Tonello 1997,</p>
7 Puente Tsukuhara, Japón	1997	3-5.5 x 12.8 65.4 + 180.0 + 76.4 Viga de cajón unicelular de concreto ancha	 <p>Photo from Ogawa et al. 1998 Ogawa et al. 1998</p>

Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) Longitudes de luces Descripción del tablero	Imagen y referencias
8 Puente Kanisawa, Japón	1998	3.6 – 5.6 x17.5 99.3 + 180.0 +99.3 Viga cajón de concreto	 <p data-bbox="1019 590 1222 646">Photo from Cho 2002 Kasuga 2006</p>
9 Puente Shin-Karato, Kobe, Japón.	1998	2.5 – 3.5 x 11.5 74.1 +140.0 +69.1 Vigas cajón de dos y tres células.	 <p data-bbox="1019 877 1300 934">Photo from Tomita et al. 1999 Tomita et al. 1999</p>
10 Puente Sunniberg, Suiza	1998	1.1 x 12.375 59 + 128 + 140 +134 +65 Losas de concreto con vigas rigidizadoras en los bordes.	 <p data-bbox="1019 1171 1295 1228">Photo from Mermigas 2008 Honigmann & Billington 2003</p>
11 Puente Santanigawa, Japón	1999	2.5-6.5 x20.4 57.9 + 92.9 Viga cajón de dos células.	 <p data-bbox="1019 1459 1390 1486">Nishimura et al. 2002, Stroh et al. 2003</p>
12 Puente Marcelo Fernan, Macatan, Filipinas	1999	3.3 – 5.1 x 18 111.5 + 185.0 + 111.5 Viga de cajón de tres células.	 <p data-bbox="1019 1717 1450 1818">Photo from www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou Kasuga 2006</p>



Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) Longitudes de luces Descripción del tablero	Imagen y referencias
13 Puente Matakina, Japón	2000	3.0 – 6.0 x 11.30 109.3+89.3 Viga cajón unicelular de concreto.	 Photo from www.dywidag-systems.com Kasuga 2006
14 Puente Pakse, Laos	2000	3.0 – 6.5 x 13.8 52.0 + 123.0 +143.0 +91.5 +34.5 Viga cajón unicelular de concreto.	 photo from www.dywidag-systems.com Nakamura 2001, Kikuchi et al. 2002, Kasuga 2006
15 Puente Sajiki, Japón	2000	2.1 x 3.2 x 11 60.8 + 105.0 +57.5	Kasuga 2006
16 Puente Shikari, Japón.	2000	23-6 x23 94 + 140 +140 + 140 +94 Viga cajón de concreto	 Photo from www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou Stroh et al. 2003
17 Puente Suurikamigawa	1999	3.3 – 5.1 x 18 111.5 + 185.0 + 111.5	Kasuga 2006
18. Puente sobre el rio Wuhu Yagtze, Wuhan, China	2000	15 x 23.4 180.0+312.0 +180. Cercha de dos pisos, con losa de tablero compuesto. Arriba, vía vehicular y abajo dos líneas de rieles.	 Photo from Fang 2004 Fang 2004

Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) Longitudes de luces Descripción del tablero	Imagen y referencias
19 Puente Yukisawa Ohashi	2000	2- 3.5 x 15.8 70.3 + 71.0 +34.40 Viga cajón con dos células de concreto con andenes en el voladizo del tablero sobresaliendo al exterior del plano de cables	Nunoshita et al. 2002, Kasuga 2006
20 Puente Hozu, Japón	2001	2.8x15.3 33 + 50 +76 +100 + 76 + 31 Viga cajón de concreto unicelular.	 Photo from www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou Sumida et al. 2002, Kasuga 2006
21 Puente sobre el rio Ibi.	2001	4.3-7.3 154+271.5+271.5+271.5+271.5+157 Mixto: Viga cajón de concreto cuatro células cercano a las pilas y una viga de acero cajón en los 100 m centrales con conectores a a momento y cortante.	 Photo from Mutsuyoshi 2004 Hirano et al. 1999, Casteleyn 1999, Kutsuna et al. 2002, Kasuga 2006
22 Puente sobre el rio Kiso, Japón	2001	4.3-7.3x33 160+275+275+275+160 Mixto: Viga cajón de concreto cuatro células cercano a las pilas y una viga de acero cajón en los 100 m centrales con conectores a a momento y cortante.	 Photo from Mutsuyoshi 2004 Hirano et al. 1999, Casteleyn 1999, Kasuga 2006
23 Puente Miyadogawa, Japón	2001	4-6.5 x 19.9 134.0 + 134.0 Dos vigas cajón de una célula paralelas de concreto.	 Photo from www.jsce.or.jp/committee/tanaka-sho/jyushou Kato et al. 2001, Terada et al. 2002

Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) Longitudes de luces Descripción del tablero	Imagen y referencias
24 Puente Natanoike	2001	2.5-4 x 21.4 60.6 + 60.6	Kasuga 2006
25 Puente Fakaura, Japón	2002	2.5 - 3 x 13.7 62.1 + 90.0 + 66 + 45.0 + 29.1	Kasuga 2006
26 Puente Korrer Babeldoap, Palau	2002	3.5 - 7 x 11.6 82.0 + 247.0 + 82.0 Mixto: Viga cajón de concreto unicelular ancha cercano a las pilas y una viga de acero cajón en los 82 m centrales con conectores a a momento y cortante.	 <p>Photo from Tony Jones (www.onhiatus.com) Oshimi et al. 2002, Ewert 2003</p>
27 Puente Sahikubo, Japón	2002	3.2 - 6.5 x 11.3 114.0 + 114.0 Viga cajón de concreto	 <p>Kasuga 2006</p>
28 Puente Shinkawa, Japón	2002	2.4 - 4 x 25.8 38.5 + 45.0 + 90.0 + 130.0 + 80.5 Viga cajón de tres células.	 <p>Photo from www.dywidag-systems.com Kasuga 2006</p>
29 Puente sobre el rio Deba, España	2003	2.7 x 13.9 42.0 - 66.0 - 42.0 Viga en forma de u de concreto con soportes transversales entre vigas.	 <p>Photo from www.eipsa.net Jaques 2005</p>

Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) Longitudes de luces Descripción del tablero	Imagen y referencias
30 Puente Himi, Japón	2004	4 x 12.45 91.8 + 180.0 + 91.8 Viga cajón unicelular de concreto con almas corrugadas de acero.	 <p data-bbox="1016 583 1390 646">Photo from bd&e Second Quarter 2004 Kasuga 2006</p>
31 Puente Korong, Budapest, Hungría	2004	2.5 x 15.85 52.26 + 61.98 Viga cajón de concreto de 3 celulas con soportes transversales.	 <p data-bbox="1016 909 1320 972">Photo from Becze & Barta 2006 Becze & Barta 2006</p>
32 Puente Shin- Meisei, Japón	2004	3.5 x 19 89.6 + 122.3 + 82.4 Viga cajón de concreto trapezoidal de tres células.	 <p data-bbox="1016 1234 1341 1297">Photo from Mutsuyoshi et al. 2004 lida et al. 2002, Kasuga 2006</p>
33 Puente, Puente Takekoshi	2004	1.8 - 2.9 x 19.14 56.3 + 55.3	Kasuga 2006
34 Puente Sannohe-Boukyo, Japón	2005	3.5 - 6.5 x 13.45 99.9 + 200.0 + 99.9 Viga cajón de concreto	 <p data-bbox="1016 1669 1390 1732">Photo from www.dywidag-systems.com Kasuga 2006</p>

Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) Longitudes de luces Descripción del tablero	Imagen y referencias
35 Puente Domovinski, sobre el rio Sava, Croacia	2006	3.55 x 34 48 + 6x60 + 72 + 120 + 72 + 2x60 + 48 Viga cajón de 5 células de concreto que soporta tren ligero entre los planos de los cables	 Photo from Structurae Balić & Veverka 1999
36 Puente Kack-Hwa First. Corea del Sur	2006	- x 31.1 55.0 + 115.0 + 100.0 Viga cajón de múltiples células de concreto.	 Structurae
37 Puente Nanchiku, Japón	2006	2.6 - 3.5 x 20.55 68.1 + 110.0 + 68.1	Kasuga 2006
38 Puente Rittoh, Japón	2006	4.5 - 7.5 x 19.6 140 + 170 + 115 + 70 Viga cajón de tres células de concreto con almas corrugadas de acero.	 Photo from Masterson 2004 Wilcox et al. 2002, Yasukawa et al. 2002, Masterson 2004
39 Puente Tagami, Japón	2006	3 - 4.5 x 17.8 80.2 + 80.2	Kasuga 2006
40 Tercer puente sobre el rio Branco, Brasil	2006	2 - 2.5 x 17.4 54 + 90 + 54 Tablero de losa superior con vigas en forma de L en las bordes	 Photo from Ishii 2006 Ishii 2006
Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) Longitudes de luces	Imagen y referencias

		Descripción del tablero	
41 Puente Tokuyama, Japón	2006	4 - 6.5 x 17.4 139.7 + 220.0 + 139.7	 <p>Stroh et al. 2003</p>
42 Puente Yanagawa, Japón	2006	4 - 6.5 x 17.4 130.7 + 130.7	 <p>Kasuga, 2006</p>
43 Puente de la Integración. Brasil- Perú	2007	2.35 - 3.35 x 16.8 65.0 - 110.0 -65.0 Vigas cajón anchas- Unicelulares de concreto.	 <p>Photo from Ishii 2006, Structurae</p>
44 Gran Puente Gum-Ga, Corea del sur	2007	- x 23 85.4 + 125.0 + 125.0 + 125.0 + 125.0 + 125.0 Viga cajón de múltiples células de concreto.	 <p>Structurae</p>
45 Puente Pyung-Yeo 2, Corea del Sur	2007	3.5 - 4 x 23.5 65.0 + 120.0 + 65.0 Viga cajón de concreto de cuatro células	 <p>Photo from Masterson 2006 Masterson 2006</p>
46 Segundo Puente sobre el río Hooghly, Calcuta, India	2007	3.5 x 28.6 55.0 + 7 x 110.0 + 55.0 Viga cajón trapezoidal ancha unicelular con amortiguadores internos	 <p>Photo from www.ibtengineers.com Binns 2005</p>

Nombre y Localización	Fecha Operacional	-Dimensiones del tablero (alto x ancho) Longitudes de luces Descripción del tablero	Imagen y referencias
47 Puente Cho-Rack, Dangjing, Corea del Sur	2008	- x 14 70.0 + 130.0 + 130.0 + 130.0 + 70.0 Viga cajón de múltiples células de concreto.	 <p>Structurae</p>
48 Puente Puente North Arm, Canada	2008	3.4 x 10.31 139.0 + 180.0 + 139.0 Viga cajón unicelular de concreto para soportar tren ligero.	 <p>Photo from bd&e 2004 Griezic 2006</p>
49 Viaducto Trois Bassins, Reunion, Francia	2008	4 - 7 x 22 18.6 - 126.0 - 104.4 - 75.6 - 43.2 Viga cajón unicelular de concreto con amortiguadores de acero que soportan los largos voladizos del tablero.	 <p>Photo from Frappart 2005 Frappart 2005, Boudot et al. 2007</p>
50 Puente Golden Ears, Canadá	2009	2.7 - 4.5 x 31.5 121.0 + 242.0 + 242.0 + 242.0 + 121.0 Viga cajón de acero en el borde del tablero con vigas de piso transversales compuestas prefabricadas de concreto.	 <p>Photo from Trimboth 2006 Trimboth 2006, Bergman et al. 2007</p>
51 Puente Pearl Harbor Memorial, New Heaven, USA	2012	3.5 - 5 x 33.7 75.9 + 157.0 + 75.9 Cinco vigas cajón unicelulares de concreto paralelas con almas inclinadas exteriores	 <p>Photo from Stroh et al. 2003 Stroh et al. 2003</p>

Cabe destacar que los puentes mostrados anteriormente fueron clasificados como extradados solo por la relación H/L de la altura de la torre respecto al vano central usada por este autor.

Actualmente en Colombia se lleva a cabo la construcción del primer puente extradado, desarrollado por COVIANDES S.A. en la doble calzada que comunica a Bogotá con Villavicencio. Contará con una luz de

COMPARACIÓN Y VENTAJAS RESPECTO A LOS PUENTES PRETENSADOS DE TRAMO RECTO Y PUENTES ATIRANTADOS

A pesar de que los puentes de pretensado extradado tienen la apariencia de puentes atirantados estos tienen un comportamiento estructural similar al de comunes de vigas aunque su construcción requiere los conocimientos de las tecnologías que se aplican a la construcción de puentes atirantados y puentes de tramo recto por voladizos sucesivos¹².

Como se observó en la tabla 1 los puentes de hormigón con pretensado se utilizan para luces medias de ente 100 y 200 m, ya que en este rango permite el planteamiento de una estructura que utilice menores cantidades materiales y de menores costos constructivos(Respecto a un atirantado convencional) y aunque utilizando tableros mixtos como en los puentes sobre los Ríos Ibi y Kiso se puede alcanzar luces más grandes que las convencionales.

Se debe tratar de realizar un adecuado dimensionamiento para así evitar fuertes oscilaciones de tensión en los anclajes ya que de no ser así no se podrán utilizar los anclajes convencionales y se recurriría a los de un mayor rango de oscilaciones que son los utilizados en los puentes atirantados.

Normativamente los puentes de pretensado extradados se convierten en alternativas de peso con respecto a los puentes atirantados ya que en lugares

¹² Chio Cho, G. (2000). "Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradado" tesis presentada a la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona para optar por el título de Doctor en filosofía, bajo la supervisión of Angel. C. Aparicio Bengoechea. Pag. 53

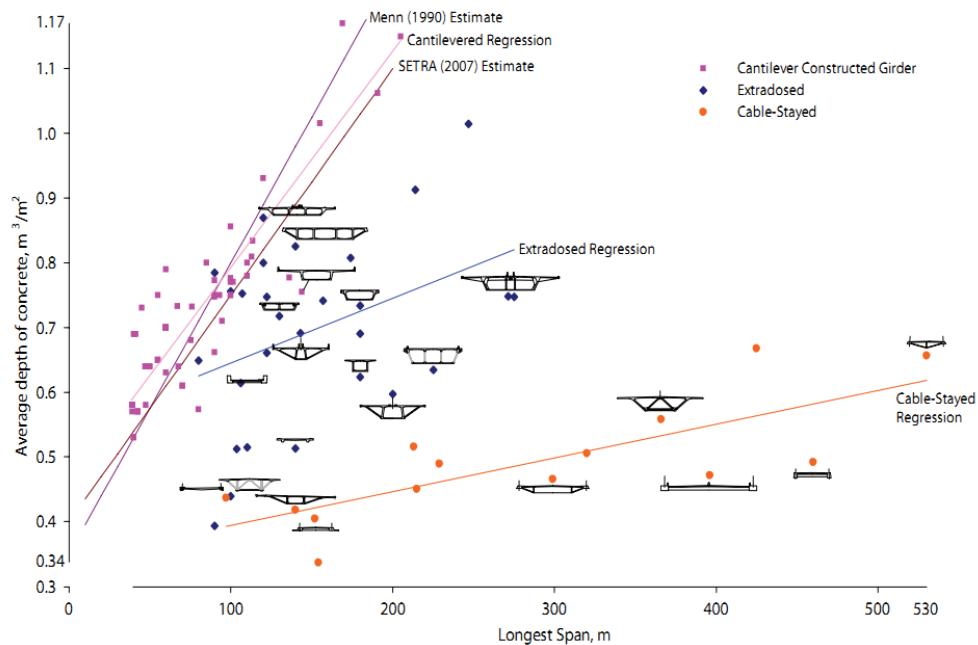
circundantes a los aeropuertos existen restricciones de altura de las estructuras circundantes como es el caso del puente Kanizawa.

Debido a la alta rigidez del tablero en relación con la de los puentes atirantados se no es necesario ajustar la fuerza de los tirantes después de su construcción.

Estas diferencias de rigidez son plasmadas en las siguientes gráficas a continuación,

El la fig.6 se muestra las diferentes espesores relativos para las tres tipologías de puentes. Mientras que en la fig. 7 se hace lo mismo pero enfocándose en los puentes de pretensado extradadoso, esto nos sirve para cuantificar la cantidad de concreto utilizado y por ende su peso y en la Fig. 8 se puede observar el momento de inercia en el centro de la luz para distintos puentes. Todos estos comparando a los puentes de pretensados de tramo recto, puentes atirantados y puentes extradadosos por voladizos sucesivos.

Fig. 6 Espesor efectivo promedio para puentes de tramo recto construidos por voladizos sucesivos, extradadosos y atirantados.¹³



¹³ Mermigas K. (2008), Behaviour and Design of Extradosed Bridges. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto. Pag 30.

Fig. 7 Espesor efectivo promedio para puentes extradosados¹⁴.

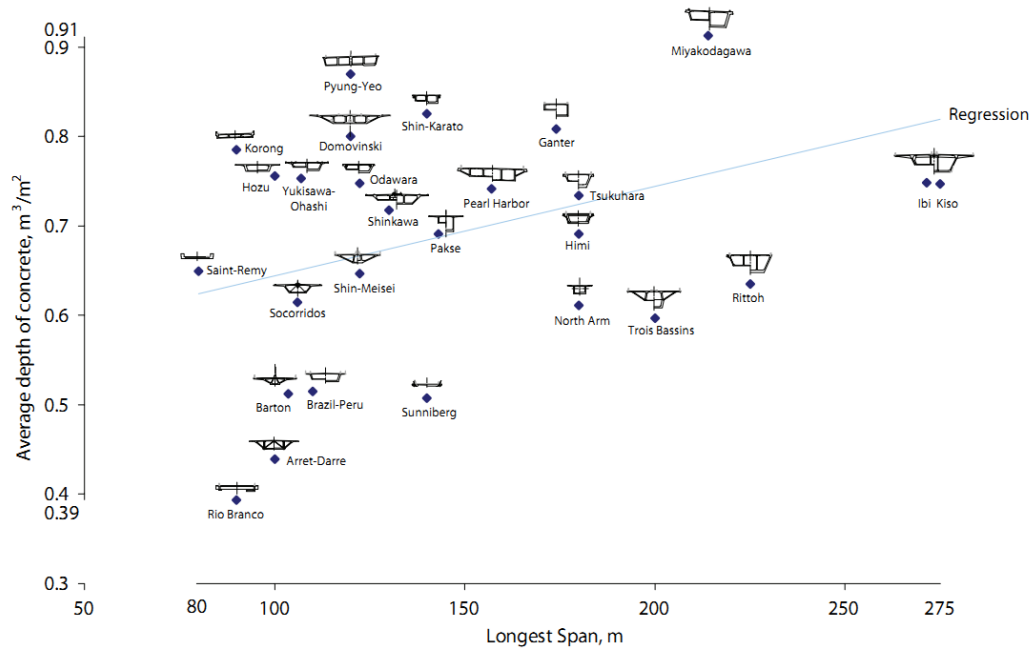
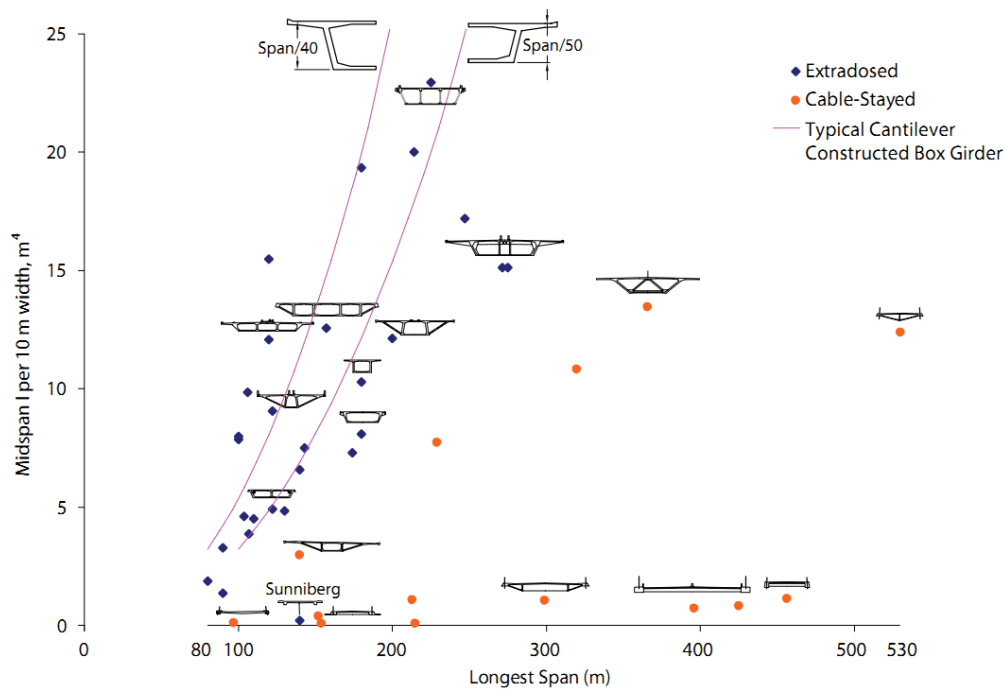


Fig. 8 Momento de Inercia para puentes de tramo recto construidos por voladizos sucesivos, extradosados y atirantados¹⁴.



¹⁴ Mermigas K. (2008), Behaviour and Design of Extradosed Bridges. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto. Pag 32 y 34

El principal problema de los puentes atirantados es que son una tipología relativamente nueva y se necesita crear toda una nueva rama de conocimiento para este tema. En la tabla 2 se resume una comparación entre puentes de tramo recto construidos por voladizos sucesivos, o puentes extradadosos y puentes de tirantes.

Tabla 2 Comparación entre el puente con pretensado extradadoso con el el puente atirantado de hormigón y el puente de tramo recto de hormigón pretensado¹⁵.

Tipología	Puente de Tirantes	Puente de Tramo recto	Puente Extradadoso	Problema
1 Compensación de cargas permanentes	Con Tirantes	Con Pretensado Interno	Mixto¿?	Cuántía de cada uno de ellos
2 Grado de compensación de cargas	g_1+g_2	$g_1+g_2=\alpha(q+Q)$	$K^*(g_1+g_2)$	Determinar k
3 Transporte sobre cargas	Tirantes (***)	Tirantes(*)	Tirantes(*)¿?	Determinar Parámetros críticos
	Tablero (*)	Tablero(***)	Tablero(**)¿?	$\frac{h_a}{L}, \frac{h_c}{L}, H_{torre}, \frac{L_1}{L}, etc$
4 Consecuencias				
4.1 Fatiga en el acero	si	No	Apurar Acero	Revisión Bibliográfica. Límite $\Delta\sigma$
4.2 Canto del tablero	pequeño	grande	Intermedio¿?	A determinar
4.3 Efecto de la fluencia	$\varepsilon_{cp}(\chi_{cp})$	χ_{cp}	$\varepsilon_{cp}, \chi_{cp}¿?$	A estudiar, depende de k
5 Compensación por voladizo compensado	Con tirantes	Con pretensado Interno	Mixto¿?	$K_1^*p_{ientero}+k_2^*p_{extradosado}$ Determinar Disposición, k_1, k_2

¹⁵ Chio Cho, G. (2000). "Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradadoso" tesis presentada a la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona para optar por el título de Doctor en filosofía, bajo la supervisión of Angel. C. Aparicio Bengoechea. Pag. 54

1.2 TIRANTES Y ANCLAJES

Protección a la corrosión

Tanto en puentes atirantados como en puentes de pretensado extradados los tirantes son de vital importancia por lo cual se debe prestar mucha atención a su protección como a las propiedades mecánicas de sus materiales. Muchos códigos y especificaciones obligan a que exista protección contra la corrosión de al menos dos barreras protectoras (PTI 2001, SETRA 2001, FIB 2005), la externa proporciona protección directa, mientras que la otra sirve de respaldo en caso de que esta sea traspasada. Estas deben estar construidas con polietileno de alta densidad (HDPE) o acero inoxidable, estas vainas proporcionan protección en un nivel global mientras que la otra capa protectora ocurre al nivel de los tirantes.

