

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CON
PRETENSADO EXTRADOSADO DE LUZ CENTRAL 150 m , AL VARIAR LA
ALTURA DEL PILONO

DIEGO ANDRES ROMERO VILLAMIZAR
MARIO FERNANDO MEJIA RAMOS

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA

2011

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CON
PRETENSADO EXTRADOSADO DE LUZ CENTRAL 150 m , AL VARIAR LA
ALTURA DEL PILONO

DIEGO ANDRES ROMERO VILLAMIZAR
MARIO FERNANDO MEJIA RAMOS

Trabajo de Grado para optar el título de Ingeniero Civil en la modalidad de
trabajo de investigación.

Director

Gustavo Chio Cho

Ph.D Ingeniero Civil

Codirector

José Miguel Benjumea Royero

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA

2011

AGRADECIMIENTOS

Al director de proyecto, Ph.D. Gustavo Chio Cho por la gran ayuda prestada a lo largo de estos meses, la dedicación brindada y sus consejos para nuestra vida profesional.

Al codirector de proyecto, Ingeniero Civil José Miguel Benjumea Royero, quien fue nuestro guía, mil gracias por el tiempo, dedicación y su constante interés sobre la evolución de este trabajo.

A la Universidad Industrial de Santander, escuela de ingeniería civil, profesores, compañeros y amigos.

A mi madre que siempre estuvo a mi lado brindándome su apoyo incondicional y con este logro ve culminada su meta, a mi hermana mi modelo a seguir y quien fue mi consejera en los momentos difíciles, a mi sobrino que me dio otra razón para vivir y a mis amigos y compañeros de estudio con quienes compartí momentos inolvidables.

Diego Andrés Romero Villamizar

A mi padre por su; apoyo incondicional brindado, amor, consejos, sabiduría, esfuerzo por sacarnos adelante, su educación que fueron pilares fundamentales a seguir y superar.

A mi madre por su; amor, compañía, consejos, porque siempre estuvo pendiente de mi, por comprenderme en los momentos mas difíciles de mi vida y apoyarme.

A mi hermano por su; amor, por compartir su vida al lado mio, por aprender y acompañarme en cada una de nuestras aventuras.

A mi hijo que ha sido una bendición y una razón más por culminar mis estudios y ofrecerle el mismo amor y educación que mis padres me brindaron.

A mi novia por estar siempre pendiente de mi, por el amor brindado y en especial por estar siempre acompañando a mi hijo.

A mi familia que ha sido una unión de amor y fe, en donde crecí y fortalecí espiritualmente, ademas por los consejos de cada uno de ellos recibidos.

A mis amigos y compañeros.

En memoria de mis abuelos Salomon Ramos y Samuel Mejia.

A mi pueblo Santiago Putumayo.

Mario Fernando Mejia Ramos

Índice general

1. INTRODUCCIÓN	21
2. OBJETIVOS	23
2.1. Objetivo general	23
2.2. Objetivos específicos	23
3. MARCO TEÓRICO	24
4. DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DEL MODELO	35
4.1. Geometría del puente con pretensado extradosado estudiado.	35
4.1.1. Longitud del vano central:	35
4.1.2. Longitud de los vanos laterales	36
4.1.3. Pilono	36
4.1.4. Tablero	37
4.1.5. Tirantes o cables extradosados	37
4.1.6. Soportes del puente	39
4.2. Análisis de cargas consideradas	39
4.3. Descripción del proceso de análisis	45
5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO AL VARIAR LA ALTURA DEL PILONO.	60
5.1. Influencia de la variación de la altura del pilono en la tensión de los tirantes	60
5.2. Influencia de la variación de la altura del pilono en la deformada del tablero	66
5.3. Influencia de la variación de la altura del pilono en las fuerzas internas del tablero	71
5.4. Influencia de la variación de la altura del pilono en las tensiones del tablero	74

6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN	79
6.1. CONCLUSIONES	79
6.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	81
Bibliografía	82

Índice de figuras

3.0.1. Puente Juanambú, Nariño	24
3.0.2. Puente de Occidente, ubicado en Olaya y Santafe de Antioquia	25
3.0.3. Viaducto César Gaviria Trujillo	25
3.0.4. Puente Carlos Lleras Restrepo, Cauca-Antioquia	26
3.0.5. Puente Salgar, Tolima	26
3.0.6. Puente Gustavo Matamoros D'Costa, Regional Casanare	27
3.0.7. Puente Ganter en Suiza construido entre 1976 y 1986, diseñado por Christian Menn.	28
3.0.8. Propuesta para el viaducto Arrét Darré (Virlogeux, 1999)	28
3.0.9. Puente Barton Creek	29
3.0.10. Puente Papagayo	29
3.0.11. Puente Socorridos	30
3.0.12. Puente Odawara Blueway en Japón, 1994	30
3.0.13. Comparación del consumo de materiales para puentes pretensados construidos por voladizos sucesivos, extradados y atirantados: Izquierda) Espesor promedio de concreto (Modificado de Mermigas, 2008) . Derecha) Cuantía volumétrica de acero (Modificado de Kasuga, 2002)	31
3.0.14. a) Puente Tipo Viga Cajón Pretensado b) Puente de Hormigón Pretensado Extradado c) Puente Atirantado	32
3.0.15. Sistema de sillas de anclaje para la fijación de cables en los pilonos.	33
4.1.1. Perspectiva longitudinal del modelo de puente con pretensado extradado	35
4.1.2. Vista sección transversal y longitudinal del pilono.	36
4.1.3. Sección dovela centro de luz y Sección Dovela 1	37
4.1.4. Esquema del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares estudiados.	39
4.2.1. Sección transversal típica	41
4.2.2. Línea de influencia para el momento negativo en la zona de apoyo sobre pilares	42

4.2.3. Línea de influencia para el momento positivo en el vano lateral	42
4.2.4. Línea de influencia para el momento positivo en el centro de luz	42
4.2.5. Línea de influencia para el axial en cable 1 en el vano lateral	42
4.2.6. Línea de influencia para el axial en el cable 3 en vano lateral	42
4.2.7. Línea de influencia para el axial en el cable 6 en vano lateral	43
4.2.8. Línea de influencia para el axial en el cable 8 en vano lateral	43
4.2.9. Línea de influencia para el axial en el cable 1 en vano central	43
4.2.10. Línea de influencia para el axial en el cable 3 en vano central	43
4.2.11. Línea de influencia para el axial en el cable 6 en vano central	43
4.2.12. Línea de influencia para el axial en el cable 8 en vano central	43
4.2.13. Hipótesis de cargas vivas adoptadas	44
4.3.1. Verificación del esfuerzo admisible y la variación de tensión en los tirantes al variar la altura de pilono.	59
4.3.2. Máxima oscilación de tensión por tirante respecto a la variación de la altura del pilono	59
5.1.1. Influencia de la variación del pilono en el número de cordones por tendón	62
5.1.2. Influencia en la fuerza de tesado en los tirantes al variar la altura del pilono con respecto a la distancia de anclado.	62
5.1.3. Oscilación de tensión por carga viva $\Delta\sigma_L$ por tirante al variar la altura del pilono	64
5.1.4. Influencia en la variación del pilono en la fuerza de tesado promedio por tirante al variar la altura del pilono.	64
5.1.5. Influencia en la máxima oscilación de tensión en los tirantes al variar la altura del pilono.	65
5.1.6. Altura de pilonos implementados en los puentes extradados construidos hasta la fecha	65
5.2.1. Desplazamientos verticales del tablero bajo efectos de carga permanente y estado de servicio, $\frac{H}{L}=7.5\%$	66
5.2.2. Desplazamientos verticales del tablero bajo efectos de carga permanente y estado límite de servicio, $\frac{H}{L}=10\%$	66
5.2.3. Desplazamientos verticales del tablero bajo efectos de carga permanente y estado límite de servicio, $\frac{H}{L}=15\%$	67
5.2.4. Desplazamientos verticales del tablero bajo efectos de carga permanente y estado límite de servicio, $\frac{H}{L}=20\%$	67