Límite de Fatiga

Anclajes

Se entiende por fatiga de un material, el deterioro progresivo de su resistencia cuando se somete a una serie de ciclos de carga y descarga. Por lo tanto un material fallará por fatiga se rompe a cierta resistencia R^f , menor a la resistencia de rotura R , cuando se presenta esta sollicitación un cierto número de veces o ciclos¹⁶.

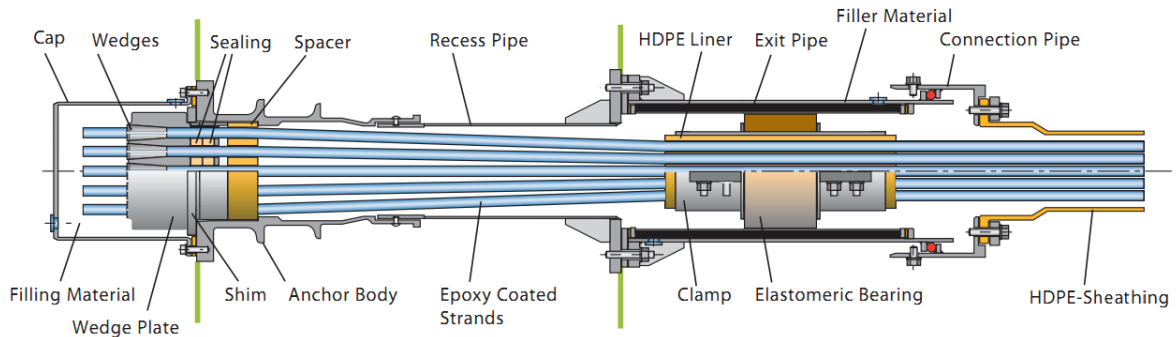
Por esta razón además de esta protección también debe tenerse en cuenta los límites fatiga de los cables y anclajes ya que no basta solo con un dimensionamiento por cargas de diseño, las cargas repetitivas pueden producir deterioros prematuros de las propiedades mecánicas con las cuales se realizó el diseño.

Debido a que las sobrecargas por cargas vivas para esta tipología de puentes son relativamente pequeñas (Menores a 80 Mpa) Los puentes con pretensado extradados utilizan actualmente la misma tecnología de tendones usados en

¹⁶ Gonzales Brunat, "Estudio de la seguridad a fatiga de tirantes, aplicación a puentes atirantados" Tesina de Especialidad en estructura y edificación Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña. Tutor: Juan Antonio Sobrino. Barcelona Junio de 1997

pretensado interno no adherente. Lo cual reduce los costos significativamente ya que no son necesarios los costosos anclajes de los puentes atirantados y que están gobernados por fenómenos de fatiga. Los anclajes utilizados en puentes extradados pueden soportar un rango de sobre-esfuerzos entre 200 y 250 MPa. Aunque ya existen anclajes para puentes extradados, como es el caso del DSI Extradosed Anchorage Type XD-E¹⁷ (Fig.9). Los primeros puentes, como el Odowara Blueway Son construidos con anclajes propios de puentes atirantados lo que conlleva a mayores costos de la estructura. Se espera que en un futuro no se utilicen más este tipo de anclajes ya que siempre es primordial optimizar costos.

Fig. 9 DSI Extradosed Anchorage Type XD-E¹⁷



Anclajes o sillas como anclaje de las torres?

Los cables pueden pasar a través de la torre por medio de sillas o terminar en anclajes. Si el cable es anclado en la torre, la fuerza horizontal debe ser transferida a través de la torre por el cable opuesto, ya sea traslapando cables o instalando pos-tensionamiento o placas de acero en la sección de la torre. Las sillas nos proveen una alternativa simple a los anclajes, pero deben ser diseñados para resistir las fuerzas diferenciales de ambos lados de la torre, La asociación Japonesa de ingeniería del concreto pretensado, PTI, SETRA Y fib han publicado recomendaciones acerca del uso de sillas, explicando y ofreciendo las ventajas y desventajas de usar sillas en vez de anclajes en al torre.

¹⁷ Dywidag-Systems International Canada Ltd. (2006). DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems. <<http://www.dsicanada.ca/en/downloads/brochures-canada.html>> (April 1, 2008).

Los cables que pasan a través de las sillas deben ser dimensionados considerando los esfuerzos de flexión debido al radio de curvatura f_c el cual es determinado a continuación:

$$f_c = E \frac{r}{R}$$

Donde E es el módulo de elasticidad del alambre o tendón

r es el radio del tendón, y

R es el radio de doblado del anclaje

De lo cual se obtiene

$$f = f_c + f_a = E \frac{r}{R} + \frac{P}{A}$$

Además PTI hace las siguientes recomendaciones

Tabla 3 Mínimos radios de la silla para prevenir fatiga basado para tirantes a base de tendones¹⁸.

<i>Number of Strand in Cable</i>	12	19	31	37	55	73	91	109	127	156
Typical diameter of external sheath (mm)	110	140	160	180	200	250	280	315	315	
Minimum R* suggested in PTI (m), calculated assuming $F = 0.35 f_{pu} \times A_p$	2.6	3.4	4.6	5.1	6.5	7.7	8.8	9.8	10.7	12.1
Minimum R required by fib (m)	3.3	4.2	4.8	5.4	6	7.5	8.4	9.5	9.5	

Concluyendo, Las especificaciones de La Asociación Japonesa De Ingeniería Del Concreto Pretensado permite usar sillas siempre que los sobreesfuerzos debido a las cargas vivas sean menores a 50 MPa basado en las pruebas de fatiga hechas a tendones de 37 a 15 mm de diámetro. El mínimo radio requerido para las sillas es el mismo que para los tendones externos¹⁹.

Tirantes

El sobre esfuerzo debido a las cargas vivas se deben considerar de manera importante para el diseño de los cables debido a fatiga. Esto puede ser abordado explícitamente considerando el limite de estado de fatiga (FLS) o implícitamente diseñando a base de un esfuerzo permitido en el cable (SLS).

¹⁸Recommendations for Stay Cable Design, Testing and Installation fourth edition 2001.

¹⁹ Japan Prestressed Concrete Engineering Association (November 2000). Specifications for Design and Construction of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges and Extradosed Bridges (in Japanese). Kasuga (2006) explains the parts of the code relevant to the design of extradosed bridges.

El primer método (FLS, Debido a sus siglas en inglés Fatigue Limit State) el rango de esfuerzos debido a la carga de fatiga debe ser menor al umbral de fatiga de una amplitud constante. Esto en orden de asegurar un periodo de vida de 75 años para los cables. Pero este método es difícil de aplicar prácticamente ya que para este se necesita un modelo espacial del puente completo con el fin de determinar el máximo rango de esfuerzos debido a la carga viva.²⁰ Por esta razón es preferible utilizar el segundo método SLS (Por sus siglas en inglés Serviceability Limit States) es preferible para un diseño preliminar de los tirantes.

El SETRA recomienda²¹ que el limite permitido de sobre-esfuerzos en los cables f_a debe encontrarse entre 0.46 y 0.60 veces el esfuerzo último de tensión f_{pu} para un máximo rango de sobre esfuerzos comprendido entre 140 MPa y 50 Mpa

$$f_a < 0.46 \left(\frac{\Delta\sigma_L}{140} \right)^{-0.25} * f_{PU} \leq 0.6f_{PU}$$

Mientras que las especificaciones de La Asociación Japonesa De Ingeniería Del Concreto Pretensado hace una transición de 0.40 a 0.60 f_{PU} Para un rango de esfuerzos debido a cargas vivas en SLS $\Delta\sigma_L$ entre 100 y 70 Mpa para el sistema de tendones

$$f_a = \begin{cases} 0.6f_{pu} & \Delta\sigma_L \leq 70MPa \\ (1.067 - 0.00667\Delta\sigma_L)f_{pu} & 70MPa \leq \Delta\sigma_L \leq 100MPa \\ 0.4f_{pu} & \Delta\sigma_L \geq 100MPa \end{cases}$$

Y entre 130 y 100 Mpa para cables prefabricados²².

$$f_a = \begin{cases} 0.6f_{pu} & \Delta\sigma_L \leq 100MPa \\ (1.267 - 0.00667\Delta\sigma_L)f_{pu} & 100MPa \leq \Delta\sigma_L \leq 130MPa \\ 0.4f_{pu} & \Delta\sigma_L \geq 130MPa \end{cases}$$

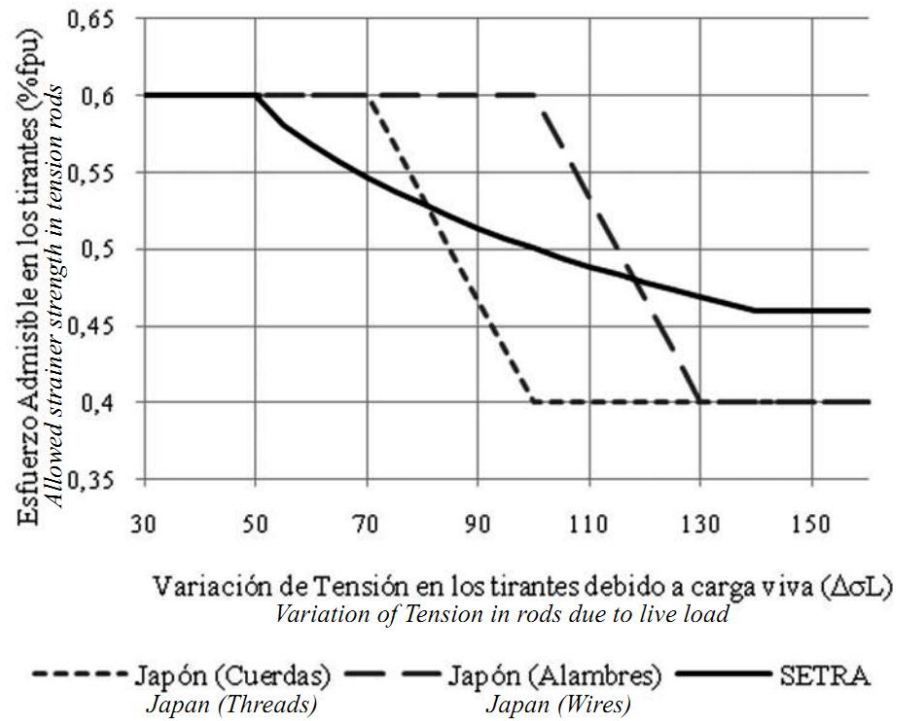
Del cual se obtiene el siguiente gráfico

²⁰ Mermigas K. (2008), Behaviour and Design of Extradosed Bridges. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto. Pag 65

²¹ SETRA. (2001). Haubans - Recommendations de la commission interministérielle de la précontrainte. Service d'études techniques des routes et autoroutes.

²² Kasuga, A. (2006). "Extradosed bridges in Japan." Structural Concrete, 7(3), 91-103.

Fig. 10 Figura 11. Esfuerzo admisible máximo en los tendones extradados como función de $\Delta\sigma L$ ²³



²³ Benjumea, Chio & Maldonado. Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte Revista Ingeniería de Construcción Vol. 25 No3, Diciembre de 2010 Pag 396.

2. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE Puentes EXTRADOSADOS EN ESTADO DE SERVICIO CONSIDERANDO COMO PARÁMETRO EL CANTO DEL TABLERO Y ALTURA DE LA TORRE

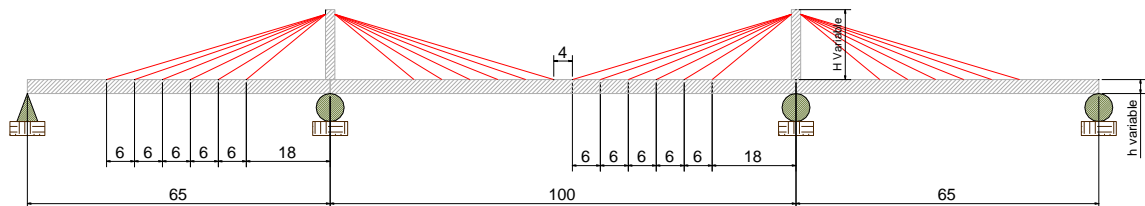
Utilizando el software de análisis estructural SAP200® Se utilizó un modelamiento lineal estático de diversos puentes de pretensado extradosados variando el canto de su tablero y la altura de la torre para estados de carga permanente y de servicio, realizándose primero un diseño de los tirantes y para deformada cero en el vano central y luego de esto una tabulación de resultados.

2.1 GENERALIDADES

Geometría

Se plantean las dimensiones del puente en el cual tendrá un vano central de 100 m y vanos laterales de 65 m, con tirantes anclados en el tablero espaciados 6 metros entre cada uno y el primer tirante a 18 metros del eje de la pila como se muestra en la siguiente figura.

Fig. 11 Geometría del puente considerado



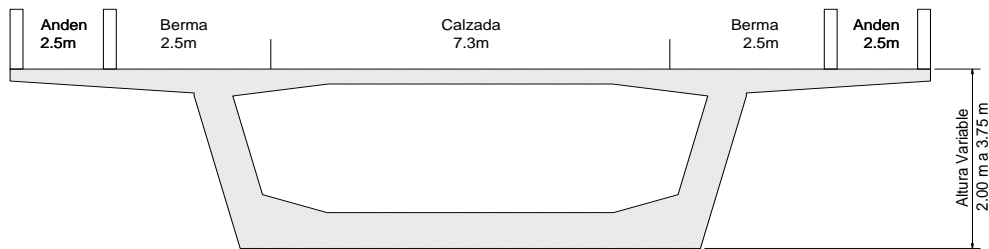
Fuente: Autor

La altura variable de la torre H a considerar serán las siguientes 5.00 m, 10.00 m, 15.00 m, 20.00 m.

Y en cuanto al tablero se tuvieron las siguientes consideraciones.

El tablero cuenta con un ancho total de 14.3 m los cuales se encuentran distribuidos de la siguiente manera Anden L=2.5 m x2 Berma L=2.5m x2 Calzada L=7.3m y la altura variable h a considerar serán de 2.00 m 2.50 m, 3.00 m y 3.75 m.

Fig 11-2 Geometría del puente considerado en su sección transversal



Fuente: Autor

Cargas y Combinaciones.

Una versión más detallada a será mostrada en el Anexo A.

Se tendrá en cuenta el peso propio del tablero más una sobrecarga muerta debido al peso de las barandas y carpeta asfáltica de 1.981 Ton/m. Y para cargas vivas se utilizará una carga de carril de acuerdo al A3.4.2 del CCP 200-94²⁴ con una carga de carril de 1.14 Ton/m y una carga puntual de camión de 12 Ton, para calcular momentos y de 16 Ton para calcular cortantes.

Consideraciones de diseño

Se pasó de un puente tridimensional a un bidimensional para facilidades de análisis y modelamiento

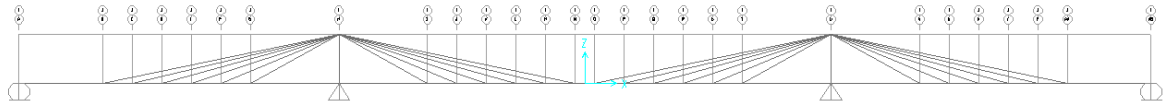
Fig. 12 Puente en Consideración



Fuente: Autor

²⁴ CCP 200-94 Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes Sección A.3.4.2. pag A.3-7

Fig. 13 Modelo Estructural en SAP2000



Fuente: Autor

Se explicaran más detalles en el Anexo B de las consideraciones utilizadas en este análisis.

Materiales

Las propiedades Mecánicas de los materiales fueron obtenidos de literatura como de detos proporcionados por fabricantes y se muestran a continuación

Tabla 4 Propiedades del concreto

Concreto ²⁵	
f'c	40 MPa
γ	2400 kg/m ³
E	27000.00 Mpa

Tabla 5 Propiedades de Tendones

Propiedades Cordones Diámetro 0.6" ²⁶	
Esfuerzo Máximo	270 Ksi (1860 MPa)
Area	0.00014 m ²
E	204000 MPa
Γ	491.06 lb/ft ³ (7.849 Ton/ m ³)

2.2 DISEÑO DE LOS TIRANTES

Para el diseño de los tirantes se buscó una deformada igual a cero en el vano central debido a cargas permanentes (Muerta más tesado) y que el Esfuerzo en los tirantes debido a las cargas de servicio (Muerta+ Tesado+ Carril) fueran menores que 0.6Fpu. Esto es explicado con más detalle en el Anexo C.

²⁵CCP 200-94Codigo Colombiano de Diseño Sismico de Puentes Sección C.8.5.1

²⁶ ASTM Especificación Normalizada para Torón de Acero, de Siete Alambres Sin Recubrimiento para Concreto Preesforzado-06

2.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Después de un completo análisis y modelado se mostrarán a continuación tendencias,

Influencias en la variación del canto de tablero y la altura de la torre en las características y tensiones de los tirantes.

Características y comportamiento de los tirantes al variar la altura de la torre y el canto del tablero

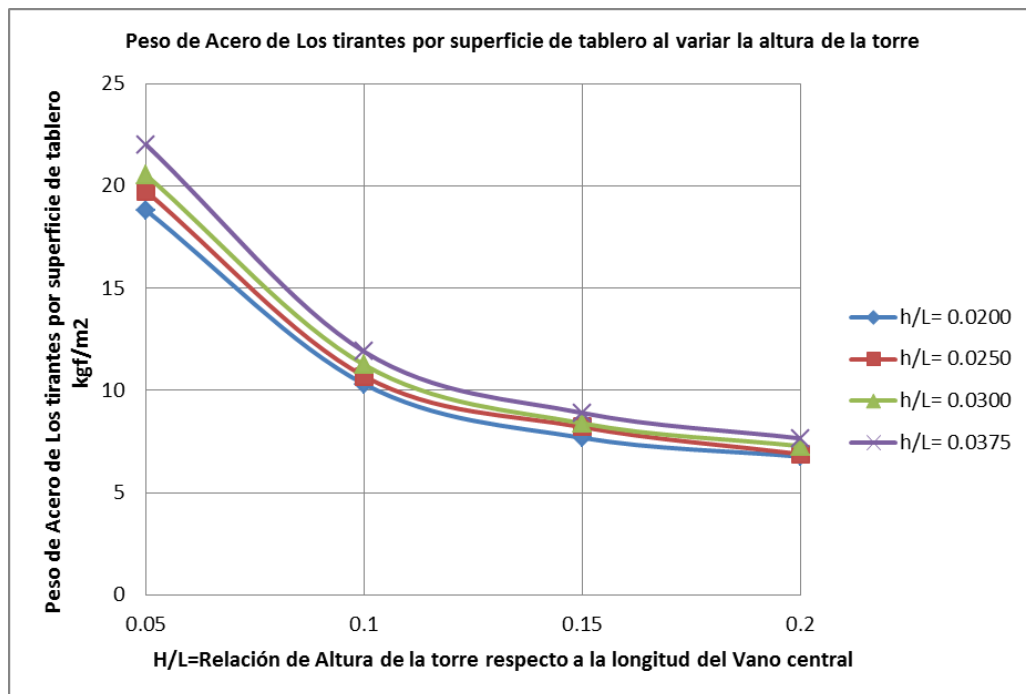
Tabla 6 Características y comportamiento de los tirantes al variar la altura de la torre y el canto del tablero

Caso	Altura de La torre	Canto	Numero de Cordones		Axil en el Tirante Carga Permanente				Axil en el tirante Carga Permanente mas viva				Máxima oscilación de tensión
			Min. N° de cordones	Max. N° de cordones	Fmin	Fmin/Fpu	Fmax	Fmax/Fpu	Fmin	Fmin/Fpu	Fmax	Fmax/Fpu	ΔσL
ce2.00h05	5.00 m	2.00 m	18	42	982 Mpa	52.8%	1078 Mpa	57.9%	1016 Mpa	54.6%	1116 Mpa	60.0%	74 Mpa
ce2.00h10	10.00 m	2.00 m	10	23	967 Mpa	52.0%	1058 Mpa	56.9%	1040 Mpa	55.9%	1110 Mpa	59.7%	88 Mpa
ce2.00h15	15.00 m	2.00 m	7	18	979 Mpa	52.6%	1058 Mpa	56.9%	1044 Mpa	56.1%	1107 Mpa	59.5%	86 Mpa
ce2.00h20	20.00 m	2.00 m	6	16	950 Mpa	51.1%	1040 Mpa	55.9%	1029 Mpa	55.3%	1091 Mpa	58.7%	79 Mpa
ce2.50h05	5.00 m	2.50 m	19	44	971 Mpa	52.2%	1078 Mpa	57.9%	993 Mpa	53.4%	1104 Mpa	59.4%	51 Mpa
ce2.50h10	10.00 m	2.50 m	10	24	1020 Mpa	54.8%	1076 Mpa	57.8%	1048 Mpa	56.3%	1115 Mpa	60.0%	66 Mpa
ce2.50h15	15.00 m	2.50 m	8	19	923 Mpa	49.6%	1064 Mpa	57.2%	984 Mpa	52.9%	1111 Mpa	59.8%	65 Mpa
ce2.50h20	20.00 m	2.50 m	6	16	995 Mpa	53.5%	1075 Mpa	57.8%	1018 Mpa	54.7%	1114 Mpa	59.9%	62 Mpa
ce3.00h05	5.00 m	3.00 m	20	46	966 Mpa	51.9%	1103 Mpa	59.3%	981 Mpa	52.8%	1116 Mpa	60.0%	37 Mpa
ce3.00h10	10.00 m	3.00 m	11	25	975 Mpa	52.4%	1076 Mpa	57.9%	999 Mpa	53.7%	1106 Mpa	59.5%	50 Mpa
ce3.00h15	15.00 m	3.00 m	8	19	975 Mpa	52.4%	1072 Mpa	57.6%	1017 Mpa	54.7%	1104 Mpa	59.4%	51 Mpa
ce3.00h20	20.00 m	3.00 m	7	17	921 Mpa	49.5%	1087 Mpa	58.4%	968 Mpa	52.0%	1117 Mpa	60.0%	47 Mpa
ce3.75h05	5.00 m	3.75 m	21	49	988 Mpa	53.1%	1108 Mpa	59.6%	998 Mpa	53.6%	1117 Mpa	60.0%	24 Mpa
ce3.75h10	10.00 m	3.75 m	11	27	1027 Mpa	55.2%	1099 Mpa	59.1%	1040 Mpa	55.9%	1112 Mpa	59.8%	34 Mpa
ce3.75h15	15.00 m	3.75 m	8	20	1019 Mpa	54.8%	1078 Mpa	58.0%	1034 Mpa	55.6%	1100 Mpa	59.1%	35 Mpa
ce3.75h20	20.00 m	3.75 m	7	17	997 Mpa	53.6%	1093 Mpa	58.8%	1028 Mpa	55.2%	1115 Mpa	60.0%	33 Mpa

- En esta tabla podemos observar de forma general las tensiones máximas y mínimas en los tirantes debidas a cargas permanentes y de servicio. En esta se evidencia a grandes rasgos como fue el diseño. La columna F máximo para cargas de servicio de encuentra cercano a 60% del Fpu que fue la condición bajo la cual se hicieron las iteraciones, aunque aquí solo se muestran los esfuerzos máximos en el Anexo D se muestra la variación de las oscilaciones de tensiones para cada cable en cada caso analizado

- Se evidencia como disminuyen la cantidad de cables considerablemente a medida que vamos aumentando la altura ya que el ángulo de inclinación se hace mayor, lo cual reduce su eficacia para lograr una deformada igual a cero.
- El número de tirantes puede ser convertido en peso de material, lo cual pasará a ser beneficios económicos, en la Fig. 14 Se observa que la disminución del tablero de $1/27$ (0.0375) a $1/50$ (0.0200) de la luz principal produce una disminución de aproximadamente un 15% en el peso de los tirantes, independientemente de la altura del pilono. Resumiendo, la el canto del tablero no es considerablemente influyente en el peso de los tirantes, como sí lo es la altura de la torre.