5.2.5. Deformada del tablero bajo el estado de carga permanente E.C.P al variar la altura del pilono.	68
5.2.6. Influencia de la variación de la altura del pilono en la máxima flecha en el centro del vano central bajo el estado de carga permanente.	69
5.2.7. Influencia en la deformada del tablero bajo el estado de servicio E.S al variar la altura del pilono.	69
5.2.8. Influencia de la variación de la altura del pilono en la máxima flecha en el centro del vano central bajo el estado de servicio.	70
5.2.9. Influencia de la variación de la altura de pilono en la flecha máxima en el centro del vano central por sobrecarga $\Delta_{E.C.P-E.S}$	71
5.3.1. Influencia del axial en el tablero al variar la altura del pilono bajo el estado de servicio.	71
5.3.2. Influencia en la variación de la altura del pilono en el máximo axial en el centro del vano central bajo el estado de carga permanente y estado de servicio.	72
5.3.3. Influencia de la variación de la altura en el diagrama de momentos flectores bajo el estado de carga permanente E.C.P.	73
5.3.4. Influencia de la variación de la altura en el diagrama de momentos flectores bajo el estado de servicio E.S.	74
5.4.1. Diagrama de esfuerzos normales en la fibra inferior del tablero bajo el estado de carga permanente en la variación de la altura del pilono.	76
5.4.2. Diagrama de esfuerzos normales en la fibra superior del tablero bajo el estado de carga permanente en la variación de la altura del pilono.	76
5.4.3. Diagrama de esfuerzos normales en la fibra inferior del tablero bajo el estado de carga de servicio en la variación de la altura del pilono.	77
5.4.4. Diagrama de esfuerzos normales en la fibra superior del tablero bajo el estado de carga de servicio en la variación de la altura del pilono.	78

Índice de tablas

4.1. Propiedades de los tirantes	38
4.2. Tensiones y áreas de los tirantes para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 7.5\%$ (11.25 m)	47
4.3. Tensiones y áreas de los tirantes para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 10\%$ (15 m)	47
4.4. Tensiones y áreas de los tirantes para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 15\%$ (22.50 m)	48
4.5. Tensiones y áreas de los tirantes para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 20\%$ (30 m)	48
4.6. Propiedades de los tirantes ofrecidos por VSL	49
4.7. Área del tirante por numero de cordones VSL.	49
4.9. Numero de cordones y áreas comerciales para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 7.5\%$ (11.25 m)	50
4.10. Numero de cordones y áreas comerciales para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 10\%$ (15 m)	51
4.11. Numero de cordones y áreas comerciales para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 15\%$ (22.50 m)	51
4.12. Numero de cordones y áreas comerciales para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 20\%$ (30 m)	52
4.13. Esfuerzos iniciales en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 7.5\%$ (11.25 m)	54
4.14. Esfuerzos iniciales en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 10\%$ (15 m)	54
4.15. Esfuerzos iniciales en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 15\%$ (22.50 m)	55
4.16. Esfuerzos iniciales en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 20\%$ (30 m)	55
4.17. Esfuerzos finales y oscilaciones de tensión en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 7.5\%$ (11.25 m)	56
4.18. Esfuerzos finales y oscilaciones de tensión en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 10\%$ (15 m)	56
4.19. Esfuerzos finales y oscilaciones de tensión en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 15\%$ (22.50 m)	57

4.20. Esfuerzos finales y oscilaciones de tensión en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 20\%$ (30 m)	57
5.1. Casos analizados al variar la altura de la torre o pilono	60
5.2. Características y comportamiento de los tirantes al variar la altura del Pilono . .	61
5.3. Método de esfuerzos admisibles	75

GLOSARIO

- Canto: se define como la altura de una sección respecto de su plano horizontal.
- Carga muerta: carga vertical aplicada sobre una estructura que incluye el peso de la misma más la de los elementos permanentes.
- Cordón o Torón: es un arreglo helicoidal de alambres en torno de un alambre para obtener una sección simétrica, que en conjunto forman un tirante.
- Esfuerzo máximo admisible: es el mayor esfuerzo al que puede estar sometido un elemento estructural para brindar las condiciones de seguridad requeridas.
- Estado de servicio: es un enfoque de seguridad en el cálculo estructural preconizado por diversas normativas técnicas, instrucciones y reglas de cálculo, consistente en enumerar una serie de situaciones riesgosas cuantificables mediante una magnitud, y asegurar que con un margen de seguridad razonable la respuesta máxima favorable de la estructura en cada una de estas situaciones es superior a la exigencia real sobre la estructura
- Flecha: deformada de un elemento estructural como resultado de una carga que actúa sobre él.
- Oscilación de tensión: variación de los esfuerzos de tensión en los tirantes al aplicar las cargas permanentes y cargas vivas.
- Pilono: elemento estructural que permite generar la excentricidad de los tirantes extradados.
- Pretensado extradado: pretensado en el cual los tirantes se disponen exteriormente al canto de la sección y por la parte superior o inferior del tablero.

- Tablero: elemento estructural directamente portante de las cargas debidas al tránsito de personas, animales o vehículos.
- Tesado: es el conjunto de operaciones necesarias para poner en tensión los tirantes.
- Tirante: elemento estructural conformado por un conjunto de cordones o torones arreglados helicoidalmente en torno a un núcleo, generalmente son de acero o hierro, y están destinados a soportar un esfuerzo de tensión.
- Vano o Luz: se refiere a la distancia entre dos puntos de apoyo en una estructura.

RESUMEN

TITULO: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO DE LUZ CENTRAL 150 M, AL VARIAR LA ALTURA DEL PILONO*

AUTORES: DIEGO ANDRES ROMERO VILLAMIZAR**
MARIO FERNANDO MEJIA RAMOS **

PALABRAS CLAVES: Puente con pretensado extradadosado, variación de Tensión, esfuerzo máximo admisible.

DESCRIPCIÓN:

Se presenta el estudio dando comienzo a una ilustración de la importancia en la construcción de esta tipología de puentes en nuestro país además de dar un breve conocimiento de los principales estudios realizados y sus autores del puente con pretensado extradadosado entre ellos los más importantes como Christian Menn 1980 y Jacques Mathivat 1988. Se continua con los objetivos a alcanzar en el análisis del puente con pretensado extradadosado al variar la altura del pilono, seguidamente se presenta las principales diferencia que tiene esta tipología de puentes con otras como el puente atirantado y el puente colgante entre otros, continuamos con el dimensionamiento y características de los elementos del modelo, se explica el procedimiento a llevar para calcular las cargas en consideración en el modelo de puente con pretensado extradadosado y se describe el proceso de análisis que se llevó a cabo.

Se analizan los efectos que tendría variar la altura del pilono en un puente con pretensado extradadosado, ver cuál es su comportamiento y dar una tendencia a cual pilono es el más optimo bajos ciertos parámetros establecidos en el código colombiano de diseño sísmico de puentes y la SETRA, respecto a la variación de tensión y esfuerzo máximo admisible dadas por las cargas vivas en los tirantes en el extradadosado del puente.

* Trabajo de Grado

** Facultad de ingenierías físico mecánicas. Escuela de ingeniería civil
Director: Gustavo Chio Cho. Codirector: José Miguel Benjumea.

ABSTRACT

TITLE: STRUCTURAL ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF A BRIDGE WITH PRESTRESSED CENTRAL LIGHT EXTRADOS OF 150 M TO VARY THE HEIGHT OF PILON

AUTHORS: DIEGO ANDRES ROMERO VILLAMIZAR**
MARIO FERNANDO MEJIA RAMOS **

KEYWORDS: Extradosed prestressed bridge, tension variation, maximum permissible stress.