Fig. 14 Influencia de la altura de la torre en el peso del acero de los tirantes por superficie de tablero, para diversos cantos de tablero



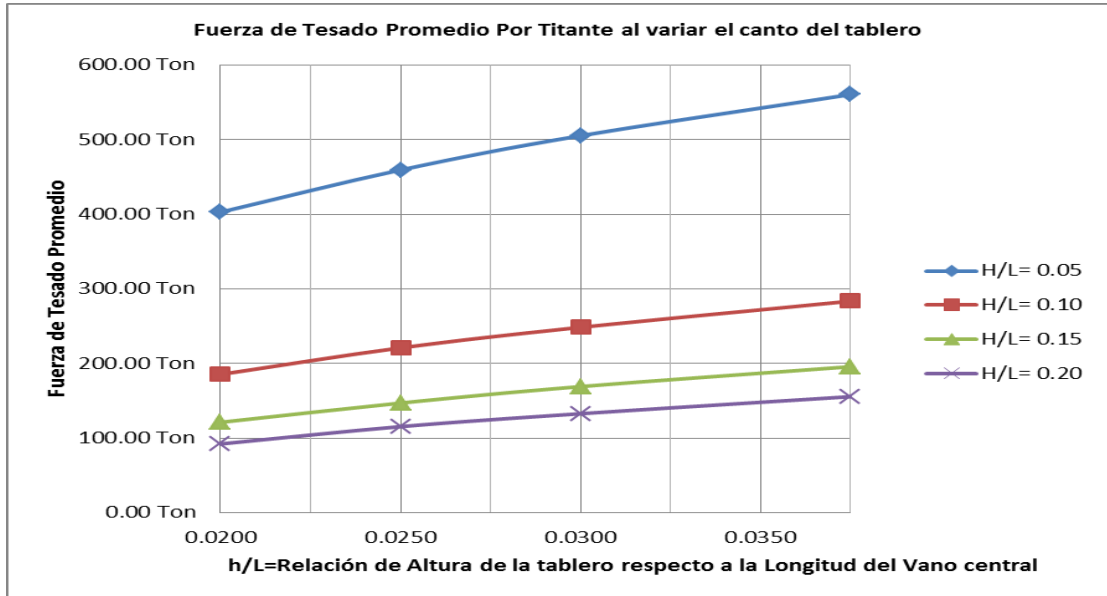
La fuerza de tesado promedio la defino como el promedio de fuerzas en cada uno de los tirantes se obtiene la siguiente tabla y de esto se puede decir:

Tabla 7 Fuerzas de tesado promedio

Caso	Altura de La torre	Canto	Maximo Axil ECP		Maximo Axil ECS		Fuerza Promedio ECP	Fuerza Promedio ECP vertical	Fuerza Promedio ECS	Fuerza Promedio ECS vertical
			Max Axil ECP	En el tirante	Max Axil ECS	En el tirante				
c2.00h05	5.00 m	2.00 m	1277.1 Ton	48 m	1314.7 Ton	48 m	502.1 Ton	81.3 Ton	518.4 Ton	84.4 Ton
ce2.00h10	10.00 m	2.00 m	681.3 Ton	48 m	724.8 Ton	48 m	267.1 Ton	83.1 Ton	279.5 Ton	87.4 Ton
ce2.00h15	15.00 m	2.00 m	527.8 Ton	48 m	563.6 Ton	48 m	191.4 Ton	84.0 Ton	201.4 Ton	88.8 Ton
ce2.00h20	20.00 m	2.00 m	456.6 Ton	48 m	487.1 Ton	48 m	155.1 Ton	84.2 Ton	163.8 Ton	89.3 Ton
ce2.50h05	5.00 m	2.50 m	1349.0 Ton	48 m	1376.1 Ton	48 m	529.2 Ton	85.7 Ton	540.8 Ton	88.0 Ton
ce2.50h10	10.00 m	2.50 m	706.8 Ton	48 m	744.8 Ton	48 m	280.4 Ton	87.2 Ton	289.5 Ton	90.4 Ton
ce2.50h15	15.00 m	2.50 m	546.7 Ton	48 m	571.2 Ton	48 m	200.2 Ton	87.8 Ton	207.8 Ton	91.4 Ton
ce2.50h20	20.00 m	2.50 m	473.7 Ton	48 m	495.0 Ton	48 m	162.3 Ton	88.1 Ton	168.7 Ton	91.8 Ton
ce3.00h05	5.00 m	3.00 m	1422.4 Ton	48 m	1442.7 Ton	48 m	557.7 Ton	90.4 Ton	566.2 Ton	92.0 Ton
ce3.00h10	10.00 m	3.00 m	741.3 Ton	48 m	776.7 Ton	48 m	294.8 Ton	91.7 Ton	301.7 Ton	94.1 Ton
ce3.00h15	15.00 m	3.00 m	570.8 Ton	48 m	589.5 Ton	48 m	210.3 Ton	92.2 Ton	216.1 Ton	95.0 Ton
ce3.00h20	20.00 m	3.00 m	494.9 Ton	48 m	511.1 Ton	48 m	170.4 Ton	92.5 Ton	175.4 Ton	95.4 Ton
ce3.75h05	5.00 m	3.75 m	1501.3 Ton	48 m	1525.7 Ton	48 m	598.0 Ton	97.1 Ton	603.8 Ton	98.2 Ton
ce3.75h10	10.00 m	3.75 m	804.6 Ton	48 m	830.5 Ton	48 m	317.4 Ton	98.7 Ton	322.2 Ton	100.4 Ton
ce3.75h15	15.00 m	3.75 m	611.6 Ton	48 m	628.0 Ton	48 m	226.2 Ton	99.2 Ton	230.3 Ton	101.2 Ton
ce3.75h20	20.00 m	3.75 m	530.6 Ton	48 m	541.3 Ton	48 m	183.2 Ton	99.5 Ton	186.7 Ton	101.5 Ton

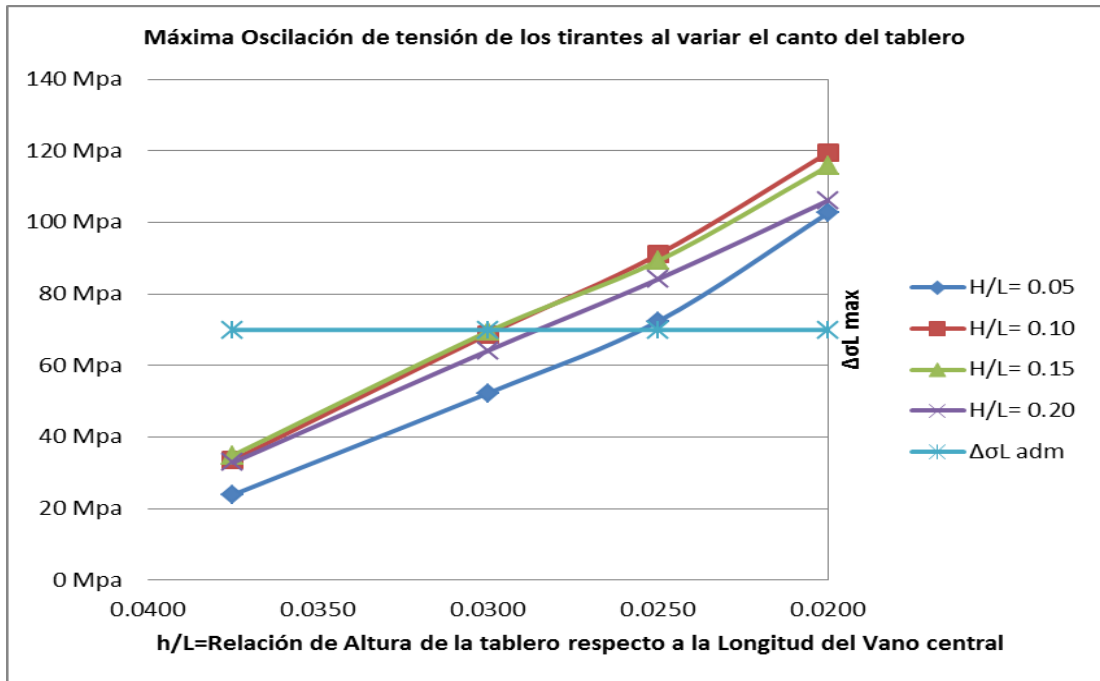
- Que una menor altura de la torre exige a una mayor fuerza de tesado (Ver Fig. 15) en los tirantes ya que en este caso los tirantes están más acostados y su componente vertical es reducida, y además de esto se puede decir que para un mismo canto del tablero sin importar la altura de la torre la componente vertical es prácticamente constante, esto es debido a que estas fuerzas deben compensar la carga muerta, que es la misma sin importar la altura de la torre.

Fig. 15 Fuerza de tesado promedio por tirante al cambiar el canto del tablero



En la figura 16 se representa la variación de tensión en el tirante más solicitado, debido a la sobrecarga de tráfico aplicada de acuerdo a la normativa del CCP-200 94, para distintas alturas del tablero y para distintas alturas de la torre.

Fig. 16 Máxima Oscilación de Tensión de los tirantes al variar el canto del tablero



De lo anterior se puede concluir que:

- A medida que aumenta la esbeltez del tablero (disminución del h/L). La variación de tensión en los tirantes crece, así para una altura de $0.05L$ el que el tablero pase de una esbeltez de $L/27$ a $L/50$ hace que los esfuerzos cambien de 24 a 103 MPa.
- De esta misma forma, la variación de tensión en los tirantes crece también con la altura de la torre por ejemplo para un canto de $L/50$ el pasar de una altura de $0.05L$ a $0.1L$ conlleva a cambio de tensiones de 103 a 120 MPa.
- Cabe destacar que en la presente gráfica no logra apreciarse realmente la variación de las tensiones máximas ya que durante el diseño para alturas de $0.15L$ en adelante, las consideraciones de diseño utilizadas (números pares de cables) sumado a la bajo pretensionamiento, conlleva a áreas muy pequeñas que hacen que los tirantes al cambiar a un tirante de dos torones más o menos. Hace que el cambio de Esfuerzos en los mismos sea de un 15 a 20% lo cual conlleva a estas tendencias inexactas, mas no son resultados inexactos.
- De todos los parámetros el que más afecta al $\Delta\sigma_L$ es el canto del tablero, como se puede observar en la Figura 16 ya que a un menor canto de tablero este asume una menor carga debido a que su deformaciones serán mayores para la sobrecarga y conllevaran a esos grandes aumentos de tensión.

Influencia del canto del tablero y la altura de la torre en la deformada del tablero

- Debido a la hipótesis tomada de deformada cero la deformada debida cargas permanente (Carga Muerta + Tesado), la deformada vertical en el vano central serán o tenderá a cero.
- Debido a esta suposición las deformadas en los vanos laterales no lo serán aunque no son deformaciones considerables es gran parte debido al concreto de alta resistencia utilizado en el modelamiento.

Las deformadas en los vanos laterales alcanzan los 6 cm que puede parecer mucho pero sería simplemente una deformada de cerca $L_2/1000$ donde L_2 es la luz del vano lateral. Estas deformadas no cambian considerablemente para otros valores de H/L Sin embargo en el Anexo E se mostrarán las otras gráficas

Fig. 17 Deformadas por cargas permanentes para diversos cantos de tablero

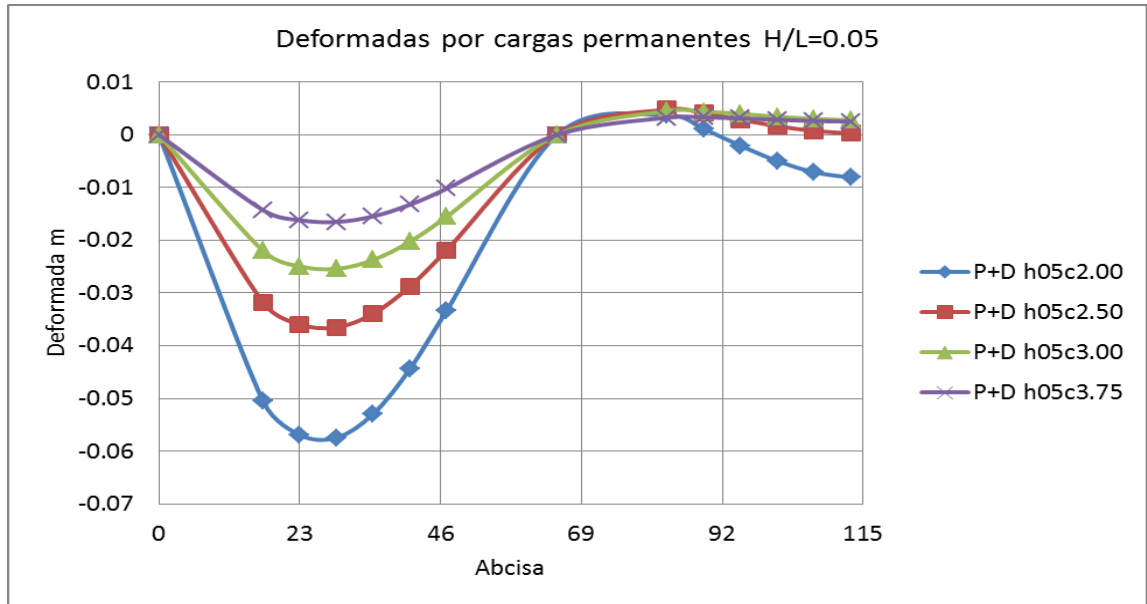
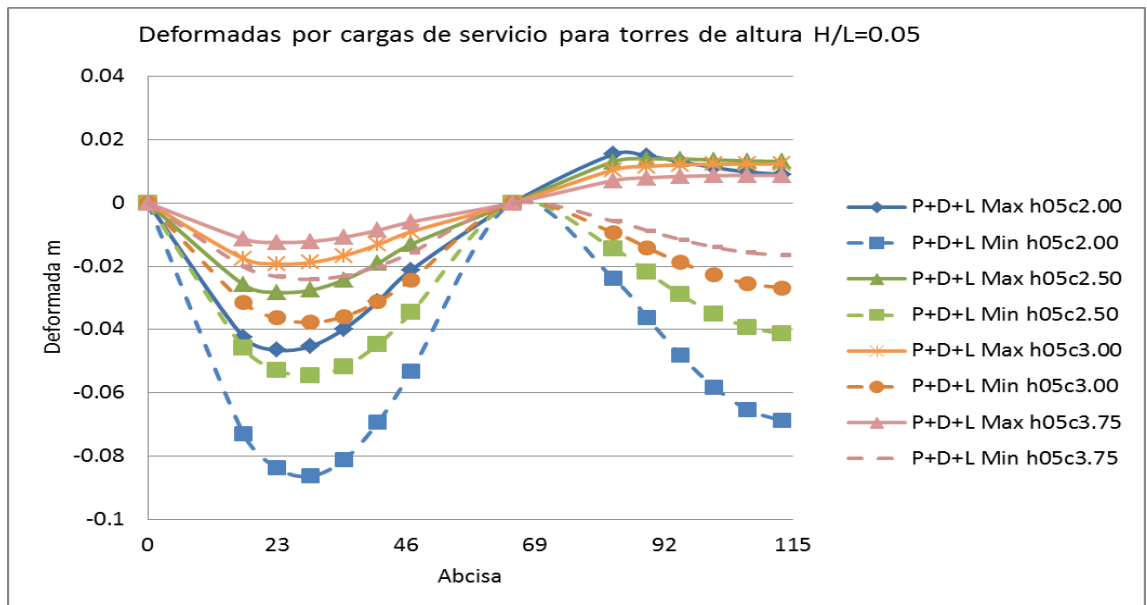
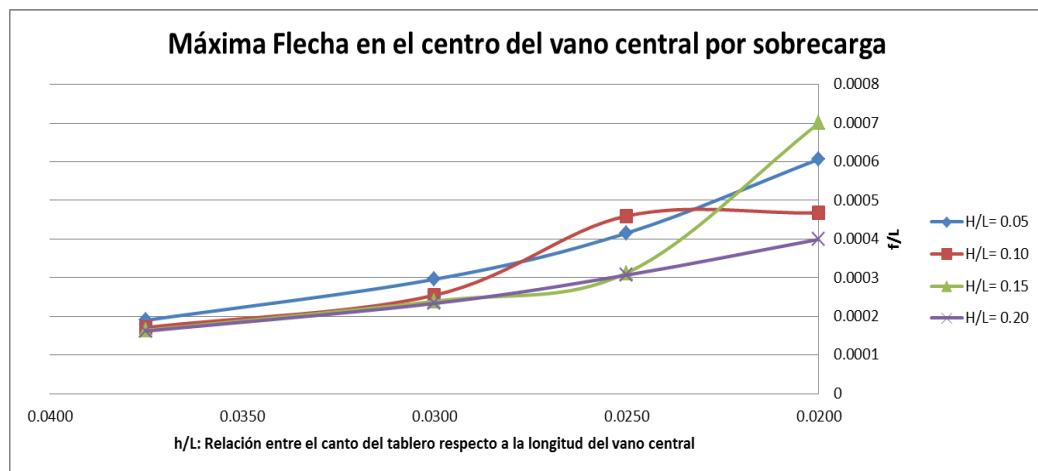


Fig. 18 Deformadas debidas a cargas de servicio para diversos cantos del tablero



- En la Fig. 18 se aprecian las deformadas por cargas de servicio, igualmente no llegan a ser considerables,. En el vano lateral alcanzan los 9 cm($L_2/722$) y en el vano central llega a alcanzar los 7 cm($L/1400$) en el caso más desfavorable (Canto de 2.00 m) y en la figura 17 se observan las flechas en el vano central debidas a la sobrecarga, como se observa es directamente proporcional a la esbeltez del tablero y no varía considerablemente al variar su altura

Fig. 19 Flecha Máxima en el vano central debida a la sobrecarga



- Las oscilaciones que se muestran en el Fig. 19 son debidos a las condiciones de diseños de la cual se habló en las Influencias en la variación del canto de tablero y la altura de la torre en las características y tensiones de los tirantes.

Influencia del canto del tablero en las fuerzas internas del tablero

Influencia del canto del tablero en las Fuerza Axiales del tablero

El pretensado utilizado en los tirantes provoca fuerzas axiales de tal magnitud que funcionan como pretensado del tablero, a continuación se tabula las fuerzas axiales máximas tanto para cargas permanente como para cargas de servicio

Tabla 8 Máximo Esfuerzo Axial en el tablero al variar el canto del tablero

L	Altura	Canto	H/L	h/L	Pmax(P+D)	Pmax(P+D+Lmax)	Pmax(P+D+Lmin)
100	5.00 m	2.00 m	H/L= 0.05	0.0200	-5829.2 Ton	-5957.3 Ton	-5768.9 Ton
100	5.00 m	2.50 m	H/L= 0.05	0.0250	-6108.9 Ton	-6194.7 Ton	-6062.4 Ton
100	5.00 m	3.00 m	H/L= 0.05	0.0300	-6413.9 Ton	-6475.2 Ton	-6378.2 Ton
100	5.00 m	3.75 m	H/L= 0.05	0.0375	-6853.6 Ton	-6894.2 Ton	-6828.8 Ton
100	10.00 m	2.00 m	H/L= 0.10	0.0200	-3037.5 Ton	-3135.4 Ton	-3005.9 Ton
100	10.00 m	2.50 m	H/L= 0.10	0.0250	-3173.1 Ton	-3240.3 Ton	-3146.1 Ton
100	10.00 m	3.00 m	H/L= 0.10	0.0300	-3324.8 Ton	-3374.2 Ton	-3302.7 Ton
100	10.00 m	3.75 m	H/L= 0.10	0.0375	-3568.1 Ton	-3601.3 Ton	-3551.9 Ton
100	15.00 m	2.00 m	H/L= 0.15	0.0200	-2058.2 Ton	-2133.5 Ton	-2041.6 Ton
100	15.00 m	2.50 m	H/L= 0.15	0.0250	-2143.7 Ton	-2196.4 Ton	-2129.1 Ton
100	15.00 m	3.00 m	H/L= 0.15	0.0300	-2245.1 Ton	-2283.2 Ton	-2232.8 Ton
100	15.00 m	3.75 m	H/L= 0.15	0.0375	-2407.4 Ton	-2432.9 Ton	-2398.5 Ton
100	20.00 m	2.00 m	H/L= 0.20	0.0200	-1552.7 Ton	-1612.6 Ton	-1544.4 Ton
100	20.00 m	2.50 m	H/L= 0.20	0.0250	-1617.5 Ton	-1658.2 Ton	-1609.9 Ton
100	20.00 m	3.00 m	H/L= 0.20	0.0300	-1693.4 Ton	-1723.4 Ton	-1687.3 Ton
100	20.00 m	3.75 m	H/L= 0.20	0.0375	-1815.5 Ton	-1835.1 Ton	-1811.3 Ton

De esta tabla se puede obtener las siguientes gráficas tanto para las condiciones de carga permanente como condiciones de servicio

Fig. 20 Máxima fuerza Axial en el tablero al variar el canto (Estado de Cargas Permanentes)

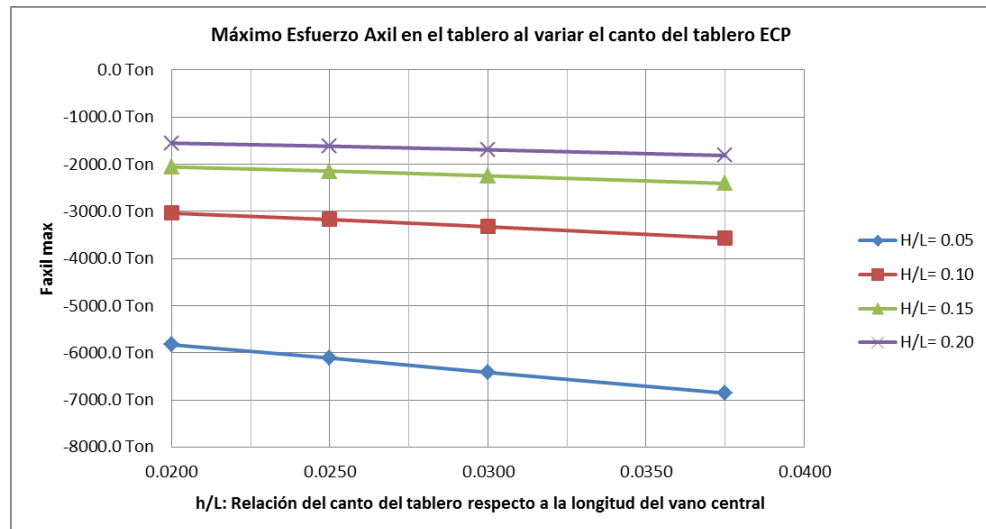
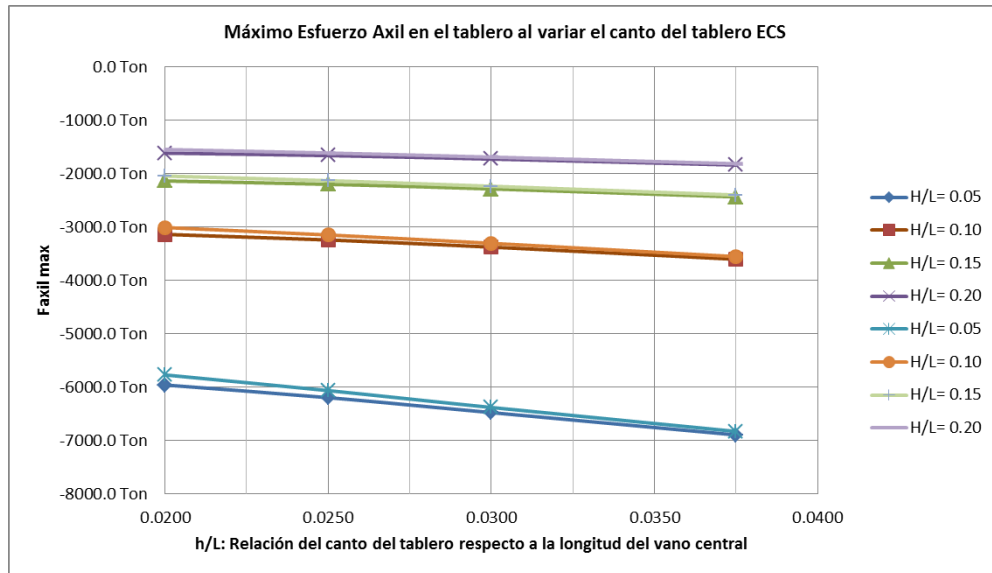


Fig. 21 Máxima Fuerza Axial en el tablero al variar el canto (Estado de Cargas de Servicio)



Según lo obtenido en la las Fig. 20 Y Fig 21 se puede deducir lo siguiente:

-A medida que aumenta el canto del tablero la fuerza axial máxima aumenta esto es debido a que como aumenta la masa de la estructura se requerirá una mayor fuerza en los tirantes para compensar la fuerza vertical. Asimismo A una mayor altura de la torre la fuerza axial máxima disminuye considerablemente, esto es debido a que el ángulo de inclinación aumenta y hace que la componente horizontal sea meno eficiente respecto a una torre más alta.