DESCRIPTION:

We present a study kicking off an illustration of the importance in building bridges of this type in our country as well as give a brief understanding of the major studies and the authors of the bridge with prestressed extradosed including the most important as Christian Menn Jacques Mathivat 1980 and 1988. Continue with the objectives to be reached in the analysis of prestressed bridge extradosed to vary the height of the pylon, then presents the main difference that has this type of bridges with others such as cable-stayed bridge and suspension bridge among others, continue with the dimensions and characteristics of the elements of the model, explains the procedure to take to calculate the loads considered in the model extradosed prestressed bridge and describes the process of analysis to be conducted.

We analyze the effects would vary the height of the pylon on a bridge with prestressed extradosed, see what their behavior and give a trend which is the most optimal pylon under certain parameters set by the Colombian code seismic design of bridges and SETRA with respect to the variation of stress and strain given by the maximum permissible live loads on the straps on the top surface of the bridge.

* Thesis of grade

** Faculty of physical-mechanical engineering, civil engineering school.
Director: Gustavo Chio Cho. Codirector: José Miguel Benjumea.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

Nuestro país se caracteriza por tener una topografía bastante abrupta, ocasionando un sin número de obstáculos a la hora de realizar cualquier tipo de construcción. Como una alternativa para solventar estas dificultades, aparecen los puentes con pretensado extradadosado los cuales han dado buenos resultados para salvar luces comprendidas entre 100 y 200 m , lo que ha suscitado interés para indagar bajo qué condiciones y factores es viable la construcción de esta tipología de puente, que metodologías usar a la hora de construirlo y cuál sería su máximo alcance, esto con el fin de brindar información de gran ayuda tanto al diseñador como al constructor.

Debido a esto se ve la necesidad de retomar estudios que empezaron a llevar a cabo desde los años ochenta hasta la fecha y poder así determinar la aplicabilidad que tiene un puente con pretensado extradadosado en Colombia, ya que el estudio de los mismos es aún precario, aunque ya existen estructuras construidas en latinoamérica, precisamente en Brasil el puente Terceira Ponto do Río Branco y el Ponte Da Integração Brasil-Perú y en Bolivia los puentes Trillizos.

En esta investigación se tomo como estudio fundamental la variación de la altura de pilono de un puente con pretensado extradadosado para una luz central de 150 m , correspondientes a una relación de $\frac{H}{L} = 7.5, 10, 15, 20\%$ donde H es la altura del pilono y L la longitud del vano central, el modelo se sometió bajo diferentes estados de cargas tanto muertas y vivas, se tomaron los criterios adoptados por estudios anteriores donde el esfuerzo máximo admisible en los tirantes no debe sobrepasar el 60% de la resistencia ultima del acero y la máxima oscilación de tensión de $5 \frac{kg}{mm^2}$; se analizaron los comportamientos

presentados para las diferentes alturas de pilono bajos los efectos de la deformada en el tablero, momentos flectores y tensiones generadas en el tablero, determinándose la altura optima del pilono para el puente con pretensado extradadosado de luz central 150 m. Todo con el fin de dar un pequeño aporte al conocimiento de esta tipología y así convertirla en una opción competente a la hora de salvar luces medias brindando gran impacto cultural y social.

Colombia cuenta con una variedad limitada de opciones constructivas a la hora de considerar una solución para salvar luces medias, por tal motivo el puente con pretensado extradadosado se convierte en una gran alternativa para dejar de construir puentes con diseños pobres y rústicos, se presenta la oportunidad de apostar por está tipología que brinda bajo impacto ambiental, rápida ejecución y un factor muy importante que resulta ser mas económico comparado con otros tipos de puentes debido a que utiliza menor cantidad de material, fácil construcción y menores costos constructivos.

Capítulo 2

OBJETIVOS

2.1. Objetivo general

Analizar y determinar el óptimo comportamiento estructural durante el estado límite de servicio al variar la altura del pilono para un puente de luz central igual a 150 m .

2.2. Objetivos específicos

- Realizar un análisis paramétrico al variar la altura del pilono
- Definir la altura óptima de diseño del pilono para el camión de diseño del código colombiano de diseño sísmico de puentes.

Capítulo 3

MARCO TEÓRICO

La información con la cual se inicia el análisis para el cumplimiento de los objetivos expuestos se basa fundamentalmente en estudios de diferentes autores, por tal motivo se hace una breve descripción de la historia, además de estudios realizados a la fecha y así tomar una base para desarrollar nuestra investigación.

La ingeniería se ha enfrentado a grandes problemas geográficos al momento de realizar un tipo de construcción, remediándolos de diferentes formas que durante el tiempo se van tecnificando y mejorando con el fin de brindar una mejor calidad de vida. La principal adversidad presentada en la construcción de puentes es salvar de manera eficaz un obstáculo ocasionado por la topografía del lugar. Hay diversas tipologías de puentes, que se clasifican de acuerdo a su forma estructural entre ellas:

- Puente de tramo recto:

Los puentes de tramo recto se pueden construir en hormigón pretensado, armado y metálicos de celosía o alma llena; estos generalmente son de canto variable, su construcción es de carácter rápido y no generan gastos de mantenimiento.

Figura 3.0.1: Puente Juanambú, Nariño



<http://inciarco.com/foros/showthread.php?t=2142&page=5>

- Puente colgante:

Puente sostenido por dos grandes cables que forman un arco invertido del que se suspende el tablero mediante tirantes verticales.

Figura 3.0.2: Puente de Occidente, ubicado en Olaya y Santafe de Antioquia



http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_de_Occidente

- Puente atirantado:

Puente en el cual el tablero está suspendido en el aire por tirantes y estos a su vez van anclados a uno o varios pilonos o torres.

Figura 3.0.3: Viaducto César Gaviria Trujillo



http://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Viaducto_g.jpg

- Puente de losa y viga:

En estos puentes las vigas soportan el tablero, y estas a su vez están soportadas por las pilas o estribos, se dice que este sistema es el más óptimo para luces cortas.

Figura 3.0.4: Puente Carlos Lleras Restrepo, Cauca-Antioquia



http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_Carlos_Lleras_Restrepo

- Puente de armadura:

Puentes constituidos por armaduras o cerchas con diferentes formas de colocar estos elementos. Se construyen de hormigón armado, pretensado o de armaduras de acero rodeadas de hormigón.

Figura 3.0.5: Puente Salgar, Tolima



<http://www.monografias.com/trabajos81/puentes-metalicos/puentes-metalicos2.shtml>

- Puente en arco:

Puente con apoyos a los extremos de la luz formando un arco en su estructura principal, considerado como uno de los puentes más antiguos.

Figura 3.0.6: Puente Gustavo Matamoros D'Costa, Regional Casanare



<http://www.monografias.com/trabajos81/puentes-metalicos/puentes-metalicos2.shtml>

La construcción de cada uno de ellos depende de las condiciones del terreno y de que tan viable sea dependiendo de las necesidades del lugar.

Una tipología de puentes relativamente nueva que reúne características importantes de cada uno de ellos son los puentes con pretensado extradado, poco conocidos a la fecha en nuestro medio. Su aparición se da en el año 1980 en donde se construyó el famoso puente Ganter en Suiza que debía salvar un valle de 140 m de altura. La estructura cuenta con una luz central de 174 m y su diseño fue elaborado por el Ingeniero Suizo Christian Menn; el puente contaba con ciertas características tales como su tablero en forma de cajón, atirantado por cables empotrados en muros de concreto y pilas de gran rigidez para soportar los fuertes vientos del lugar. Este diseño muy innovador a la fecha generó gran admiración por la comunidad de ingenieros por su encaje con el entorno y majestuosidad más que por su comportamiento estructural.