-Es fácilmente observable que el parámetro dominante en esta componente es la altura de la torre, si cambia cuando se tienen diferentes cantos, pero es poco en comparación con cambiar la altura de la torre.

En los anexos (Anexo F) se muestra como varían estas fuerzas axiales a lo largo del tablero, para diferentes cantos y para distintas alturas de torre.

Influencia del canto del tablero en las Fuerza Cortantes del tablero

Buscando los máximos para cada caso de estudio tanto para cargas permanentes como para cargas de servicio los resultados fueron tabulados en la siguiente tabla

Tabla 9 Cortantes máximos para estados de carga permanente y de servicio

L	Altura	Canto	H/L	h/L	Vmax(P+D)	Vmax(P+D+Lmax)
100	5.00 m	2.00 m	H/L= 0.05	0.0200	400.5 Ton	524.8 Ton
100	5.00 m	2.50 m	H/L= 0.05	0.0250	422.3 Ton	550.2 Ton
100	5.00 m	3.00 m	H/L= 0.05	0.0300	442.2 Ton	571.7 Ton
100	5.00 m	3.75 m	H/L= 0.05	0.0375	474.2 Ton	604.9 Ton
100	10.00 m	2.00 m	H/L= 0.10	0.0200	369.8 Ton	486.4 Ton
100	10.00 m	2.50 m	H/L= 0.10	0.0250	393.9 Ton	516.7 Ton
100	10.00 m	3.00 m	H/L= 0.10	0.0300	414.5 Ton	540.3 Ton
100	10.00 m	3.75 m	H/L= 0.10	0.0375	442.5 Ton	570.7 Ton
100	15.00 m	2.00 m	H/L= 0.15	0.0200	357.1 Ton	469.1 Ton
100	15.00 m	2.50 m	H/L= 0.15	0.0250	378.8 Ton	502.4 Ton
100	15.00 m	3.00 m	H/L= 0.15	0.0300	404.2 Ton	527.4 Ton
100	15.00 m	3.75 m	H/L= 0.15	0.0375	432.3 Ton	558.7 Ton
100	20.00 m	2.00 m	H/L= 0.20	0.0200	353.2 Ton	462.3 Ton
100	20.00 m	2.50 m	H/L= 0.20	0.0250	378.8 Ton	496.0 Ton
100	20.00 m	3.00 m	H/L= 0.20	0.0300	399.8 Ton	521.1 Ton
100	20.00 m	3.75 m	H/L= 0.20	0.0375	427.6 Ton	552.7 Ton

Fig. 22 Máxima Fuerza Cortante en el tablero máxima al variar el canto (Estado de Cargas Permanentes)

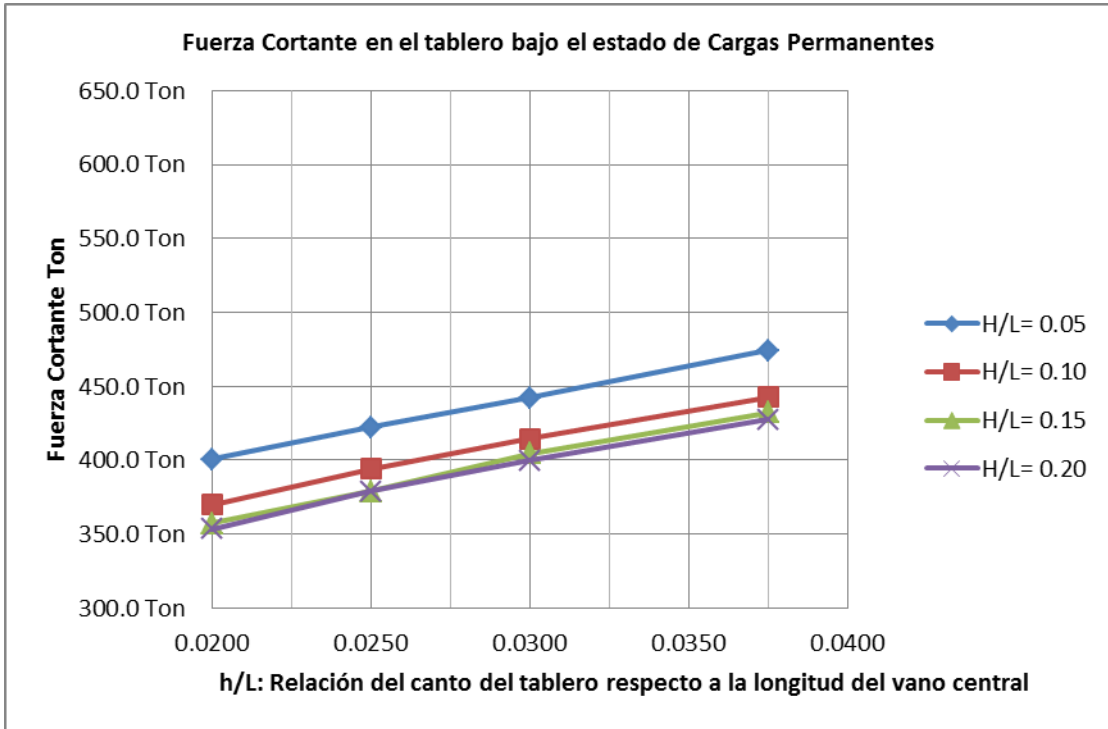
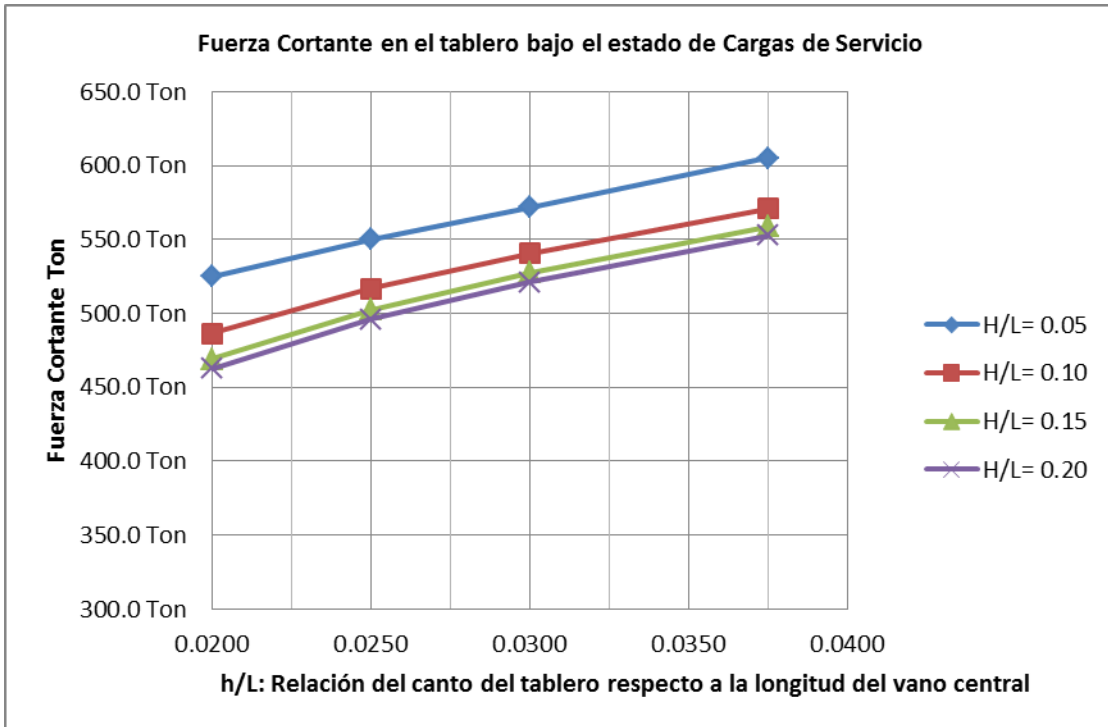


Fig. 23 Máxima Fuerza Cortante en el tablero máxima al variar el canto (Estado de Cargas de Servicio)



-De estos resultados se puede concluir que a una mayor rigidez del tablero, los cortantes aumentarán, esto es debido simplemente a un aumento del peso de las cargas muertas, que influyen proporcionalmente en el valor de los cortantes, mientras que para un mismo canto la altura de la torre actúa disminuyendo la fuerza cortante máxima cuando esta va aumentando, la razón es que a medida que va disminuyendo la torre las fuerzas en los tirantes son mayores, y esto conlleva a un aumento de las fuerzas cortantes, en este caso máximas.

Influencia del canto del tablero en las Momentos flectores del tablero

Del análisis se obtienen los siguientes gráficas

Fig. 24 Máximo momento flector negativo en la sección sobre el apoyo de la pila $M_{ap, max}$

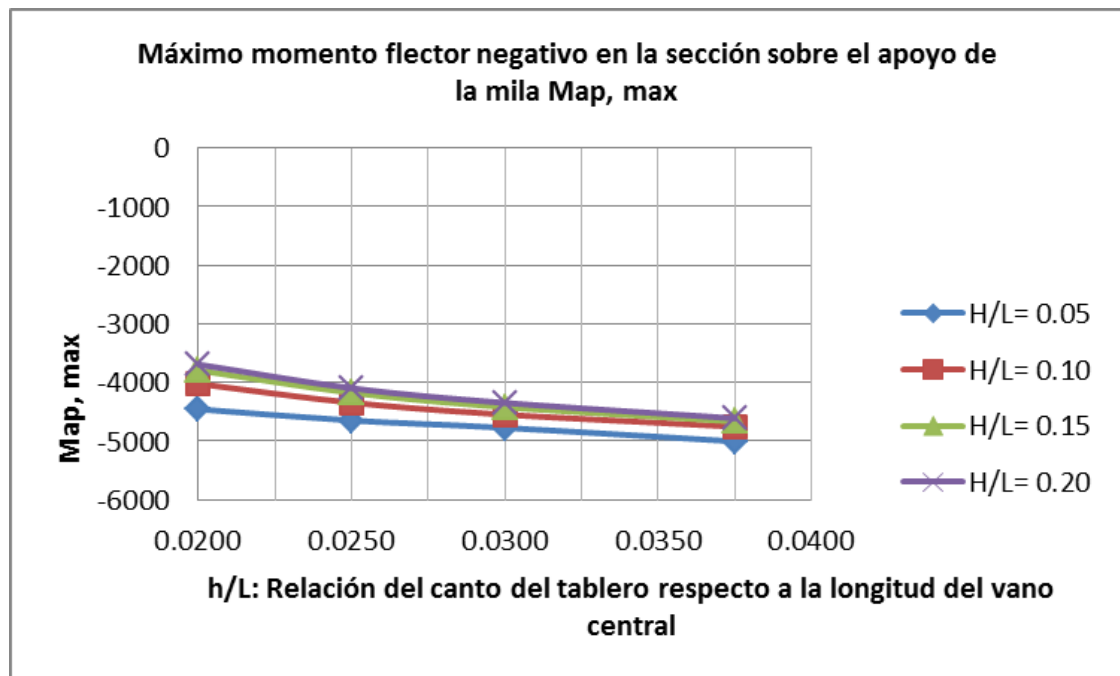
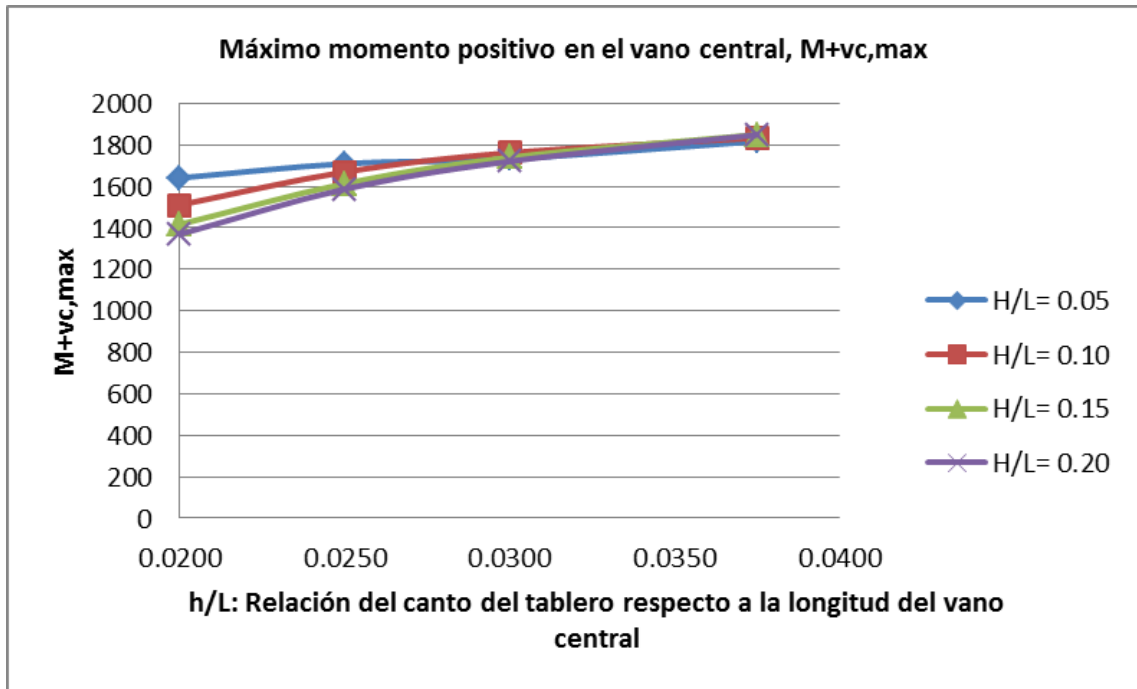


Fig. 25 Máximo momento positivo en el vano central, $M(+vc,max)$



- Los momentos flectores en su valor absoluto aumentan aproximadamente de una forma lineal con el aumento del canto del tablero, esto en parte debido a la rigidez del tablero pero en mayor medida al peso propio, es más la mayor rigidez del tablero evita que estos momentos sean aun mayores.

- La disminución de la altura de la torre actúa de forma menos influyente, a una mayor altura de torre disminuyen los momentos en su valor absoluto pero esto, repito no es de gran relevancia.

Esto se puede observar a lo largo de todo el tablero en las siguientes figuras, en donde además de corroborar lo anterior se observa el comportamiento de estos puentes en cuanto a su momento flector, al aplicarle una sobrecarga de tránsito.

En estado de Cargas permanentes se tienen deformadas cero de acuerdo a la condición de diseño, estas cargas vivas crean momentos de hasta 2000 Ton*m que aunque son grandes no representan un gran problema para la sección del tablero.

Fig. 26 Diagrama de Momentos Flectores para ECP para diversas alturas de torre y un mismo canto

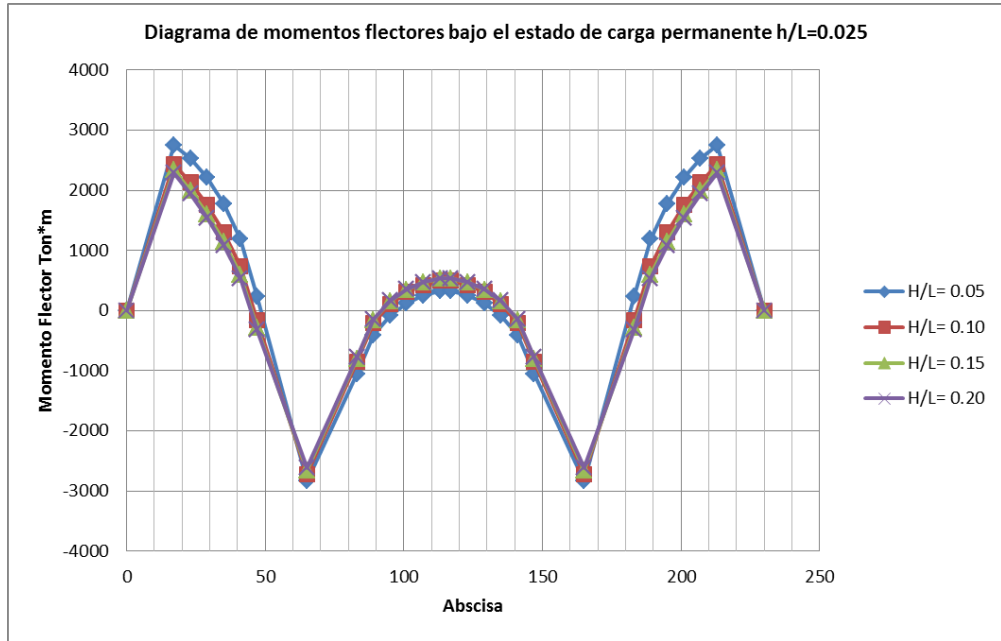


Fig. 27 Diagrama de Momentos Flectores para ECS Para diversas alturas de torre y un mismo canto

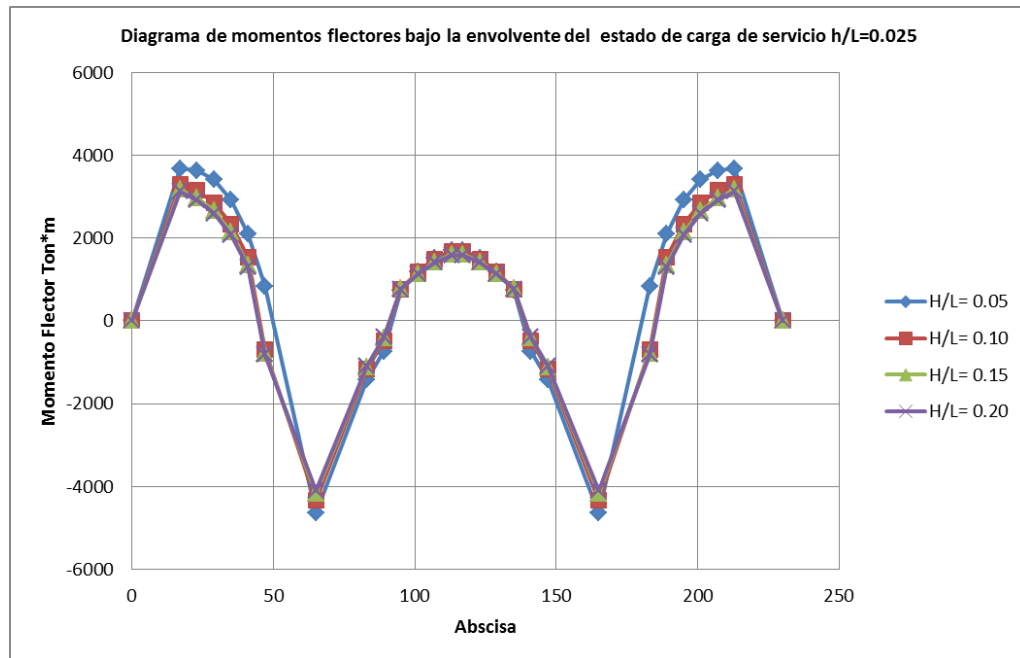


Fig. 28 Diagrama de Momentos Flectores para ECP para diversas cantos del tablero y un misma altura de torre

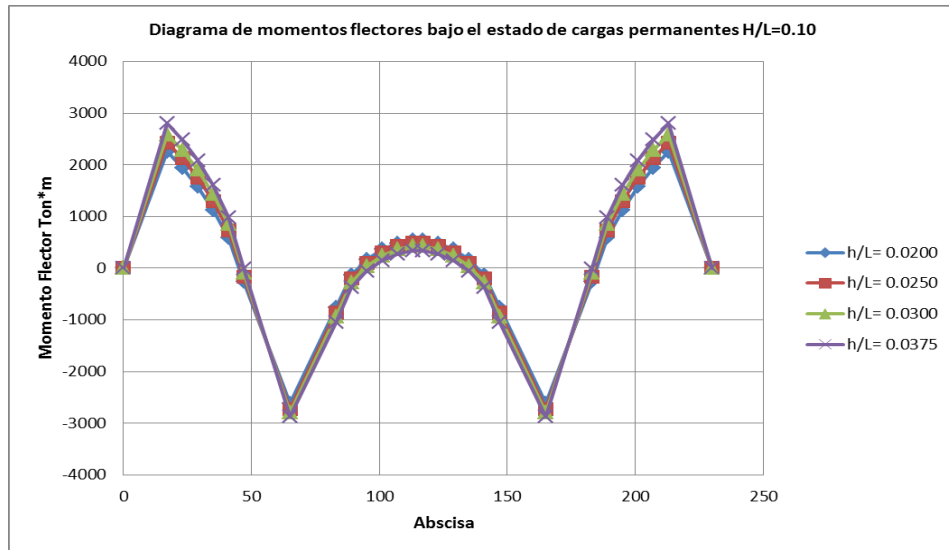
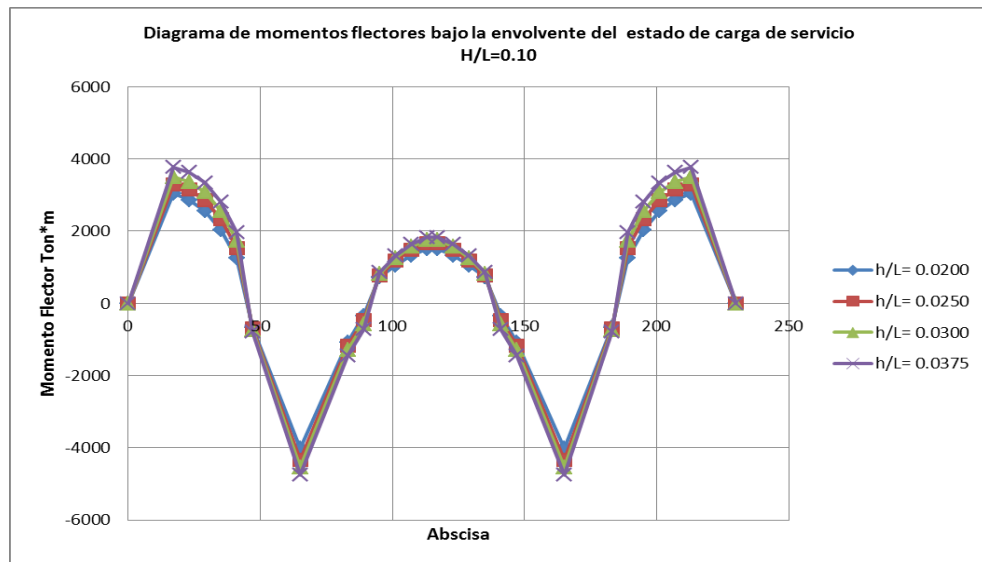


Fig. 29 Diagrama de Momentos Flectores para ECS para diversas cantos del tablero y un misma altura de torre



Influencia del canto del tablero y la altura de la torre en las tensiones del tablero

En el presente análisis se calcularán las tensiones del tablero para los estado de carga permanente y de servicio con el fin de buscar secciones críticas y encontrar lugares donde se requiera un pretensado interno.

Fig. 30 Diagrama de Tensiones Fibra Superior Bajo Carga Permanente $h/L=0.0020$

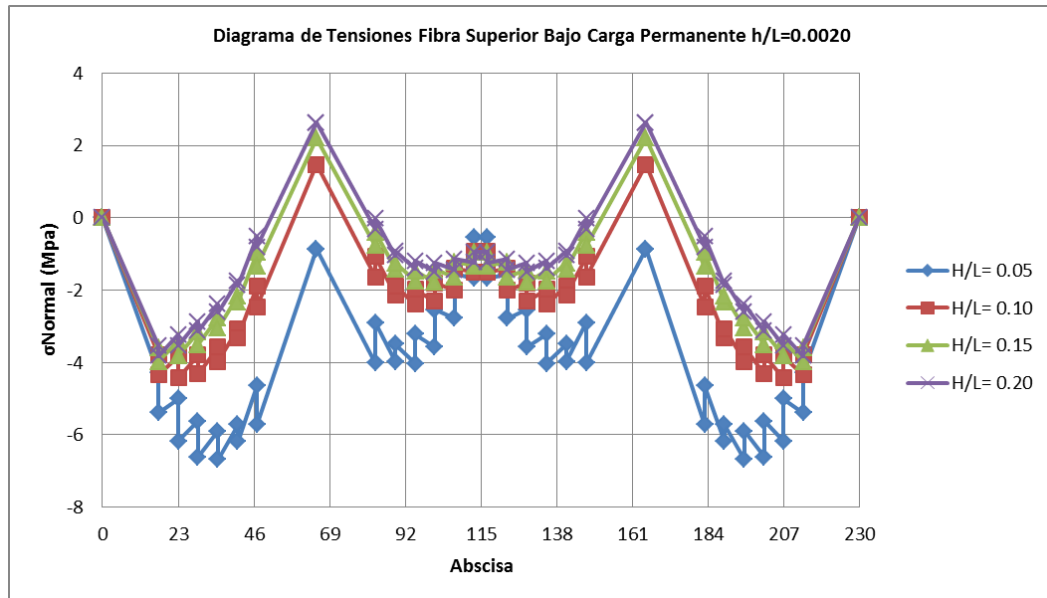
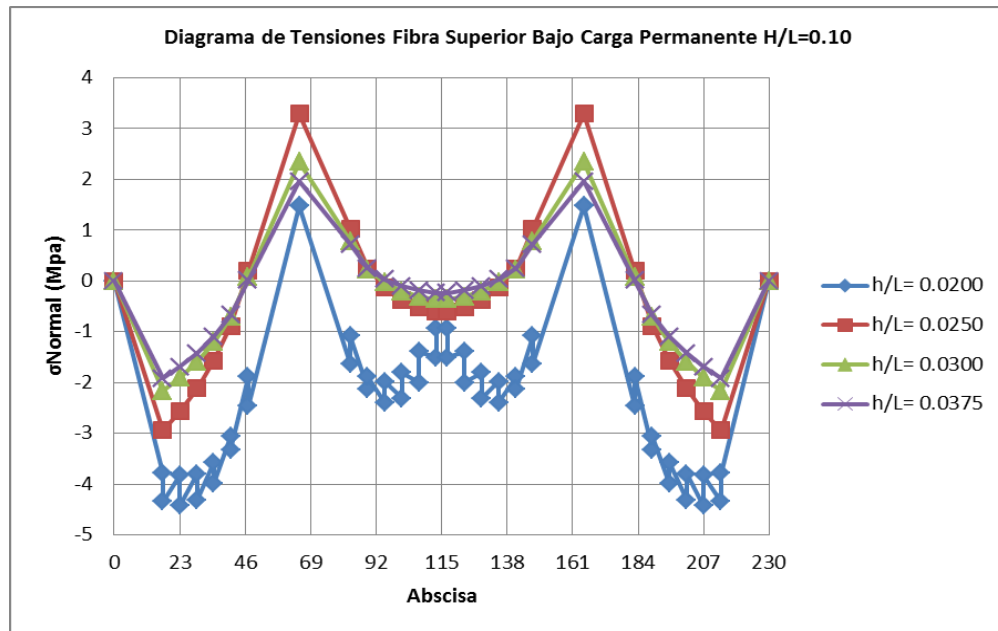


Fig. 31 Diagrama de Tensiones Fibra Superior Bajo Carga Permanente $H/L=0.10$



Realizaré mis comentarios con el siguiente precepto, en caso de superar la la resistencia a tracción del concreto (8 a 14% de la resistencia ultima) requerirá un pretensado interno. Que en este caso tomaré un $9\% \cdot F_c = 0.09 \cdot 40 \text{ MPa} = 3.6 \text{ MPa}$

-Como se acaba de observar para la fibra superior el concreto estaría en capacidad de resistir las solicitaciones a tracción. Pero se debe tener en cuenta que en este modelo se usó un concreto de gran resistencia 40 MPa. Lo cual nos da una buena capacidad de resistencia a tracción y una gran rigidez del tablero que al final de cuentas se transforma en unos esfuerzos muchos más bajos, pero se puede observar que posiblemente para otros tipos de concreto (de más baja resistencia) se puede requerir utilizar un pretensado interno en la fibra superior cerca a los apoyos. Ya que en este estudio se encuentra prácticamente en el límite con algo de sobrediseño.

Tensión de la fibra inferior bajo estado de cargas permanente

Fig. 32 Diagrama de Tensiones Fibra Inferior Bajo Carga Permanente H/L=0.05

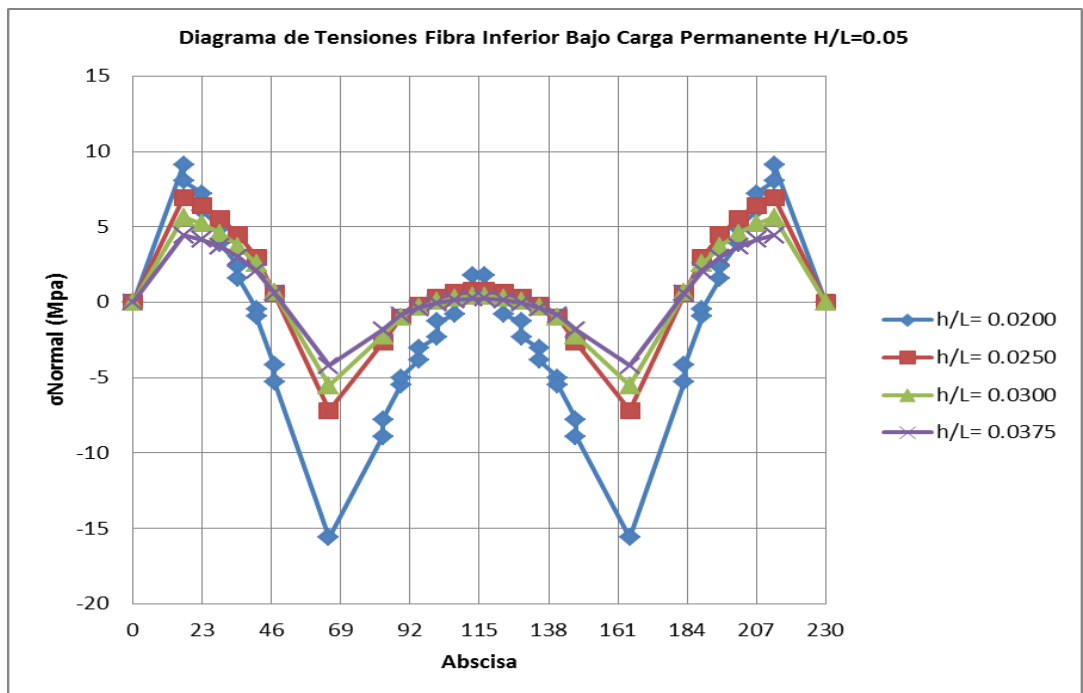
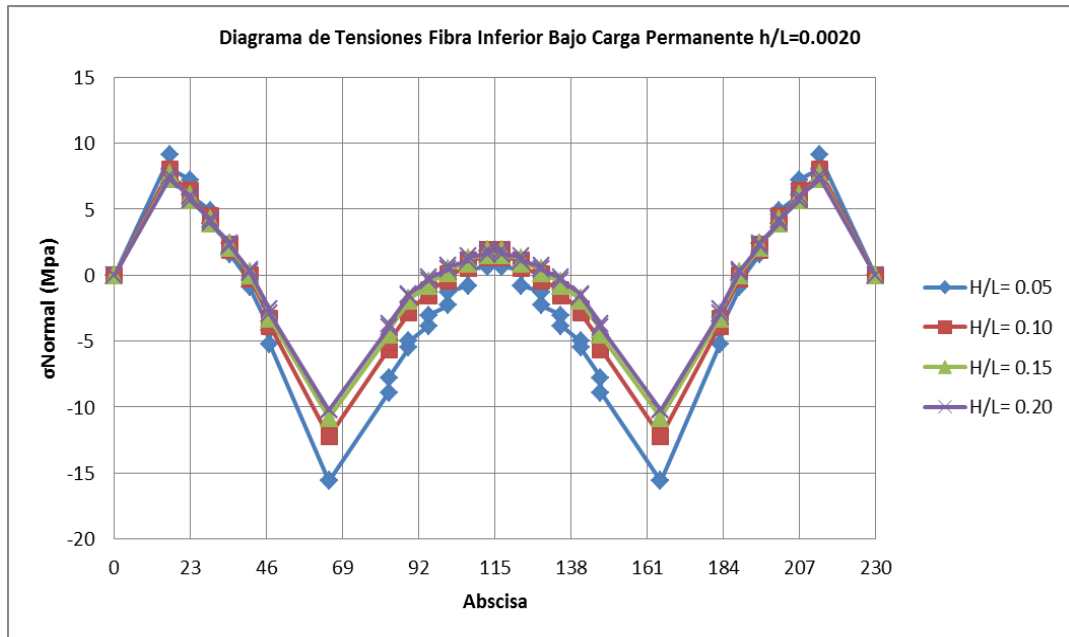


Fig. 33 Diagrama de Tensiones Fibra Inferior Bajo Carga Permanente $h/L=0.0020$



- De manera contraria para la fibra inferior se puede observar en las dos figuras anteriores que tan solo los en los apoyos y el vano central se encuentran a compresión. Dejando en los centros de luz de los vanos laterales altas tracciones, y según la figura 33. Para cantos superiores a $L/30$ la altura de las torres no afecta las tensiones de tracción en estos puntos de una forma considerable.

A continuación se ilustrará el estudio de las envolventes de tensiones considerando las sobrecargas de tráfico. Estas envolventes de tensiones son las tensiones máximas, es decir las me darán los mayores esfuerzos a tracción (positivos).

Fig. 34 Limite Superior de la envolvente de tensión (Cargas de Servicio) de la fibra superior del tablero H/L =0.10

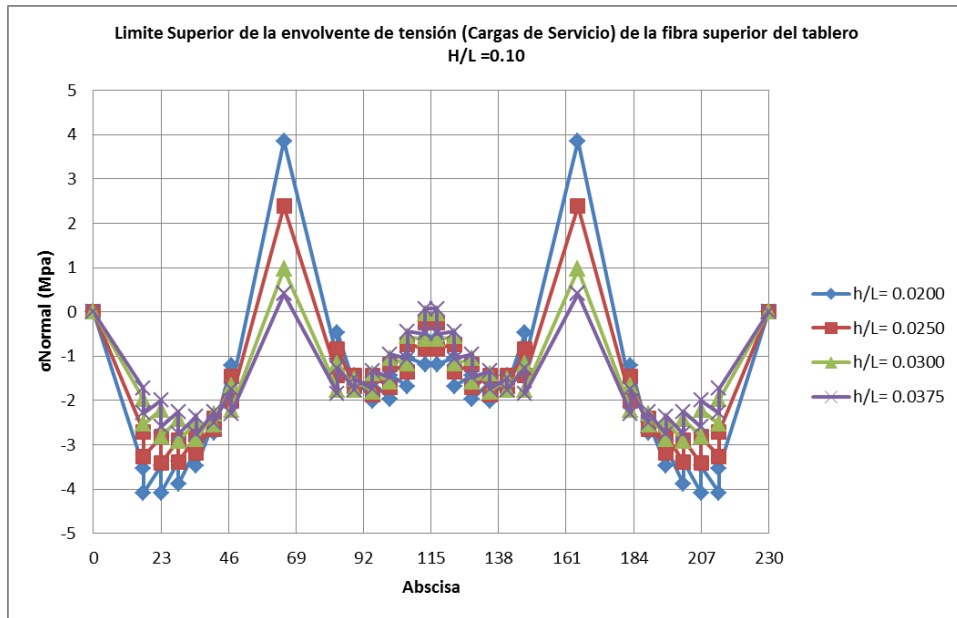
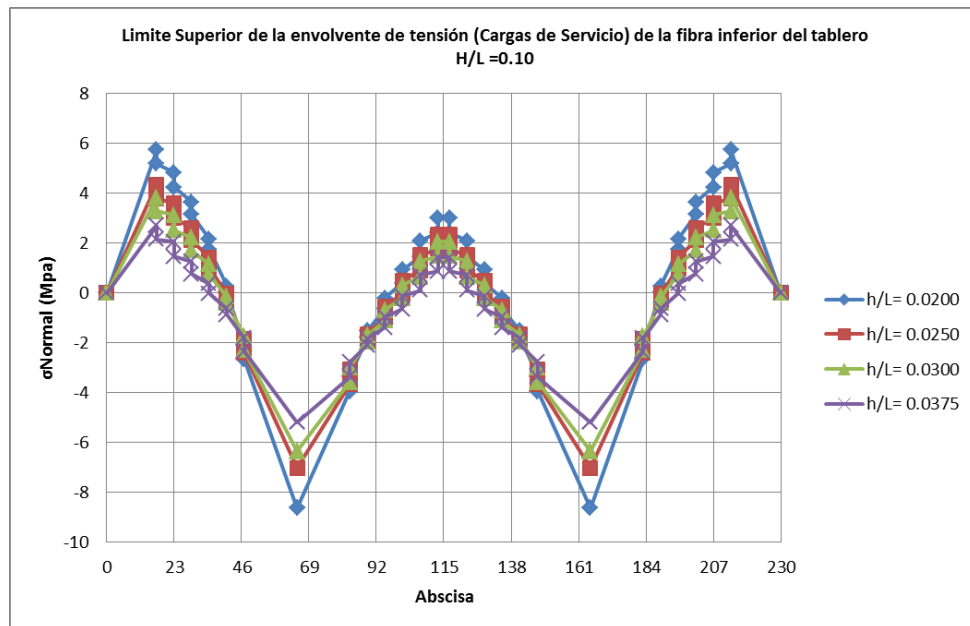


Fig. 35 Limite Superior de la envolvente de tensión (Cargas de Servicio) de la fibra inferior del tablero H/L =0.10



- La máxima tensión a tracción de la sección del tablero en el apoyo de la pila se produce cuando aumentamos la altura de la pila o cuando disminuimos el canto del tablero.

La máxima tracción en el tramo central se produce cuando disminuimos el canto del tablero y la altura de la torre. La solución para los problemas de tracción anteriores es realizar un pretensado interno en las secciones críticas. Además el hecho de que el primer tirante del vano central sea el más esforzado y además sea insuficiente al compensar cargas, se debe considerar usar un canto mayor cerca al apoyo.

La totalidad de las gráficas pueden ser encontradas en el Anexo G.

3. CONCLUSIONES

- Se realizó un estado del arte en el cual se ve la historia y actualidad de esta tipología de puentes.
- Se encontró en la revisión bibliográfica valores de tensiones admisibles que ayudan a controlar el diseño de los tirantes por el fenómeno de fatiga.
- Se estableció una geometría para el modelamiento y posterior análisis de los puentes. Y con esta se logró diseñar los tirantes, logrando una deformada nula en el vano central con el tesado adecuado.
- El puente de tres vanos puede usarse por extensión en puentes de un número mayor de vanos y con vanos intermedios de una misma longitud.

Del Análisis paramétrico respecto al comportamiento en servicio de los puentes de pretensado extradados se pueden extraer las siguientes conclusiones.

- Al disminuir el canto del tablero, la deformada ante las sobrecargas se crece considerablemente aunque en este caso de análisis debido a la alta rigidez del tablero estas deformaciones son pequeñas, del orden de $L/1000$
- Al aumentar el canto del tablero aumenta el peso propio de la estructura lo cual conlleva a una cantidad mayor de material (acero de tirantes). Y al aumentar la altura de la torre esta cantidad de acero de los cables disminuye considerablemente.
- A medida que aumenta la esbeltez del tablero, la variación de tensiones crece.
- Si se toma en cuenta como criterio de diseño por fatiga la otorgada por SETRA para tendones que es de 70 MPa, los puentes deben tener un canto cercano a $L/30$ y que la altura de la torre se encuentre entre $0.10L$ y $0.15L$ ya que para alturas de torre mayores a esta las oscilaciones de tensión serían tan grandes que se deberían utilizar anclajes especiales para puentes atirantados.

- Entre mayor sea la altura de la torre menor será la fuerza axial otorgada por los tirantes. Y en menor medida esta fuerza axial disminuye con el aumento del canto del tablero.
- A un mayor canto de tablero los cortantes aumentarán para una misma altura de torres. Para un mismo canto un aumento en la altura de la torre actúa disminuyendo las fuerzas cortante máximas.
- El valor absoluto de los momentos flectores aumentan con aumento del canto del tablero y al aumentar la altura de la torre, siendo predominante el canto del tablero.
- Las tensiones en las fibras superiores son de tal magnitud que el concreto por sí solo no será capaz de resistirla en los lugares cercanos a los apoyos. En especial antes del primer tirante.
- Las tensiones en las fibras inferiores excederán los valores permitidos de resistencia a tracción del concreto en los centros de vano laterales y en el vano central, este último es debido a la sobrecarga de tráfico.
- La solución para los dos ítems anteriores es realizar un pretensado interno en las secciones críticas. Además el hecho de que el primer tirante del vano central sea el más esforzado y además sea insuficiente al compensar cargas, se debe considerar usar un canto mayor cerca al apoyo.

4. BIBLIOGRAFÍA

- BENJUMEA, Chio & Maldonado. Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte Revista Ingeniería de Construcción Vol. 25 No3, Diciembre de 2010.
- BILLINGTON, D. and Nazmy, A. (1991). "History and Aesthetics of Cable-Stayed Bridges." Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(10), Oct. 1991, 3101-3134.
- CHIO CHO, G. (2000). "Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradado" tesis presentada a la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona para optar por el título de Doctor en filosofía, bajo la supervisión of Angel. C. Aparicio Bengoechea.
- CHIO CHO, G., and Aparicio Bengoechea, A. (2002). "El Puente Pretensado Extradado. Un Nuevo Tipo Estructural." Uis Ingenierias, 1(1), 67 - 73
- DYWIDAG-Systems International Canada Ltd. (2006). DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems. <<http://www.dsicanada.ca/en/downloads/brochures-canada.html>> (April 1, 2008).
- GONZALES BRUNAT, "Estudio de la seguridad a fatiga de tirantes, aplicación a puentes atirantados" Tesina de Especialidad en estructura y edificación Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña. Tutor: Juan Antonio Sobrino. Barcelona Junio de 1997

- HIROSHI Mutsuyoshi & Nguyen Duc Hai, Recent technology of prestressed concrete bridges in Japan. Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-II, August 8-10, 2010, Dhaka, Bangladesh. Amin, Okui, Bhuiyan
- JAPAN Prestressed Concrete Engineering Association (November 2000). Specifications for Design and Construction of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges and Extradosed Bridges (in Japanese). Kasuga (2006) explains the parts of the code relevant to the design of extradosed bridges.
- KASUGA, A. (2006). "Extradosed bridges in Japan." Structural Concrete, 7(3), 91-103.
- MATHIVAT J. (1988), Recent developments in prestressed concrete bridges. FIP Notes, 2, 15-21.
- MERMIGAS K. (2008), Behaviour and Design of Extradosed Bridges. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto.
- RECOMMENDATIONS for Stay Cable Design, Testing and Installation fourth edition 2001.
- SETRA. (2001). Haubans - Recommendations de la commission interministérielle de la précontrainte. Service d'études techniques des routes et autoroutes.

ANEXOS

ANEXO A AVALUO DE CARGAS

Cargas Muertas Sobreimpuestas

Calculo de cargas

Cargas Muertas

Carpeta asfáltica			
Densidad	e	L	W
2300 kg/m ³	0.07 m	8.58 m	1381.4 Kg/m

Baranda Vehicular		
Densidad	Numero	W
200.0 Kg/m	2	400.0 Kg/m

Baranda Peatonal		
Densidad		w
100.0 Kg/m	2	200.0 Kg/m

Total Carga Muerta

$$W = 1981.4 \text{ Kg/m}$$

Cargas Muertas Propias

Canto	Area	Carga lineal
2.00 m	10.2515 m ²	24.6 Ton/m
2.50 m	10.8212 m ²	26.0 Ton/m
3.00 m	11.4027 m ²	27.4 Ton/m
3.75 m	12.2855 m ²	29.5 Ton/m

Cargas Vivas

Para las cargas vivas se utilizó la carga de carril de cuerdo al A.3.4.2 de la tabla A.3.4.2

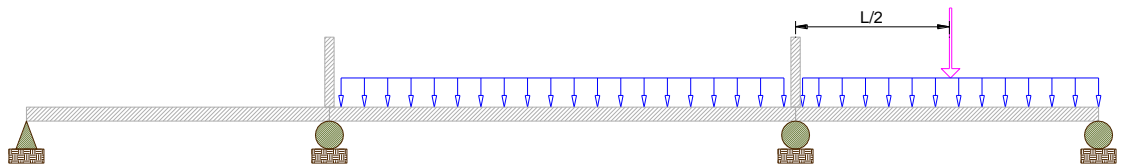
LUZ		CARGA	
Momento:	$L < 28.0$	Camión	$P = 12.0t$
	$28.0 \leq L < 100$	Carril	$w = 1.50 - \frac{L - 28}{200}$
	$L > 100$	Carril	$w = 1.14 \text{ t/m}$
Cortante:	$L < 24.0$	Camión	$P = 16.0t$
	$24.0 \leq L < 134$	Carril	$w = 1.50 - \frac{L - 24}{300}$
	$L \geq 134$	Carril	$w = 1.14 \text{ t/m}$
C 40-95			

Se Utilizó combinaciones obtenidas de las líneas de Influencia dadas por el programa de análisis estructural SAP2000®.