Figura 3.0.7: Puente Ganter en Suiza construido entre 1976 y 1986, diseñado por Christian Menn.



<http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=153412>

En el año 1988 esta idea de tipología de puente con pretensado extradadoso fue presentada de una manera más clara y formal por el Ingeniero Francés Jacques Mathivat, quien la expuso como una alternativa para el concurso del viaducto L'Arrêt-Darre. Era un diseño compuesto por cables externos dispuestos en una torre de poca altura sobre las secciones de apoyo en pila y por la parte superior del tablero. Cabe señalar que esta propuesta no fue seleccionada por el concurso, pero para autores como [Ogawa et al., 1998; Chio, 2000; Hiño, 2005; Kasuga, 2006; Ishii, 2006] la catalogan como la base de los puentes con pretensado extradadoso y por ende a Mathivat como su gran gestor.

Figura 3.0.8: Propuesta para el viaducto Arrét Darré (Virlogeux, 1999)



<http://es.scribd.com/doc/56553606/Puentes-pretensados>

A partir de ese momento se empezaron a construir nuevos puentes, como el de Barton Creek, Papagayo y el de Socorridos, siendo el Ganter de Suiza una de sus inspiraciones, ver figura 3.0.9 a 3.0.11.

- Barton Creek (Estados Unidos, 1987 (Gee, 1991))

Figura 3.0.9: Puente Barton Creek



<http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=1099>

- Papagayo (México, 1991 (Fernandez, 1999))

Figura 3.0.10: Puente Papagayo



<http://www.skyscraperlife.com/city-versus-city/55453-infraestructura-carretera-argentina-chile-peru-vs-colombia-mexico-venezuela-36.html>

- Socorridos (Portugal, 1993 (Reis & Pereira, 1994))

Figura 3.0.11: Puente Socorridos



<http://en.structurae.de/photos/index.cfm?JS=15736>.

En el año 1994 los japoneses, estimulados por la innovadora propuesta de Mathivat, se inician en el mundo de los puentes con pretensado extradosado con el Odawara Blueway, ver figura 3.0.12, el cual es considerado por algunos autores [Chio, 2000; Kasuga, 2002; Ishii, 2006; Dos Santos, 2006] como el primer puente con pretensado extradosado en el mundo. Este puente fue diseñado y construido por el ingeniero Japonés Akio Kasuga, cuenta con una luz central de 122 m y dos vanos laterales de 74 m cada uno, [ROJAS, Erwin y ZÚÑIGA, Luis (2009)].

Figura 3.0.12: Puente Odawara Blueway en Japón, 1994



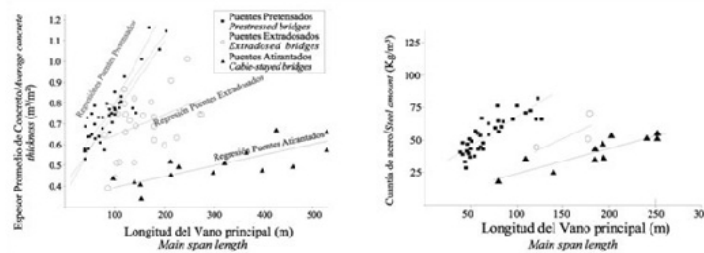
<http://www.takagi-ryo.ac/docs/id/241/lang/1/>

Este proyecto dio pie para construir puentes de este tipo en Japón y extendiéndose rápidamente a diferentes lugares del mundo. En Latinoamérica estos puentes han tenido una buena aceptación, puesto que ya han sido realizados en países como Brasil, es el caso del Terceira Ponte Do Rio Branco con luz central de 90 m y dos vanos laterales de 54 m, el Ponte da Integração Brasil-Perú con una luz central de 110 m y vanos laterales de 65 m y el puente de los trillizos ubicado en la Paz Bolivia con una longitud total de 2 km.

Los puentes con pretensado extradadoso, como se mencionó anteriormente, se han convertido en una buena alternativa para salvar luces medias comprendidas entre los 100 y 200 m , dando muy buenos resultados. En estos puentes los tirantes de pretensado se disponen exteriormente al canto de la sección y por la parte superior del tablero, siendo anclados en torres de poca altura, o desviados en estas por medio de sillas de anclaje ubicadas en la cima de los pilonos [Chio y Aparicio, 2002].

Investigaciones demuestran que el puente con pretensado extradadoso es un intermedio entre el puente atirantado y el puente viga cajón pretensado [Ishii, 2006], análisis al respecto han corroborado esta afirmación siendo el caso de [Mermigas, 2008] que se fijó en la cantidad de materiales requeridos y comparo el volumen de concreto de la viga por área del tablero, por otra parte [Kasuga, 2002] comparó para los puentes atirantados, extradadosos y tipo viga cajón pretensado la cuantía de tendones requeridos, concluyendo por medio de la figura 3.0.13 que el puente con pretensado extradadoso se encuentra en la zona media de estos respecto a sus materiales principales.

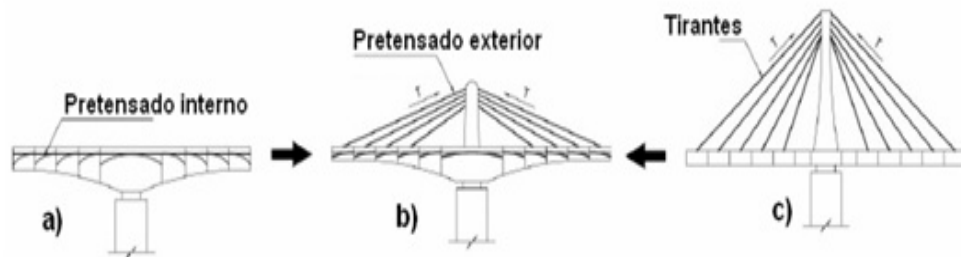
Figura 3.0.13: Comparación del consumo de materiales para puentes pretensados construidos por voladizos sucesivos, extradadosos y atirantados: Izquierda) Espesor promedio de concreto (Modificado de Mermigas, 2008) . Derecha) Cuantía volumétrica de acero (Modificado de Kasuga, 2002)



Revista ingeniería de construcción, Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradadosos: visión general y estado del arte

Se concluye así que la cantidad de materiales usados para un puente con pretensado extradadoso, son menores que el de un puente atirantado, claro está que sus luces sean similares. Contrario ocurre para los puentes de pretensado tipo viga cajón, donde la cantidad de materiales se hace mayor, pero es ahí donde entra a jugar la calidad del diseño e impacto que puede generar debido a su gran elegancia y majestuosidad, su mayor costo se ve compensado en su originalidad haciéndolo una alternativa viable y competente.

Figura 3.0.14: a) Puente Tipo Viga Cajón Pretensado b) Puente de Hormigón Pretensado Extradadoso c) Puente Atirantado



ROJAS, Erwin y ZÚÑIGA Luis (2009).

A simple vista diferenciar un puente con pretensado extradadoso de un puente atirantado, resulta algo complejo ya que son semejantes puesto que ambos están sujetos por tirantes, pero si entramos en detalle podemos encontrar algunas diferencias importantes entre estas dos tipologías.

Una característica de gran importancia y probablemente la más relevante es la altura del pilono, la cual para puentes con pretensado extradadoso es menor comparada con las de un puente atirantado. Los criterios de diseño propuestos indican que es aproximadamente la mitad de la altura optima de pilono para un puente atirantado. Otra característica de puentes con pretensado extradadoso es el canto del tablero siendo de mayor altura a diferencia del puente atirantado, proporcionándole una mayor rigidez. El canto del tablero en un puente con pretensado extradadoso es mayor para otorgarle una gran rigidez y continuidad, llevándolo a comportarse como una viga continua, teniendo gran semejanza con los puentes tipo viga cajón.

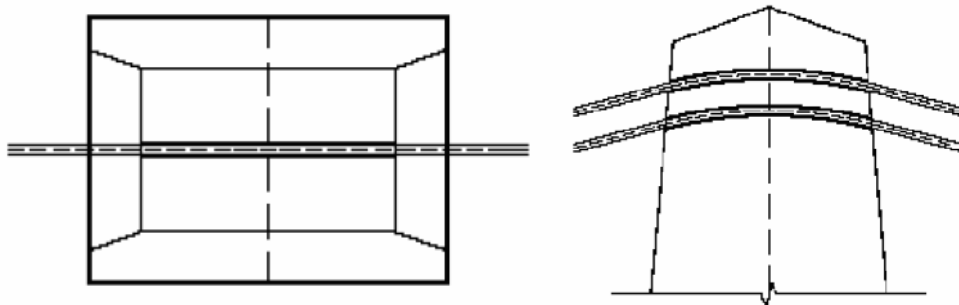
La razón por la cual, el puente con pretensado extradadoso tiene una menor altura de pilono genera que los tirantes formen ángulos pequeños entre la sección recta del tablero

y el tirante, ocasionando que las tensiones en los anclajes actúen como compresoras del tablero horizontalmente y no para soportar las fuerzas verticales producidas por la acción de cargas permanentes, conocido como el pretensado externo del tablero de hormigón.

No solo respecto a su morfología se dice que el puente con pretensado extradorado tiene semejanzas al puente atirantado y al puente con pretensado tipo viga cajón, así mismo las posee en su comportamiento estructural de acuerdo a los criterios de diseño considerados. Un claro ejemplo es la definición dada por [Kasuga, 2002] donde valora que los puentes atirantados y los extradados hacen parte de una misma categoría de puentes reforzados con tirantes, diferenciándose en cuál de sus elementos estructurales tendrá que soportar más carga viva.

Una de las características constructivas del puente con pretensado extradorado es el sencillo anclaje de los tirantes con el pilono, ya que no necesitan de las costosas técnicas usadas para los puentes atirantados, debido que generalmente se hace por medio del sistema de sillas de anclaje, ver figura 3.0.15, facilitando su construcción.

Figura 3.0.15: Sistema de sillas de anclaje para la fijación de cables en los pilonos.



Ishii, M. (2006), Sistemas Estructurais de Pontes Extradorso.

Otra particularidad es que tanto para los tirantes externos e internos el esfuerzo admisible máximo es el mismo, quiere decir que pueden ser menores o iguales al 60 % del esfuerzo último a tensión del tirante ($f_{adm} \leq 0,6f_u$), gran ventaja en el diseño de puentes con pretensado extradorado, debido que los esfuerzos están en el intervalo para usar tendones comunes y en consecuencia mitigar costos.

En el puente con pretensado extradadoso gracias a su tablero de gran rigidez y su comportamiento similar al puente tipo viga cajón pretensado, las oscilaciones de tensión producidas por la sobrecarga de servicio son bajas, por consiguiente se evita el efecto de fatiga tanto en los tirantes como en el sistema de anclaje, contrario a lo que sucede en el puente atirantado que está altamente regido por este fenómeno.

El fenómeno de fatiga consiste en el prematuro deterioro de las propiedades mecánicas de los materiales ocasionados por la repetición constante de cargas, en los puentes con pretensado extradadoso los elementos más comprometidos son los tirantes tanto en su anclaje en el tablero como en el anclaje con el pilono por medio del sistema tipo silla siendo este más propenso a sufrir daño por fatiga.

Desde la década de los 70 y con notable aceleración en la década de los 80 surgió un incremento en el uso de los puentes con pretensado extradadoso, por ende se ha dado un aumento a observaciones y a ensayos de resistencia a fatiga de los cables atirantados. Las especificaciones actuales son, muy frecuentemente, el resultado de la recopilación y la ampliación de especificaciones previas basadas en dos recomendaciones nacionales, las recomendaciones alemanas de la DIN 1073, por bastante tiempo la única referencia en esta materia y desde 1985 las recomendaciones americanas PTI, periódicamente actualizadas [Chio 2000].

Debido a inconvenientes presentados entre los comportamientos estructurales de estos puentes con respecto a los atirantados, en el año 2000 la Asociación de Ingeniería de Concreto presforzado de Japón realizaron las especificaciones técnicas de diseño con el fin de dar a conocer las diferencias entre estas tipologías y no generar más confusión.

Se puede concluir que hay cierta tendencia a realizar construcciones de este tipo pese a algunas desventajas constructivas y costos adicionales que podría contraer, sin embargo sigue siendo una solución viable y competente, ya que reúne sencillez, economía y elegancia en todo su entorno.

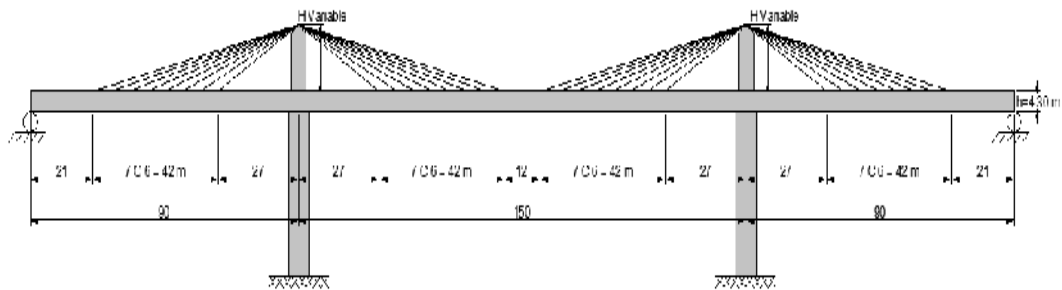
Capítulo 4

DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DEL MODELO

4.1. Geometría del puente con pretensado extradadoso estudiado.

El modelo del puente con pretensado extradadoso en estudio se ha definido a partir del diseño de propuestas recomendadas, con una longitud total de 330 m distribuido en dos (2) vanos laterales y un (1) vano central, cuatro (4) pilonos con altura variable para efectos del estudio, tablero tipo cajón, tirantes y soportes tipo rodillo sobre los estribos.

Figura 4.1.1: Perspectiva longitudinal del modelo de puente con pretensado extradadoso



Autores.

4.1.1. Longitud del vano central:

El objetivo de estudio se basa en limitar la longitud del vano central a 150 [m], ver figura 4.1.1.