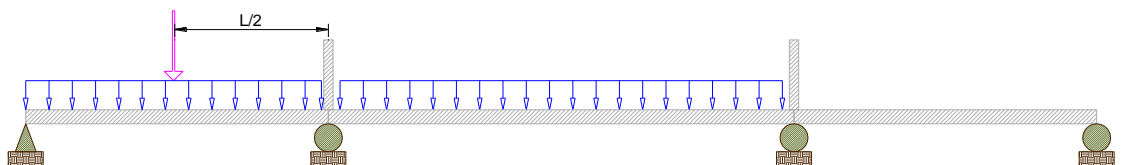
Y finalmente se usaron las siguientes combinaciones y una envolvente de las mismas.

Combinaciones para obtener Momentos

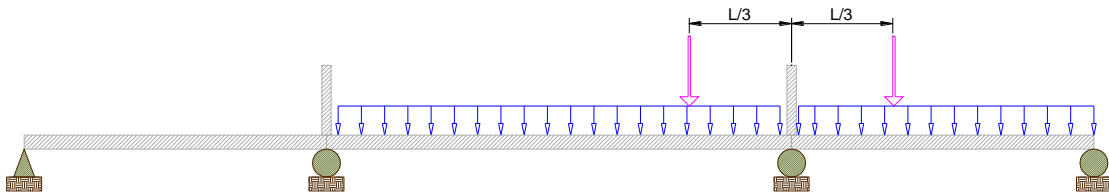
CARRIL M1



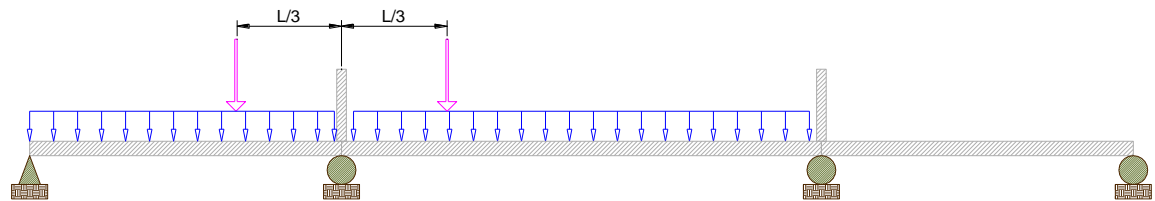
CARRIL M2



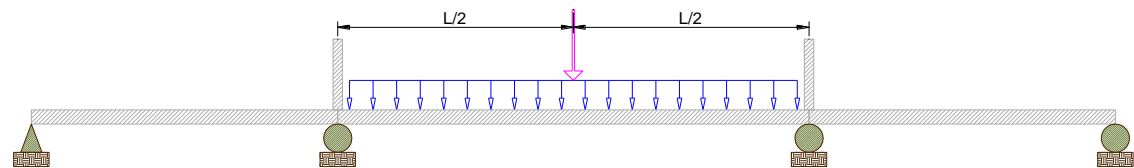
CARRIL M3



CARRIL M4



CARRIL M5



CARRIL M6



Donde la carga distribuida(Azul) fue de 1.14Ton/m y las cargas puntuales (magenta) son de 12 Ton.

Combinaciones para obtener cortantes:

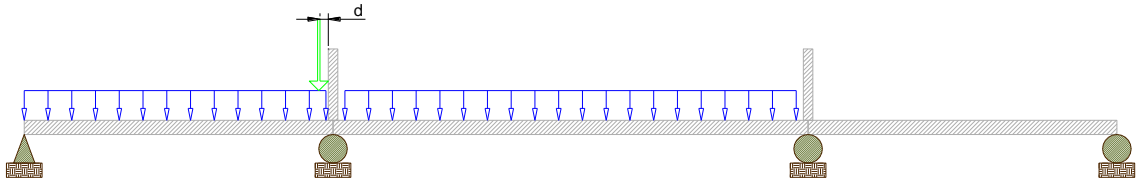
CARRIL V1



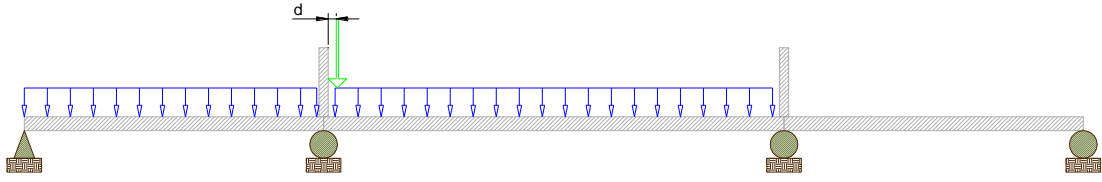
CARRIL V2



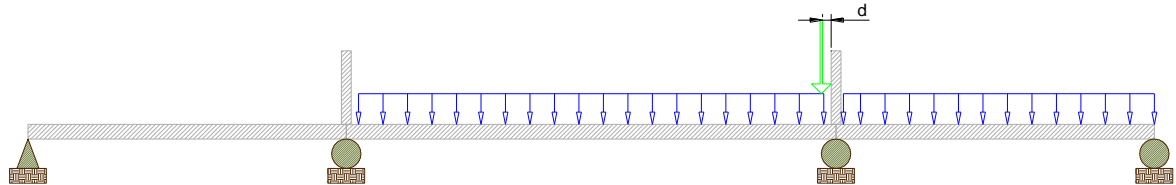
CARRIL V3



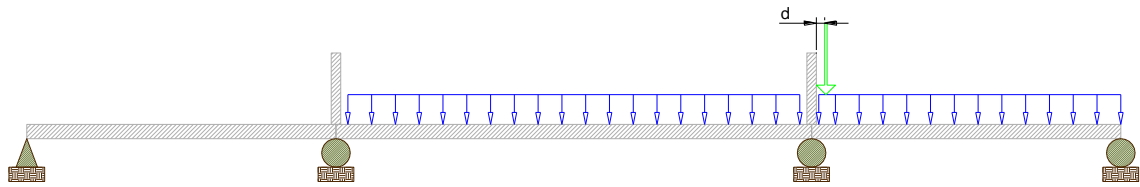
CARRIL V4



CARRIL V5



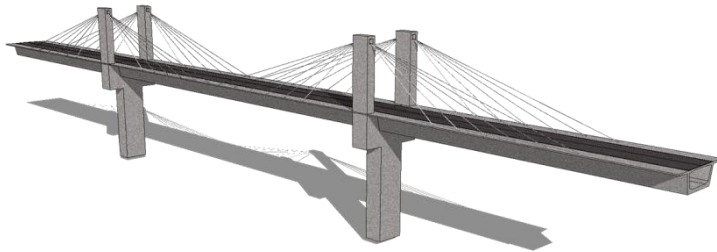
CARRIL V6



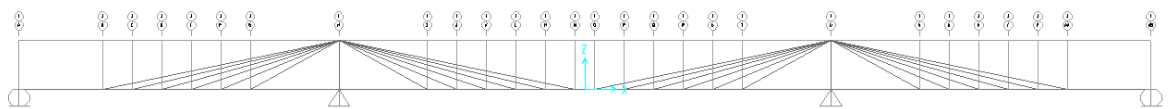
Donde la carga distribuida (Azul) fue de 1.14 Ton/m y las cargas puntuales (verde) son de 16 Ton

ANEXO B CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS

Se parte de un puente tridimensional propuesto



Y se pasa a un modelo bidimensional que es el siguiente.



Para este Modelo se las dos torres que se muestran en la en la figura tridimensional se convierten en una sola con una Inercia que es la suma de las dos alrededor del eje 3.

Los dos planos de cables son remplazados por un plano en el cual se tiene el cuidado de que todo los resultados obtenidos y asignaciones sean con un número par de tendones.

No se tuvo en cuenta las pilas, debido a que éstas son muy rígidas en comparación con el resto de la estructura y no son necesarias en el análisis fueron simuladas como constraints. Un constraint que permite una igualdad de todos los desplazamientos y rotaciones entre la torre y el apoyo y otro constraint que permite tan solo igualdad en los desplazamientos verticales entre el joint del tablero y del apoyo para así simular que se encuentra simplemente apoyado.

Propiedades de las distintas Secciones de tableros:

Section Name		pe200	
Properties			
Cross-section (axial) area	10.2515	Section modulus about 3 axis	5.5
Torsional constant	13.4197	Section modulus about 2 axis	15.8345
Moment of Inertia about 3 axis	5.5113	Plastic modulus about 3 axis	7.202
Moment of Inertia about 2 axis	113.2166	Plastic modulus about 2 axis	29.3873
Shear area in 2 direction	3.1047	Radius of Gyration about 3 axis	0.7331
Shear area in 3 direction	8.616	Radius of Gyration about 2 axis	3.3226

OK Cancel

Section Name		pe250	
Properties			
Cross-section (axial) area	10.8212	Section modulus about 3 axis	7.8
Torsional constant	22.1891	Section modulus about 2 axis	16.8864
Moment of Inertia about 3 axis	9.7123	Plastic modulus about 3 axis	9.8141
Moment of Inertia about 2 axis	120.7376	Plastic modulus about 2 axis	31.4474
Shear area in 2 direction	3.463	Radius of Gyration about 3 axis	0.9472
Shear area in 3 direction	8.6716	Radius of Gyration about 2 axis	3.3397
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Section Name		pe300	
Properties			
Cross-section (axial) area	11.4027	Section modulus about 3 axis	10.2
Torsional constant	32.8878	Section modulus about 2 axis	17.9622
Moment of Inertia about 3 axis	15.2539	Plastic modulus about 3 axis	12.5766
Moment of Inertia about 2 axis	128.4299	Plastic modulus about 2 axis	33.5534
Shear area in 2 direction	3.9307	Radius of Gyration about 3 axis	1.1564
Shear area in 3 direction	8.7027	Radius of Gyration about 2 axis	3.3556
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Section Name		pe375	
Properties			
Cross-section (axial) area	12.2884	Section modulus about 3 axis	14.
Torsional constant	52.1648	Section modulus about 2 axis	19.5972
Moment of Inertia about 3 axis	26.244	Plastic modulus about 3 axis	17.0023
Moment of Inertia about 2 axis	140.1202	Plastic modulus about 2 axis	36.7535
Shear area in 2 direction	4.7056	Radius of Gyration about 3 axis	1.4614
Shear area in 3 direction	8.7212	Radius of Gyration about 2 axis	3.3768

Estos datos fueron obtenidos con el Programa AutoCAD® y corroborados con el Apartado Bridge Deck Sections de SAP2000®.

Los Tirantes fueron modelados como elementos tipo Frame con propiedades de cortante y momento iguales a cero

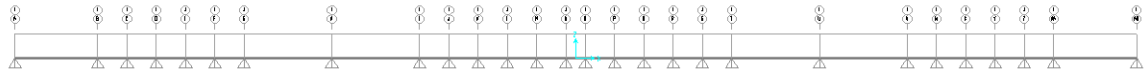
Frame Property/Stiffness Modification Factors	
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0
Shear Area in 3 direction	0
Torsional Constant	0
Moment of Inertia about 2 axis	0
Moment of Inertia about 3 axis	0
Mass	1
Weight	1

Por esta razón es usado un análisis lineal estático en vez de un análisis no lineal como es el caso de los elementos tipo cable.

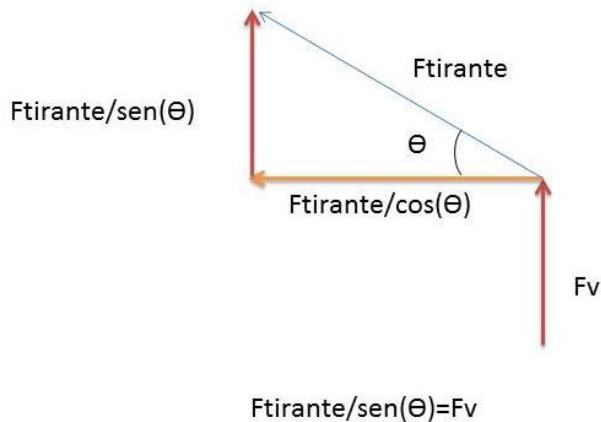
ANEXO C DISEÑO DE TIRANTES

Para el diseño de tirantes se hace un análisis iterativo cuyo objetivo es buscar el número de tendones con su respectiva fuerza de tesado para cada tirante, el cual otorgue la fuerza necesaria que de una deformada cero en el vano central y además no sobrepase el esfuerzo admisible F_p .

Para esto inicialmente se hace un modelo con apoyos en los lugares donde van los tirantes para sí saber la fuerza vertical necesaria para lograr una deformada cero



Conocidas las reacciones, estas son convertidas en fuerzas de los tirantes gracias al ángulo de inclinación del tirante.



Con esto se calcula la fuerza debida en cada tirante y bajo la siguiente condición.

$$F_{tirante} = Axil_{p+D}$$

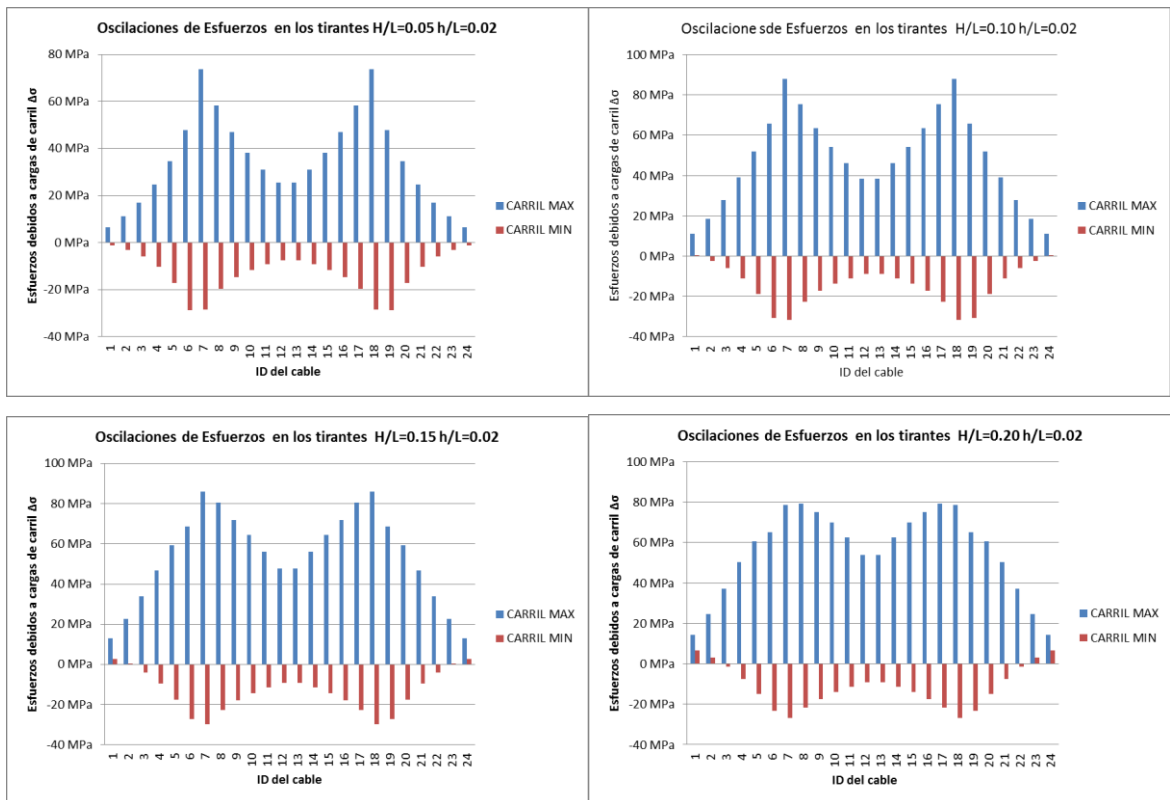
$$F_{tirante} = Axil_{p+D} + \Delta\sigma_l * A \leq 0.6F_{pu}$$

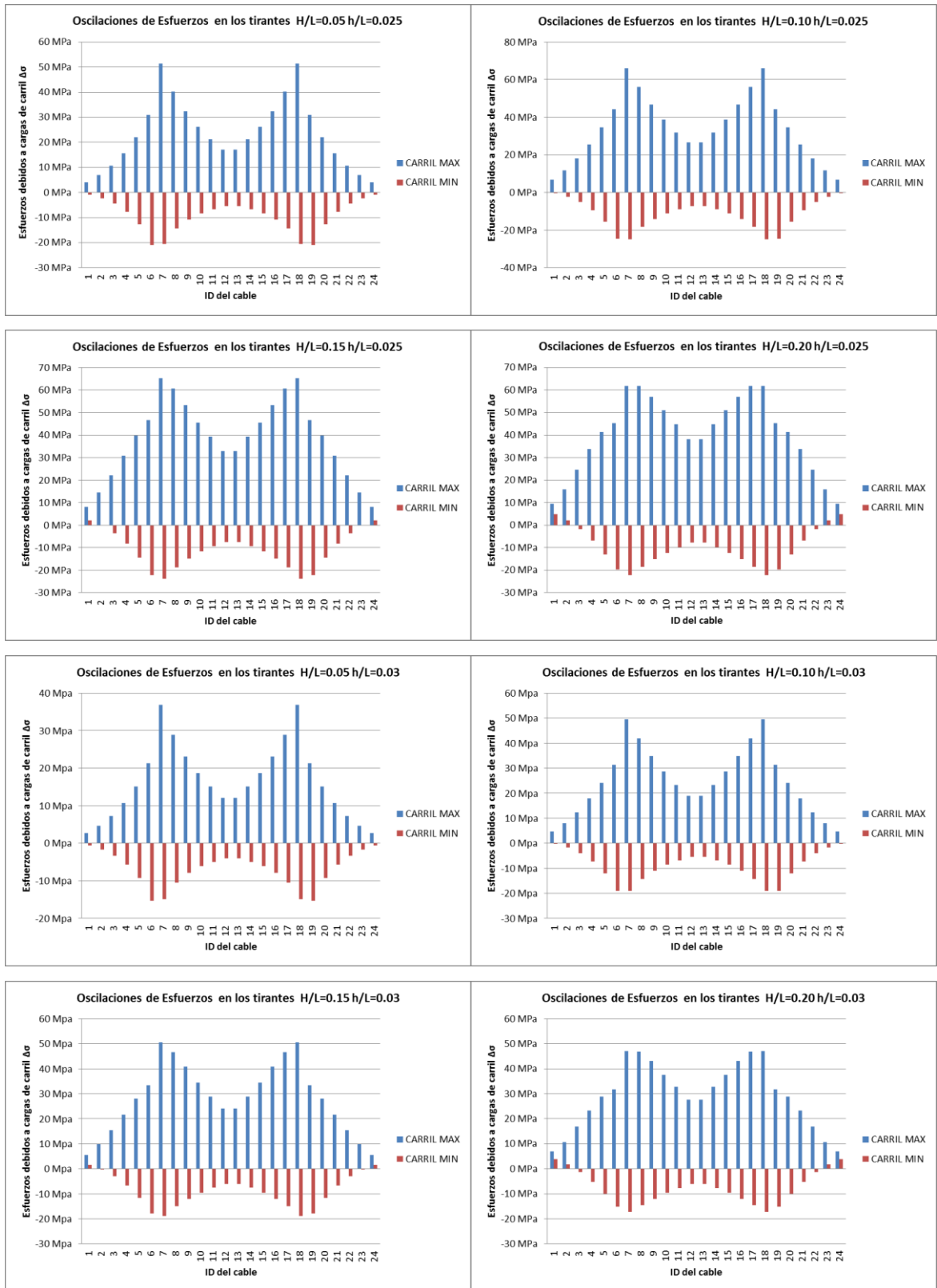
Se itera para los 24 tirantes bajo este precepto hasta lograr la configuración óptima.

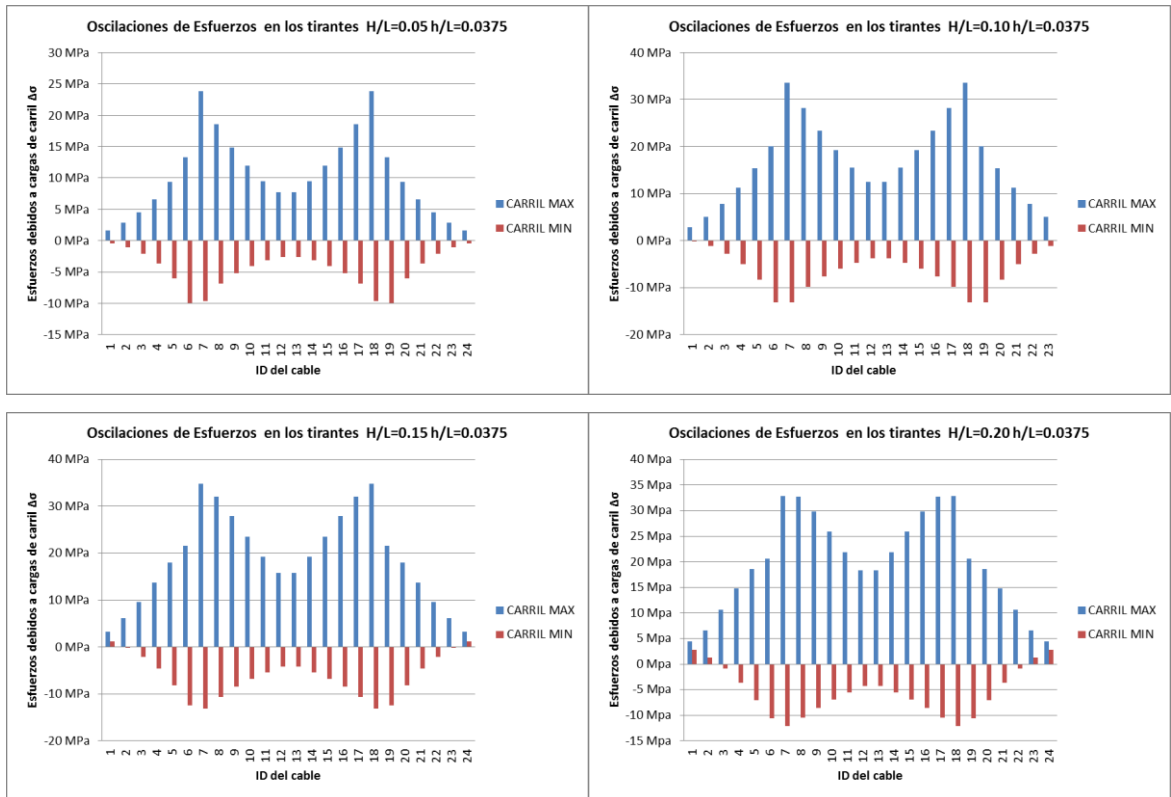
De este proceso se obtiene la siguiente configuración de tirantes para cada uno de los casos analizados

H torre	5	5	5	5	10	10	10	10	15	15	15	15	20	20	20	20
h tablero	2.00	2.50	3.00	3.75	2.00	2.50	3.00	3.75	2.00	2.50	3.00	3.75	2.00	2.50	3.00	3.75
Id del Cable	Numero de torones de 0.6"															
1	78	82	84	90	40	42	44	46	28	30	30	32	22	22	24	26
2	84	88	92	98	44	46	48	50	30	32	34	36	24	26	26	28
3	70	74	78	84	38	38	40	44	26	28	28	30	22	22	22	24
4	58	60	62	68	30	32	34	36	22	24	24	26	18	18	20	20
5	36	38	40	42	20	20	22	22	14	16	16	16	12	12	14	14
6	82	86	90	96	46	48	50	54	36	36	38	40	32	32	34	34
7	82	86	90	96	46	48	50	54	36	36	38	40	32	32	34	34
8	36	38	40	42	20	20	22	22	14	16	16	16	12	12	14	14
9	58	60	62	68	30	32	34	36	22	24	24	26	18	18	20	20
10	70	74	78	84	38	38	40	44	26	28	28	30	22	22	22	24
11	84	88	92	98	44	46	48	50	30	32	34	36	24	26	26	28
12	78	82	84	90	40	42	44	46	28	30	30	32	22	22	24	26