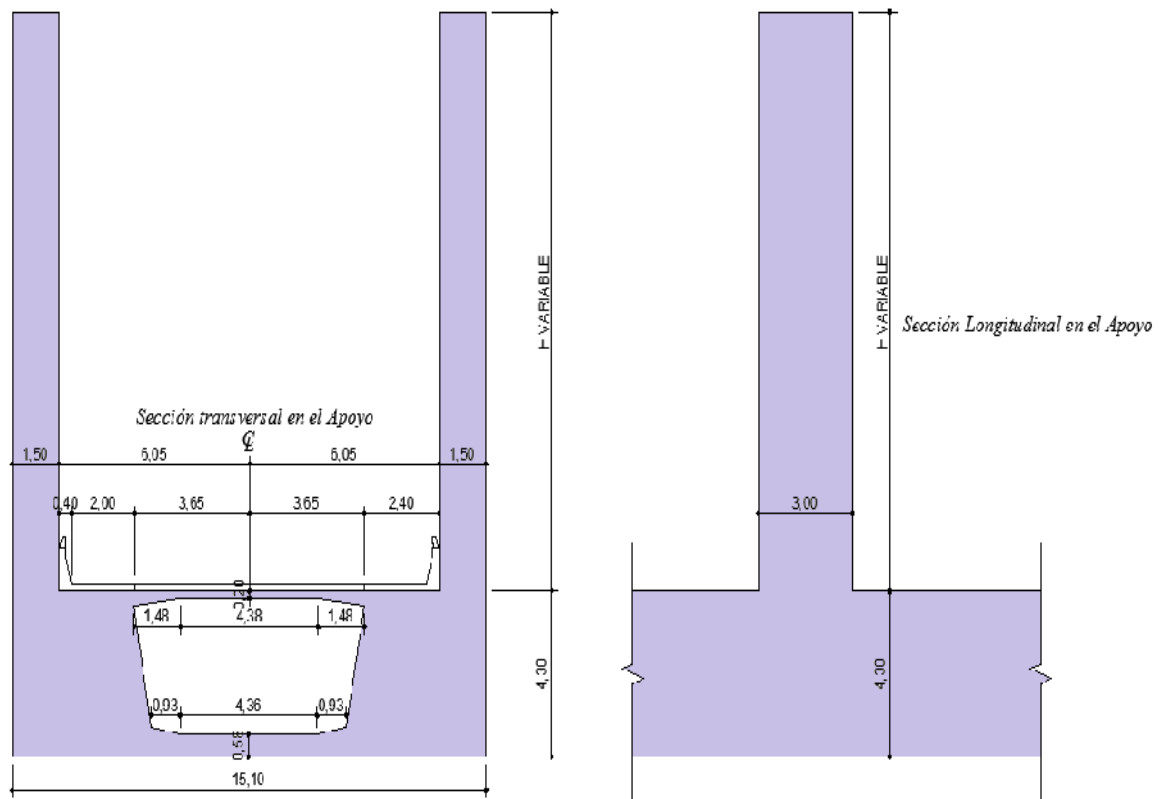
4.1.2. Longitud de los vanos laterales

La longitud de los vanos laterales debe tener una relación con respecto al vano central, siendo la más óptima según [Chio, 2000] para obtener una deformada nula a lo largo del tablero, de aproximadamente $\frac{L_1}{L} = 60\%$, donde L_1 es la longitud del vano lateral y L la longitud del vano central, obteniendo longitudes en los vanos laterales de 90 m cada uno.

4.1.3. Pilonos

Los pilonos consisten en elementos de sección transversal rectangular de 3.00x1.50 m, con su mayor dimensión en sentido longitudinal del puente, con altura H variable para efectos del estudio paramétrico con relaciones $\frac{H}{L} = 7.5; 10; 15; 20\%$, siendo H la altura del pilono y L la longitud del vano central.

Figura 4.1.2: Vista sección transversal y longitudinal del pilono.

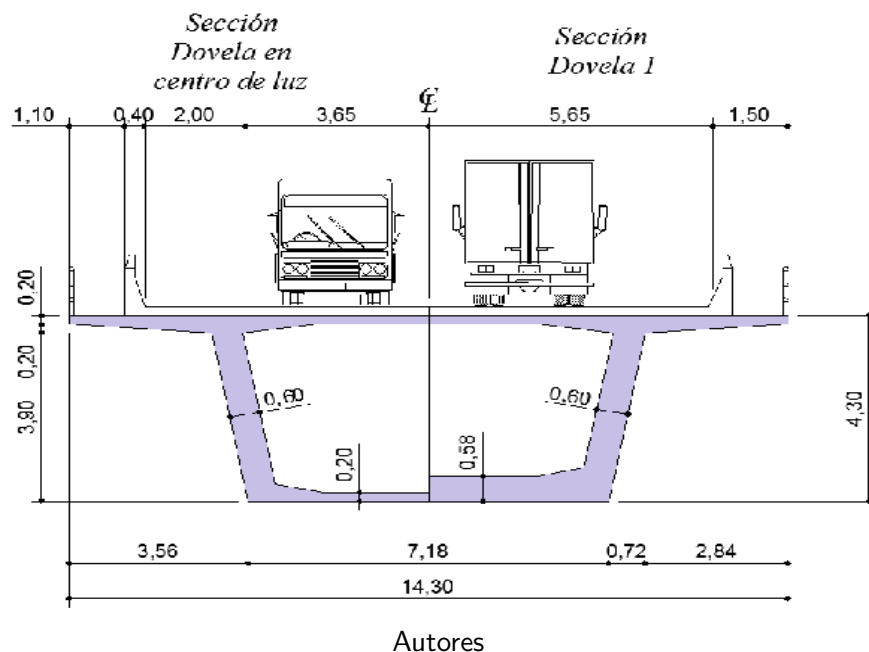


Autores

4.1.4. Tablero

El tablero consta de una sección tipo cajón unicelular con voladizos, de canto constante igual a 4.30 m (esbeltez $\frac{L}{35}$) y ancho 14.30 m. El espesor de la losa inferior se ha modificado a lo largo del puente mediante interpolación lineal entre la sección en el centro del vano principal y una dovela posterior a la dovela en apoyo (Dovela 1). Para la dovela en apoyo, se ha empleado una sección maciza con pasahombres en su centro, [Benjumea, En Proceso].

Figura 4.1.3: Sección dovela centro de luz y Sección Dovela 1



4.1.5. Tirantes o cables extradados

Se consideraron ocho tirantes por cada pilono que pasan por el sistema de anclaje tipo silla ubicada en la cima del pilono, los cuales impiden cualquier desplazamiento después de haber sido tesado cada tirante. El primer tirante se ancla a 27 m, lo que da una relación de 18% a 20% de la luz del vano central que concuerda con el criterio propuesto por [Chio, 2000] y se ancla en su extremo inferior sobre vigas de borde en el tablero, conformando una disposición en “abanico”, según la terminología utilizada para puentes atirantados convencionales. Posteriormente se siguen anclando cada 6 metros.

Para el acero de los tirantes se emplearon cordones de 0.6” con las siguientes propiedades:

Tabla 4.1: Propiedades de los tirantes

Esfuerzo máximo admisible	f_u	189667.21	$\frac{tn}{m^2}$
Esfuerzo de fluencia	f_y	170700.49	$\frac{tn}{m^2}$
Modulo de elasticidad	E_s	20389019	$\frac{tn}{m^2}$
Peso especifico	γ	7.866	$\frac{tn}{m^3}$
Coefficiente de expansión térmica	α	0.0000117	$\frac{C}{m}$

Autores

Para el proceso de predimensionado del área de los tirantes para el modelo matemático se llevó a cabo como lo indica [Chio, 2000], “ según los dos siguientes criterios: El primero es que la tensión máxima del acero ha de ser inferior al 60% de la resistencia última del acero y el segundo es que la deformada del tablero debe ser prácticamente nula frente a cargas permanentes”.

En un puente con pretensado extradadosado el fenómeno de fatiga en los tirantes tiene una gran influencia en el diseño, debido a que se encuentran sujetos a diversas cargas dinámicas, estáticas y agresiones medioambientales que pueden llegar a una rotura por fatiga del tirante, colocando en riesgo la estructura del puente, motivo por el cual para determinar la altura optima del pilono se ha acordado limitar la oscilación de tensión y el esfuerzo admisible en los tirantes, según recomendaciones dadas por el Service d'études sur les Transports les Routes et leurs Amenagements (SETRA). Dado que la tecnología utilizada en el proceso constructivo de puentes con pretensado extradadosado en Colombia aun es precaria, se consideró una oscilación de tensión en los tirantes máxima de $5 \frac{kg}{mm^2}$ siendo esta la más alta posible a la que puede ser sometido el sistema de atirantamiento y un determinante a la hora de escoger la altura del pilono más óptimo.

Este límite es aceptado por estudios realizados con anterioridad, se citan algunos de ellos:

Dos Santos (2006), asegura que “ es favorable adoptar una variación de tensión máxima en los tirantes de $5.0 \frac{kg}{mm^2}$ para puentes extradadosados, ya que los efectos de la vibración y de las tensiones de flexión en la región de anclaje de los cables en el extradós del tablero, pueden ser ignorados por el factor de seguridad implícito”.

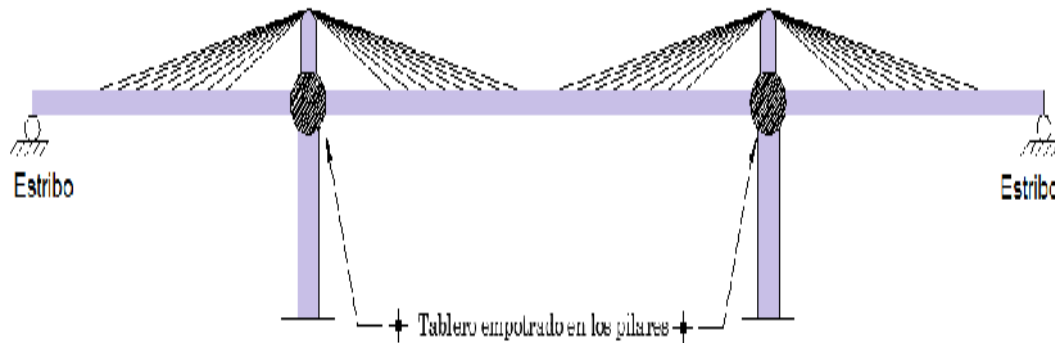
Juan Sobrino (2010), asegura que “los rangos de las cargas vivas en el esfuerzo a tensión en los cables extradadosados varían entre 3.0 a $10 \frac{kg}{mm^2}$. Por lo cual los códigos modernos

suelen limitar la variación de estas tensiones debido a la fatiga por carga viva, en cables extradados a $\sigma_L < 5.0 \frac{kg}{mm^2}$.

4.1.6. Soportes del puente

El puente está apoyado en su extremo izquierdo y derecho sobre los estribos permitiendo solo movimientos traslacionales en la dirección longitudinal. Los pilares se encuentran empotrados en la cimentación y en la corona se consideró un esquema con tablero unido monolíticamente en los pilares.

Figura 4.1.4: Esquema del tipo de vinculación entre el tablero y los pilares estudiados.



Autores

4.2. Análisis de cargas consideradas

Para realizar el estudio paramétrico del puente con pretensado extradado se adoptaron en el análisis del modelo del puente diferentes tipos de carga:

- Carga muerta: peso propio de la estructura, peso del asfalto, peso losa de concreto para las barandas, peso de barandas.
- Tesado: presolicitación.
- Cargas vivas: carga de vía distribuida y carga flotante

Para obtener los resultados se crearon combinaciones de carga las cuales se denominaron de la siguiente manera:

- Cargas permanentes (CP): carga muerta + tesado
- Estado de servicio (CP + CV): carga muerta + tesado + carga viva

El cálculo de la carga de acabados se realizó de la siguiente forma:

- Ancho de la calzada

$$3,65 \text{ m} \times 2 + 2 \times 2 \text{ m} = 11,3 \text{ m}$$

- Peso del Asfalto

$$\text{Peso específico del asfalto} = 2,2 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$0,05 \text{ m} \times 11,3 \text{ m} \times 2,2 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} = 1,243 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

- Peso losa de concreto para las barandas

$$\text{Peso específico concreto} = 2,4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$4 \times (0,3 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 2,4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}) = 0,72 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

- Peso barandas

$$\text{Peso baranda por metro} = 0,10 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

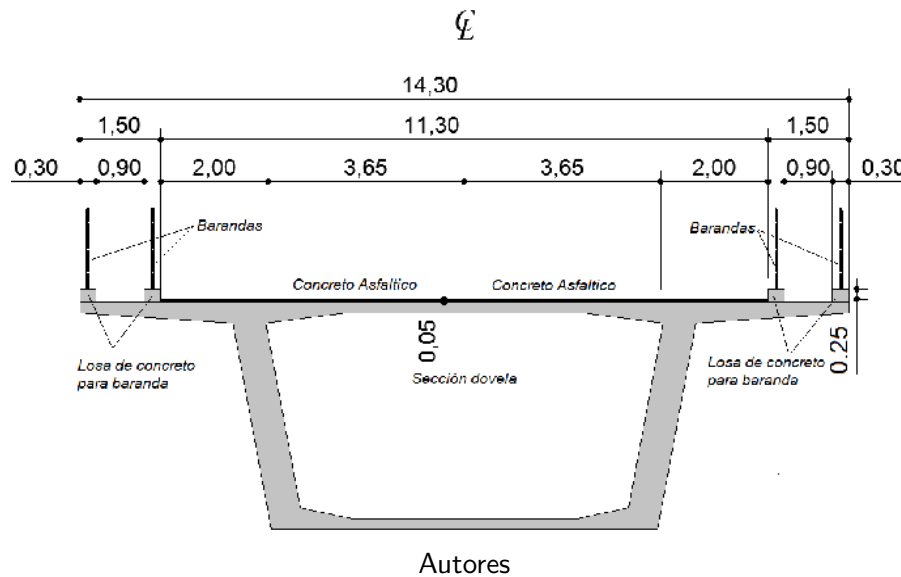
$$\text{Número de barandas} = 4$$

$$4 \times 0,1 \frac{\text{tn}}{\text{m}} = 0,4 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Para una mejor interpretación de los cálculos anteriores, ver figura 4.2.1.

Sumando estas cantidades (Peso del asfalto + Peso losa de concreto para las barandas + Peso barandas) tenemos un total $2,363 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$ carga de acabados.

Figura 4.2.1: Sección transversal típica



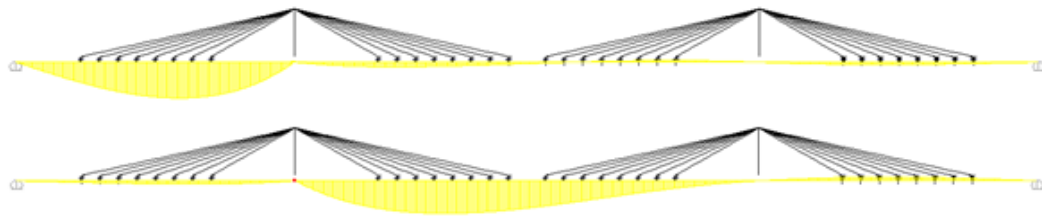
La carga viva se calculó mediante los criterios dados en el código colombiano de diseño sísmico de puentes en el cual define una carga de vía distribuida de $1.14 \frac{tn}{m}$ y una carga flotante de $12 tn$, para luces mayores de 100 m, estas cargas están dadas por carril de diseño, para nuestro estudio se adoptaron tres carriles por tanto las cargas vivas quedan definidas así:

- Carga de vía distribuida $1,14 \frac{tn}{m} \times 3 = 3,42 \frac{tn}{m}$
- Carga flotante $12 tn \times 3 = 36tn$

“El criterio fundamental de diseño de los tirantes es la limitación de la oscilación de tensión asociada a una tensión máxima fijada previamente, para lo cual habría que hallar las hipótesis de carga máxima y mínima para cada tirante” según [Chio, 2000].

A partir de las líneas de influencia obtenidas del modelo matemático desarrollado en el sistema SAP2000 Advanced v.14.2.2 ®, ver figuras 4.2.2 a 4.2.12, se determinan las hipótesis de carga viva.