ANEXO D ESFUERZOS PARA CADA ARREGLO DE CABLES

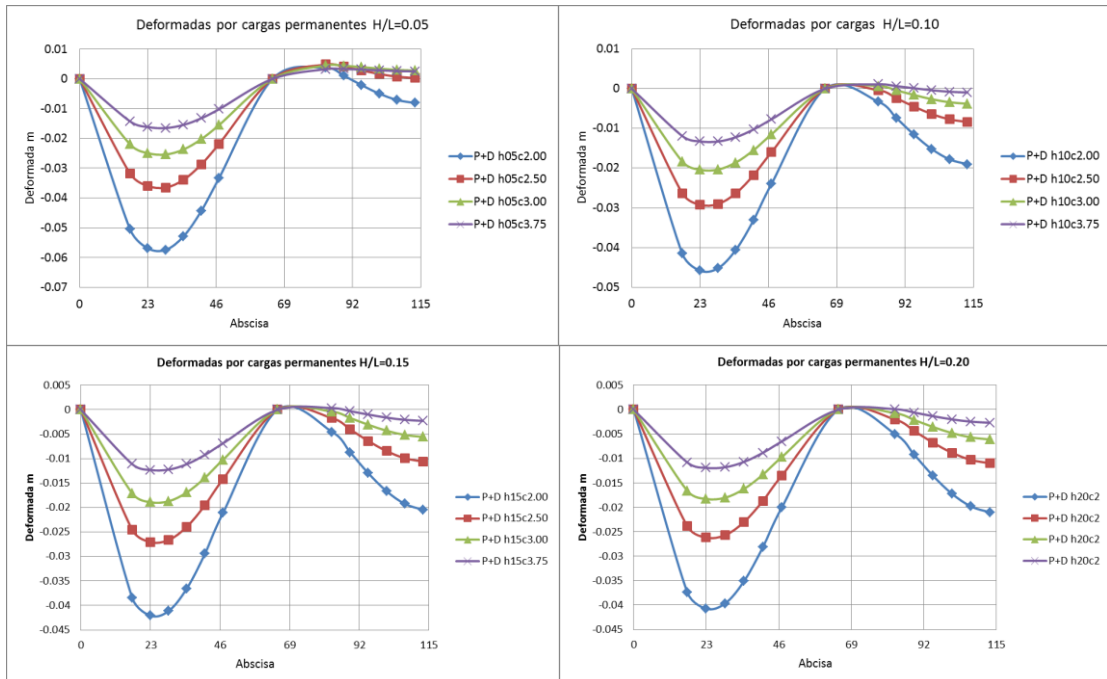




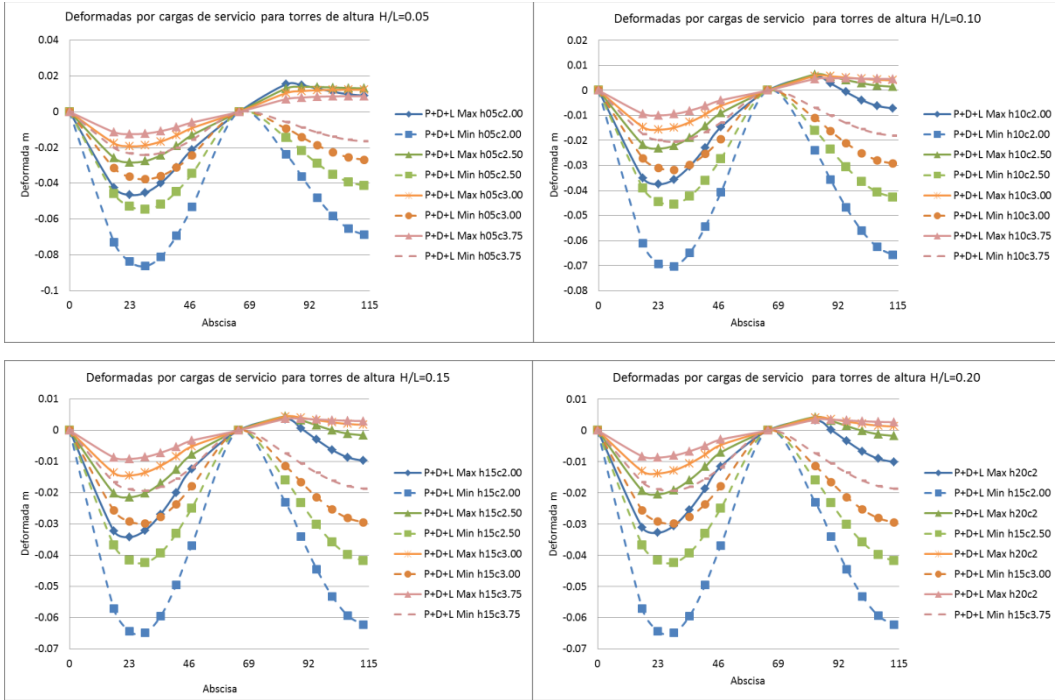


ANEXO E DEFORMADAS

Por cargas Permanentes

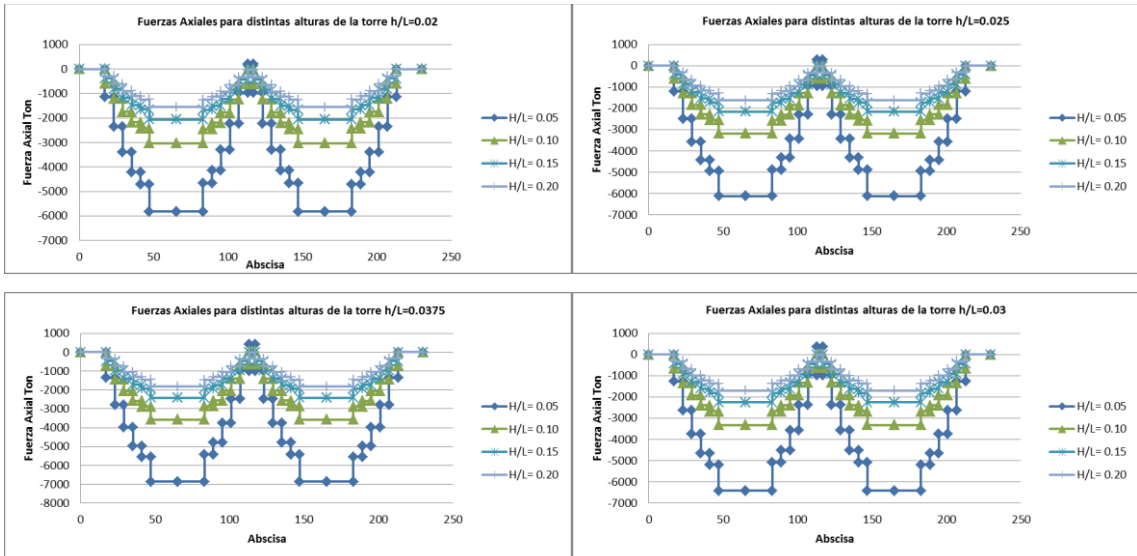


Por cargas de Servicio

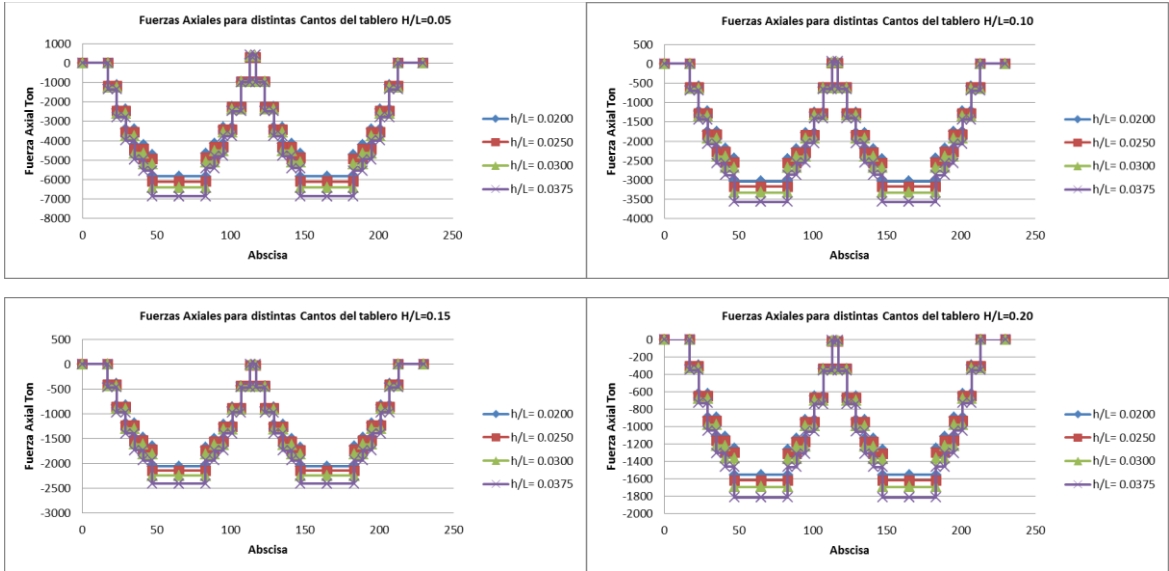


ANEXO F FUERZAS EN EL TABLERO

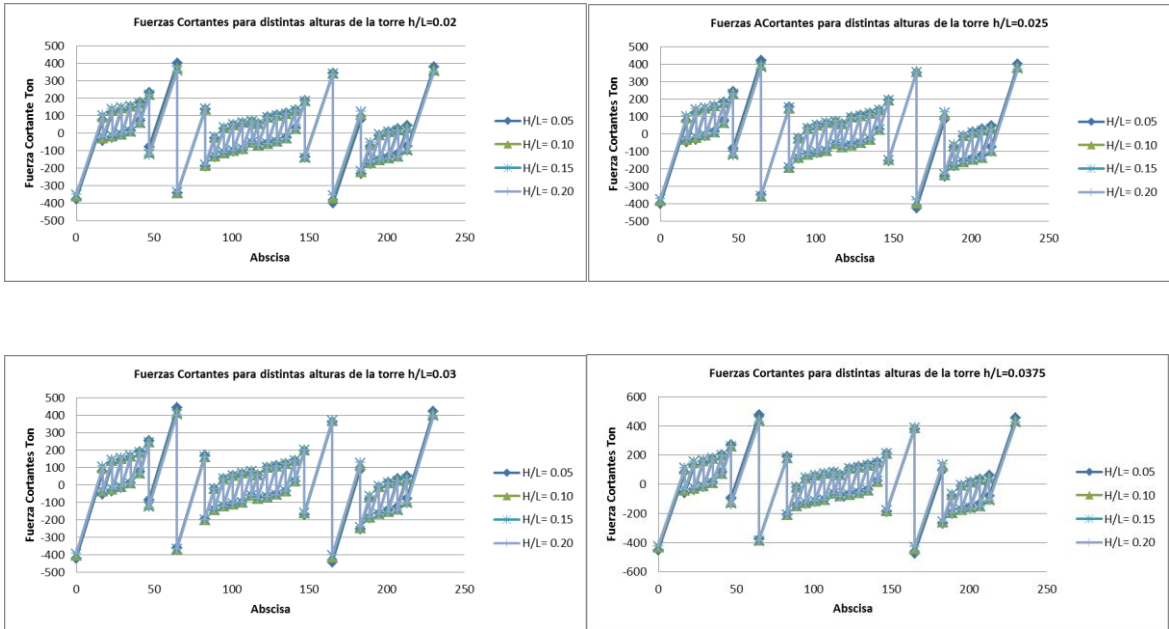
Fuerzas axiales para distintas alturas de la torre y un mismo canto.



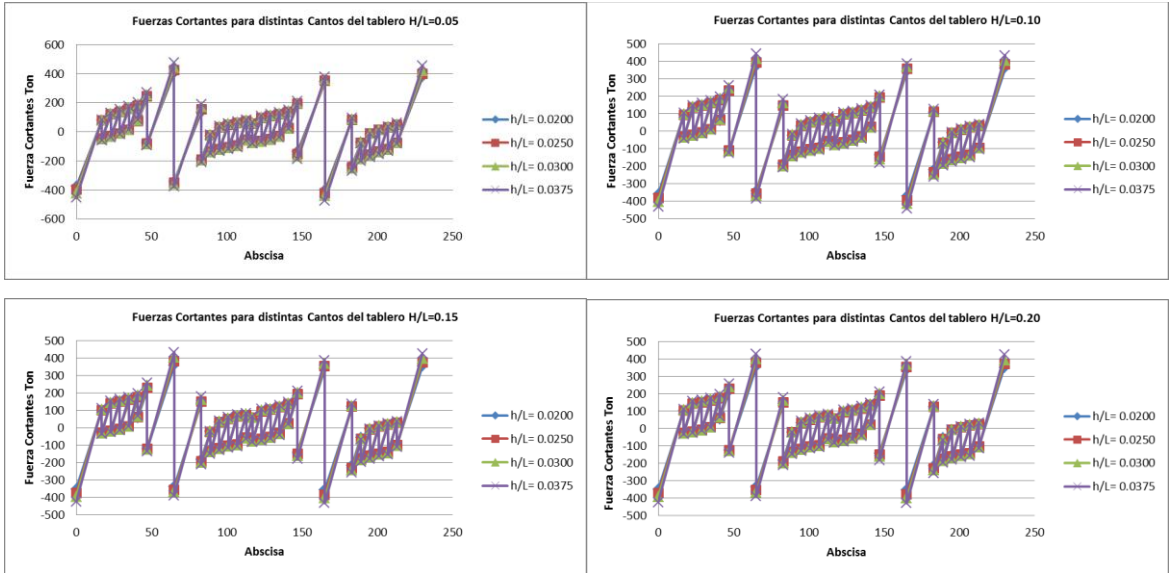
Fuerzas axiales para distintos cantos del tablero y una misma altura de la torre.



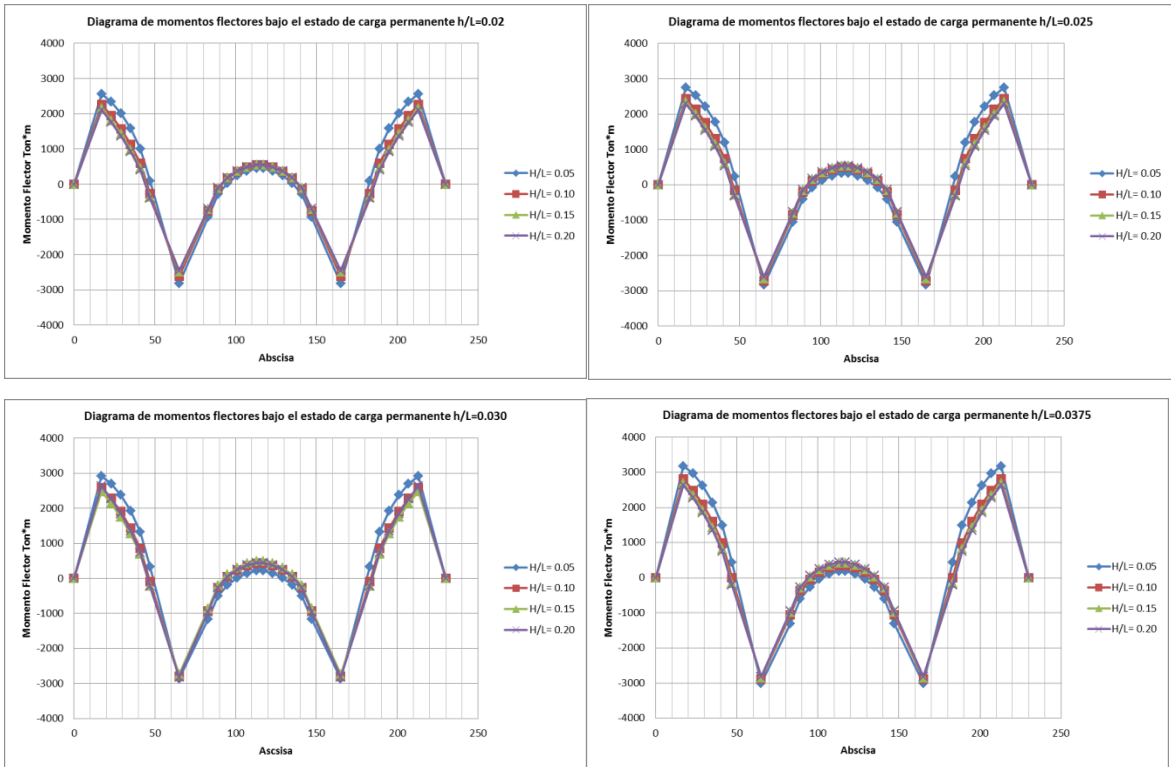
Fuerzas Cortantes para distintas alturas de la torre y un mismo canto.



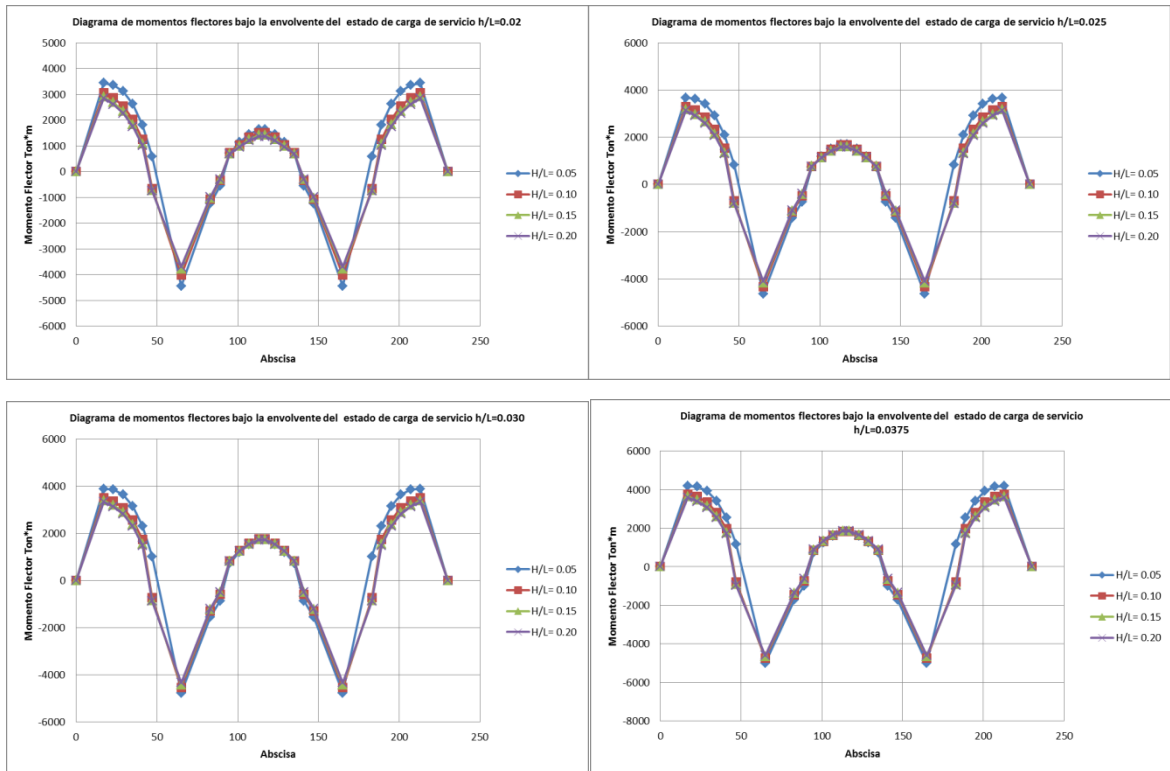
Fuerzas cortantes para distintos cantos del tablero y una misma altura de la torre}



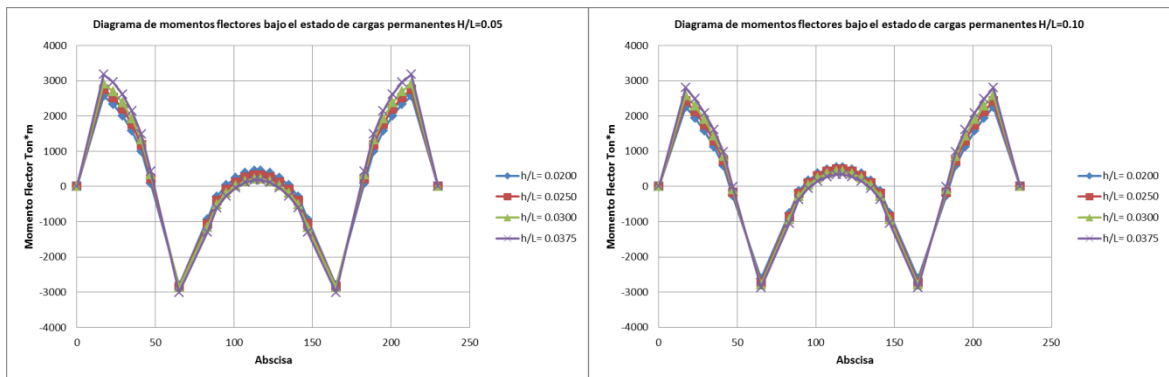
Momentos flectores para diversas alturas de la torre manteniendo el canto del tablero bajo el estado de cargas permanente.

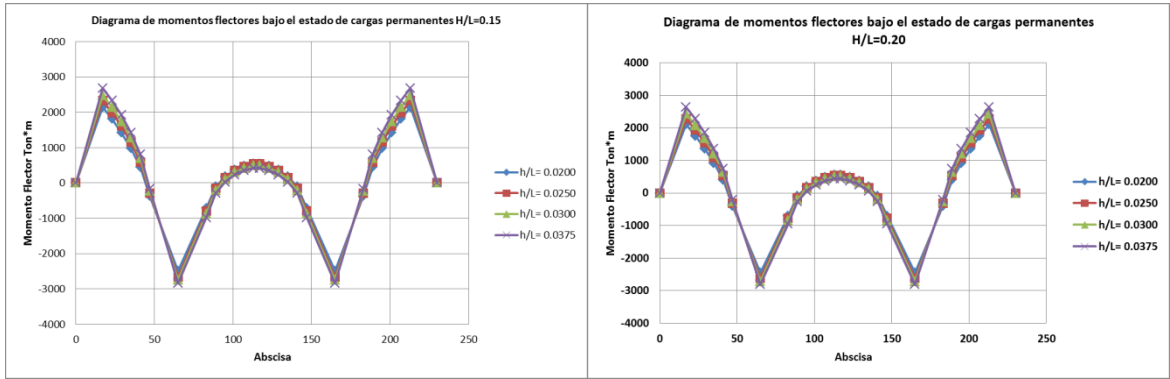


Momentos flectores para diversas alturas de la torre manteniendo el canto del tablero bajo el estado de cargas de servicio.

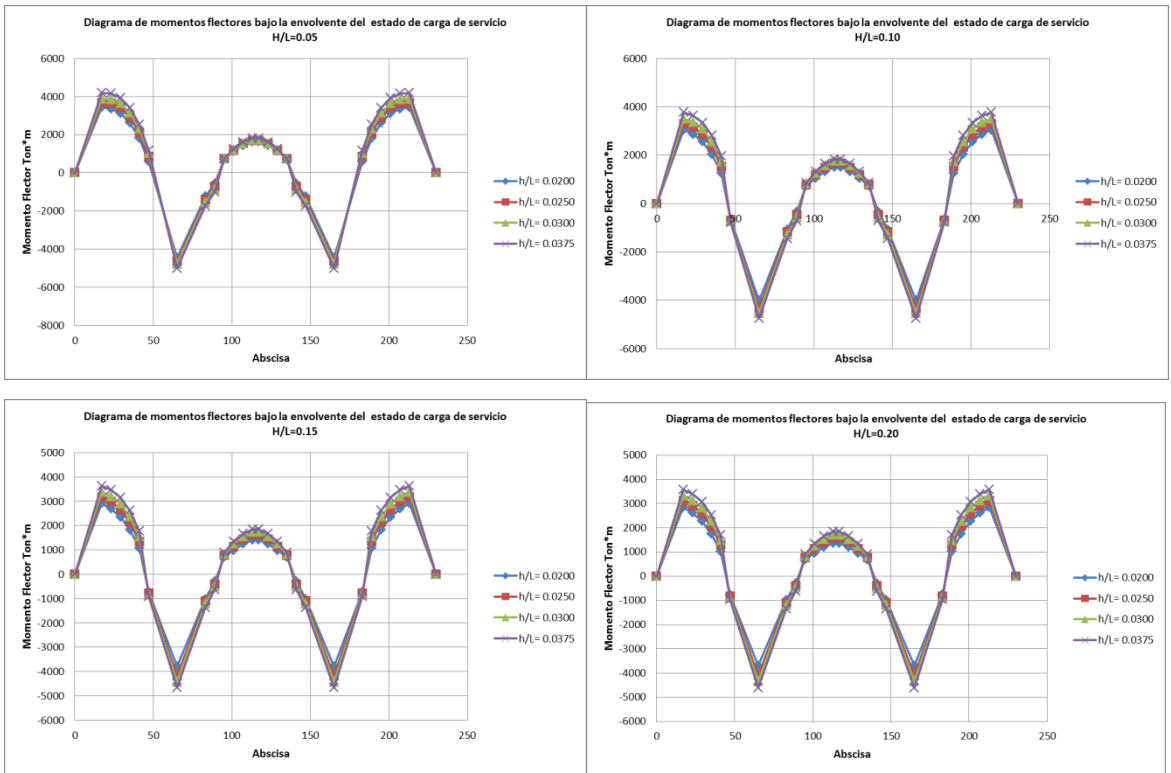


Momentos flectores para diversos cantos del tablero manteniendo la altura de la torre bajo estado de cargas permanentes.



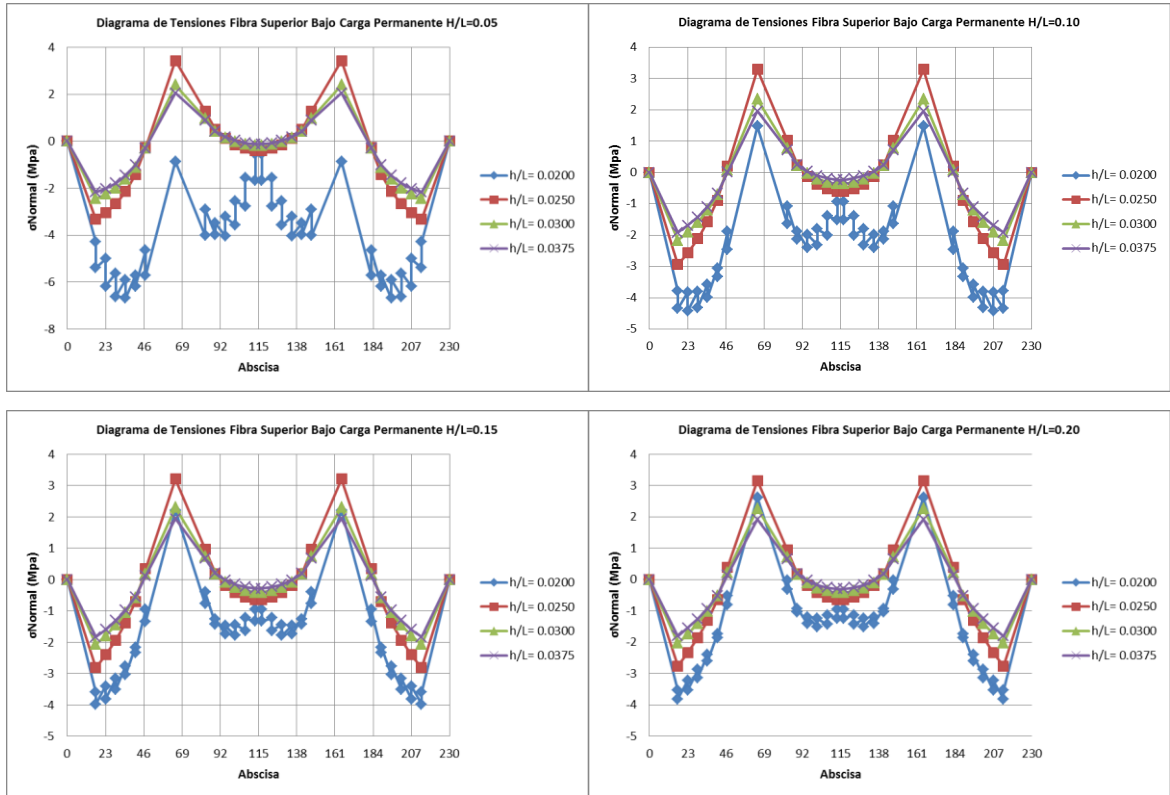


Momentos flectores para diversos cantos del tablero manteniendo la altura de la torre bajo estado de cargas de servicio.

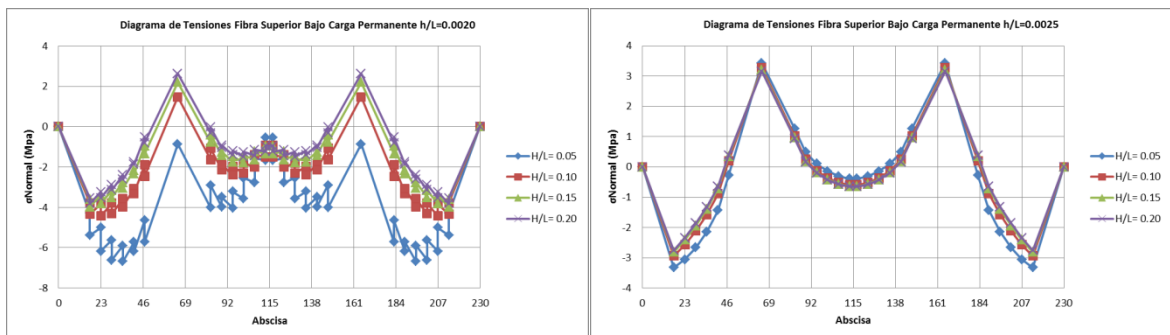


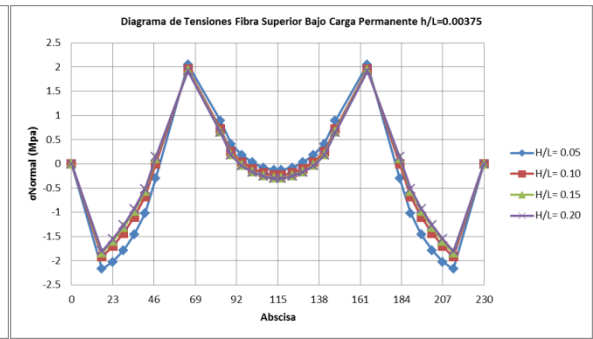
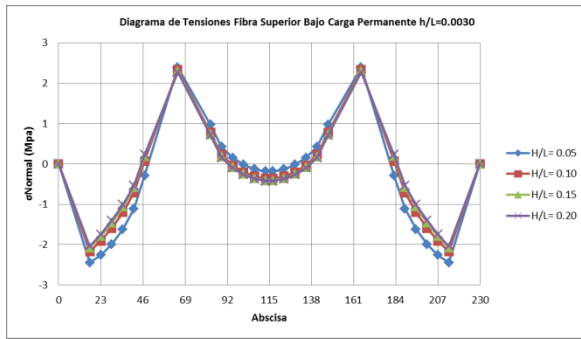
ANEXO G TENSIONES EN LAS FIBRAS SUPERIOR E INFERIOR DEL TABLERO

Tensiones en la fibra superior para diversos cantos del tablero manteniendo la altura de la torre bajo el estado de cargas permanentes.

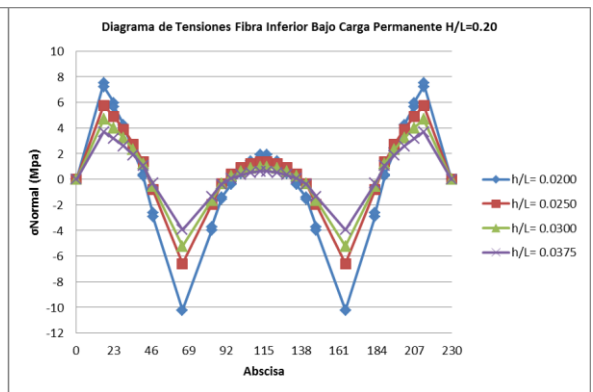
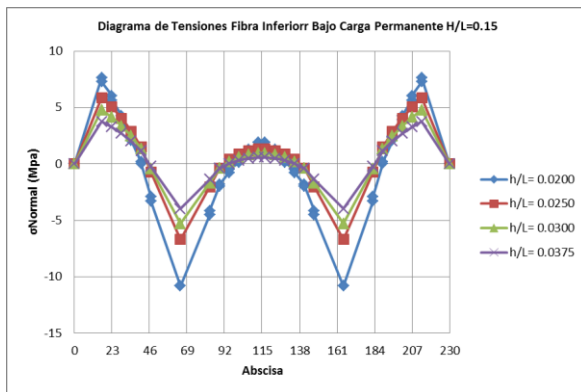
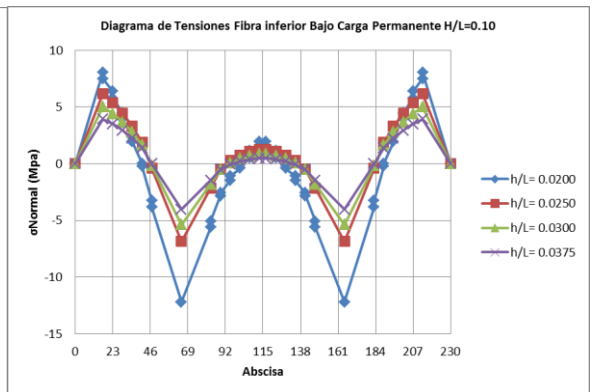
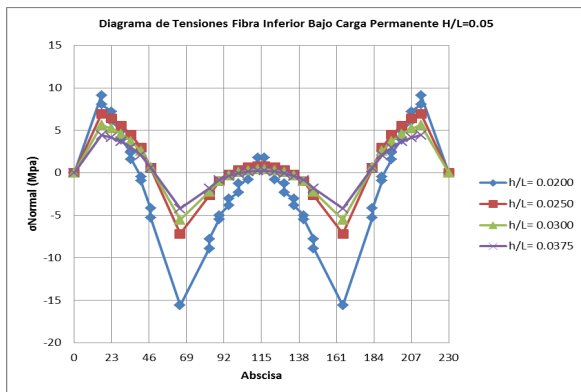


Tensiones en la fibra superior para diversas alturas de la torre manteniendo el canto del tablero bajo el estado de cargas permanentes.

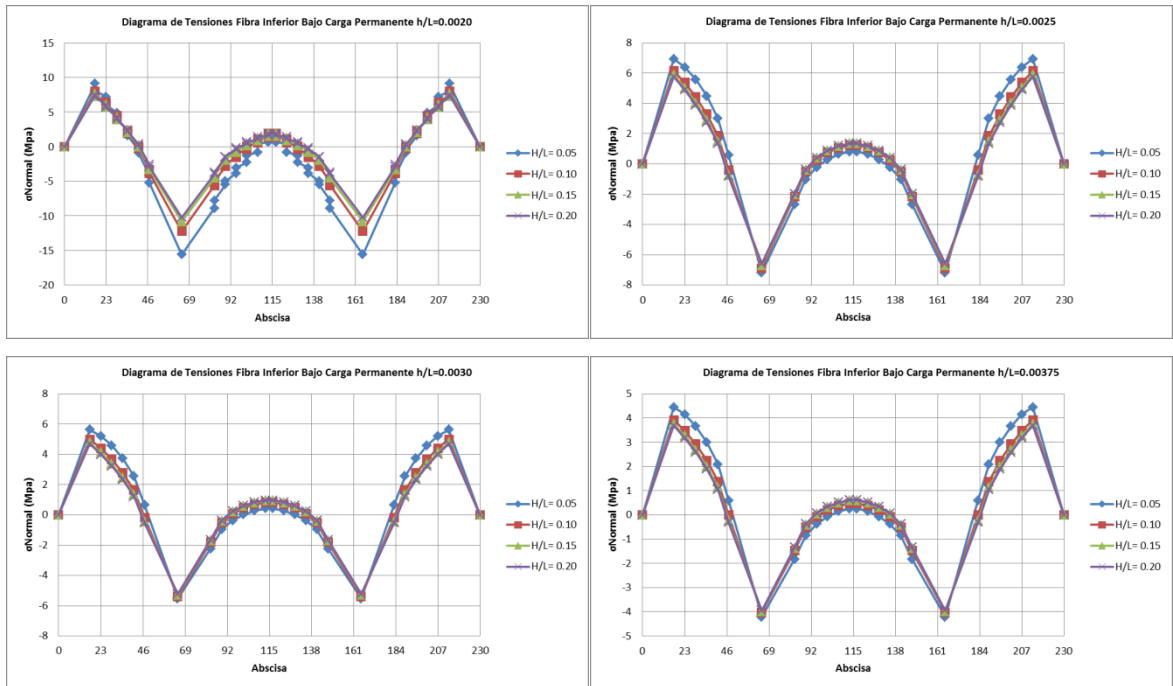




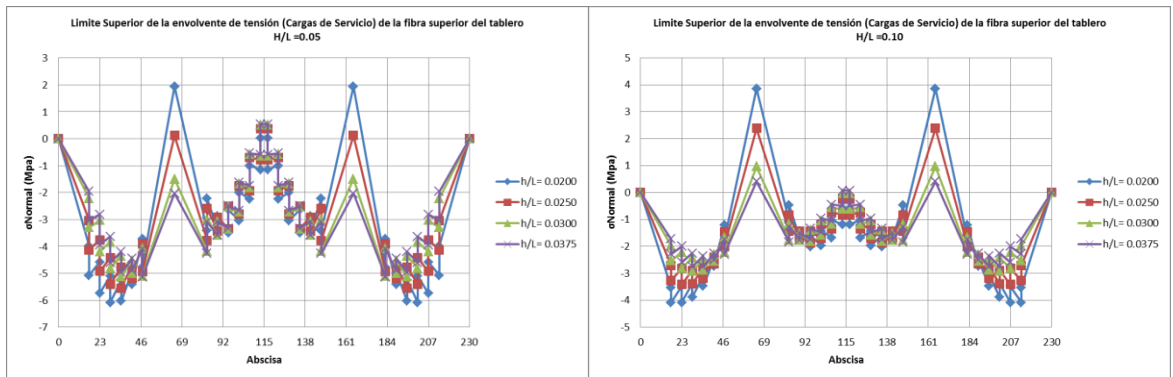
Tensiones en la fibra inferior para diversos cantos del tablero manteniendo la altura de la torre bajo el estado de cargas permanentes.

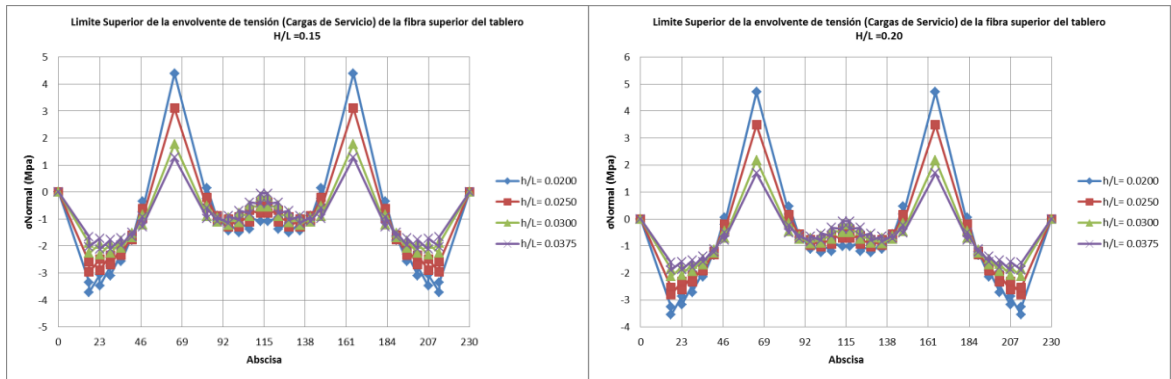


Tensiones en la fibra inferior para diversas alturas de la torre manteniendo el canto del tablero bajo el estado de cargas permanentes

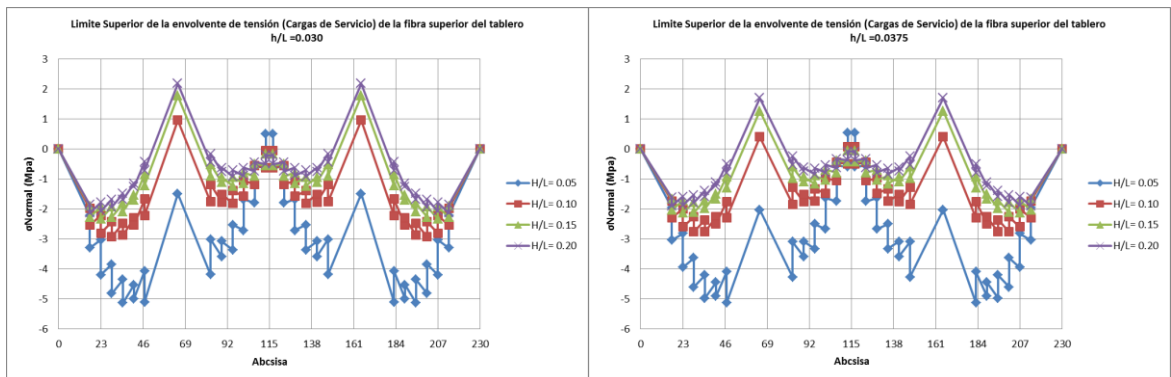
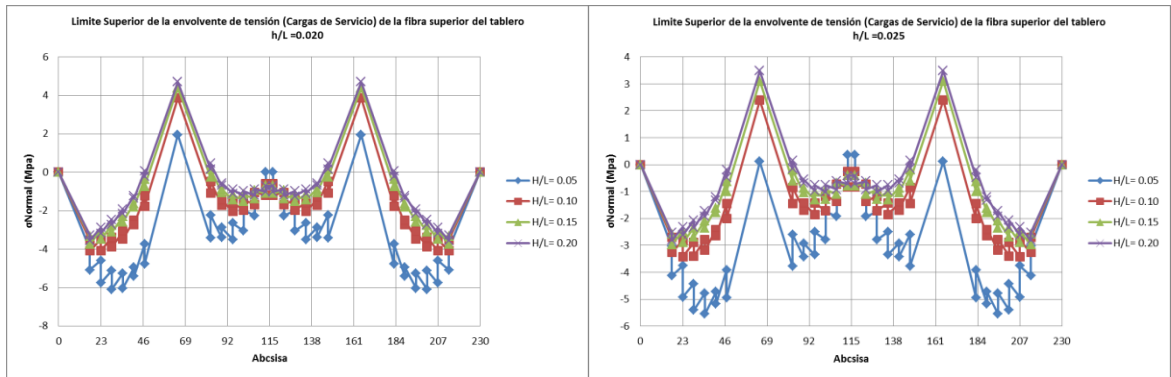


Tensiones en la fibra superior (envolvente máxima) para diversos cantos del tablero manteniendo la altura de la torre bajo el estado de cargas de servicio.

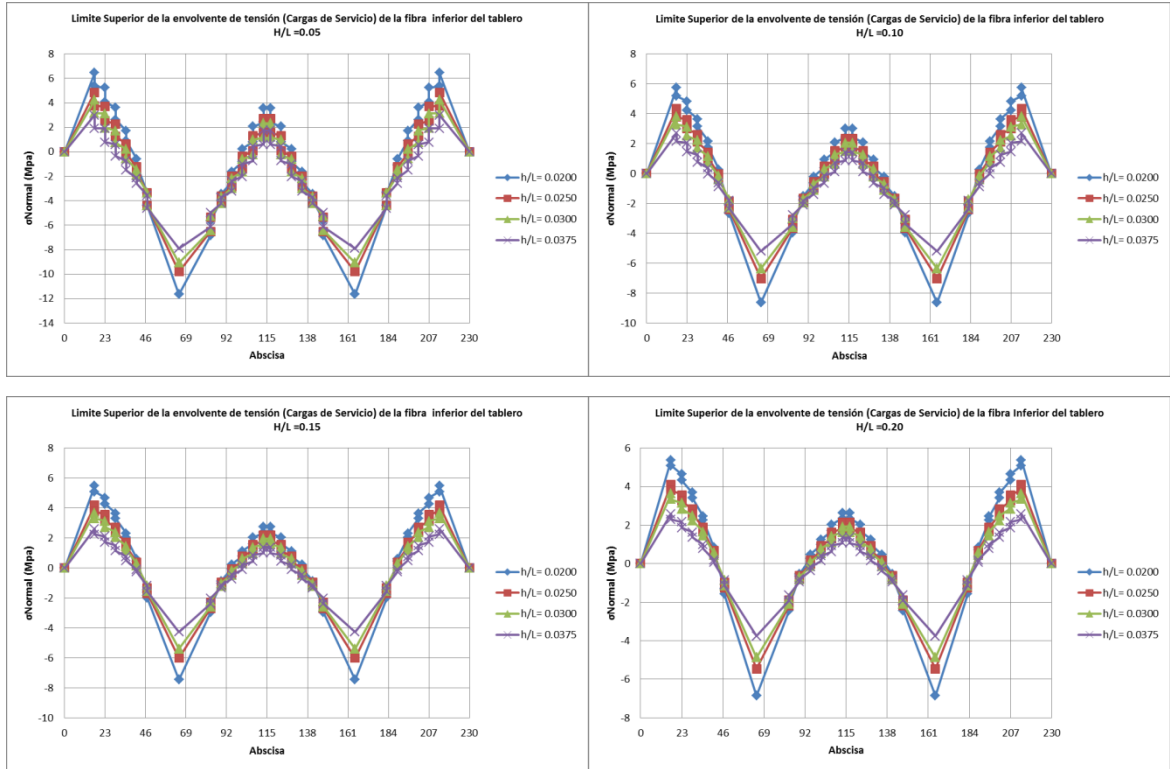




Tensiones en la fibra superior (envolvente máxima) para alturas de la torre manteniendo el canto del tablero bajo el estado de cargas de servicio.



Tensiones en la fibra inferior (envolvente máxima) para diversos cantos del tablero manteniendo la altura de la torre bajo el estado de cargas de servicio.



Tensiones en la fibra inferior (envolvente máxima) para alturas de la torre manteniendo el canto del tablero bajo el estado de cargas de servicio.