Figura 4.2.2: Línea de influencia para el momento negativo en la zona de apoyo sobre pilares



Autores

Figura 4.2.3: Línea de influencia para el momento positivo en el vano lateral



Autores

Figura 4.2.4: Línea de influencia para el momento positivo en el centro de luz



Autores

Figura 4.2.5: Línea de influencia para el axial en cable 1 en el vano lateral



Autores

Figura 4.2.6: Línea de influencia para el axial en el cable 3 en vano lateral



Autores

Figura 4.2.7: Línea de influencia para el axial en el cable 6 en vano lateral

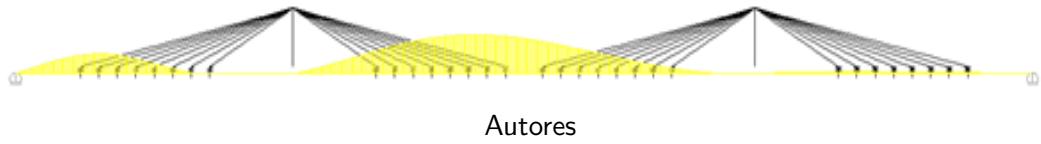


Figura 4.2.8: Línea de influencia para el axial en el cable 8 en vano lateral

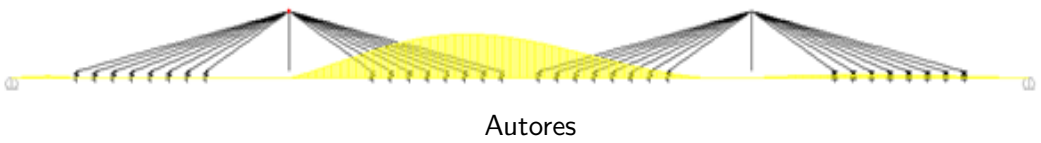


Figura 4.2.9: Línea de influencia para el axial en el cable 1 en vano central

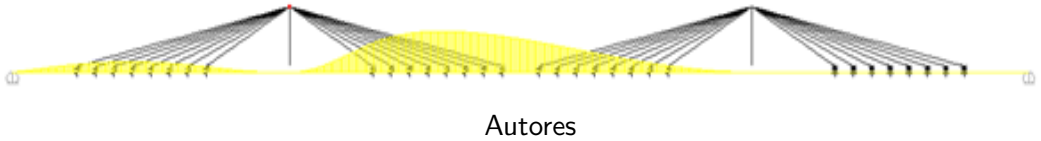


Figura 4.2.10: Línea de influencia para el axial en el cable 3 en vano central

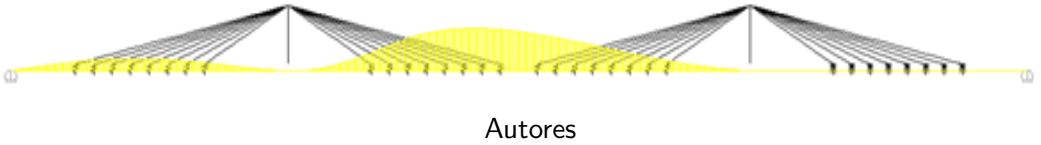


Figura 4.2.11: Línea de influencia para el axial en el cable 6 en vano central

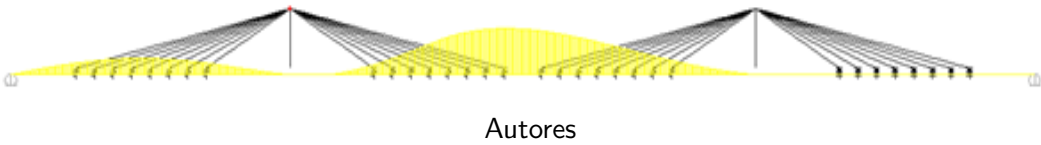
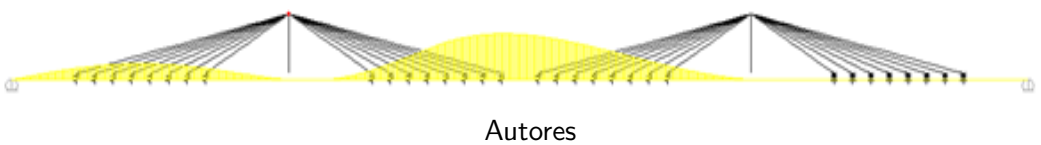


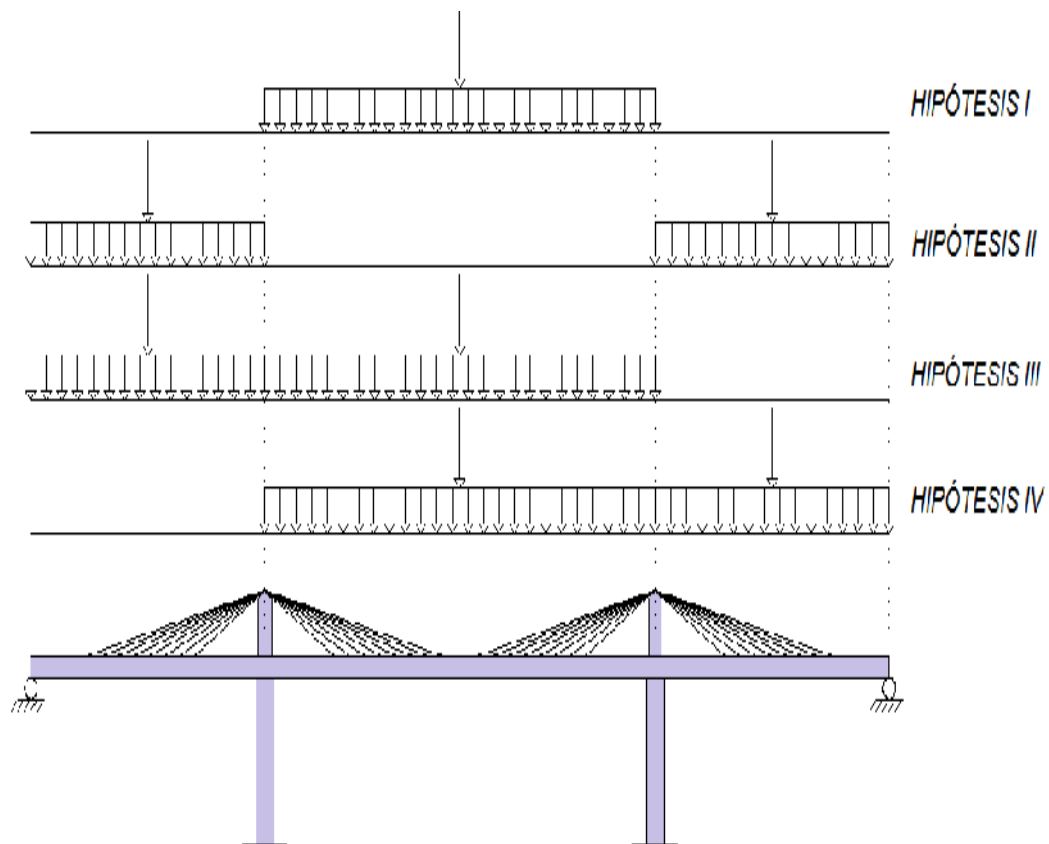
Figura 4.2.12: Línea de influencia para el axial en el cable 8 en vano central



Teniendo en cuenta lo anterior se determinaron cuatro hipótesis de carga:

- I. Carga distribuida lineal en la luz central de 150 m con una magnitud de $3.42 \frac{tn}{m}$ y una carga flotante en el centro de la luz con valor de 36 tn la cual representa el camión de diseño.
- II. Cargas distribuidas lineales en los vanos laterales de $3.42 \frac{tn}{m}$ y carga flotante en la zona media de estos con magnitud de 36 tn.
- III. Cargas distribuidas lineales en el vano lateral izquierdo y el central de $3.42 \frac{tn}{m}$ y carga flotante en la zona media de estos con magnitudes de 36 tn.
- IV. Cargas distribuidas lineales en el vano lateral derecho y el central de $3.42 \frac{tn}{m}$ y carga flotante en la zona media de estos con magnitudes de 36 tn.

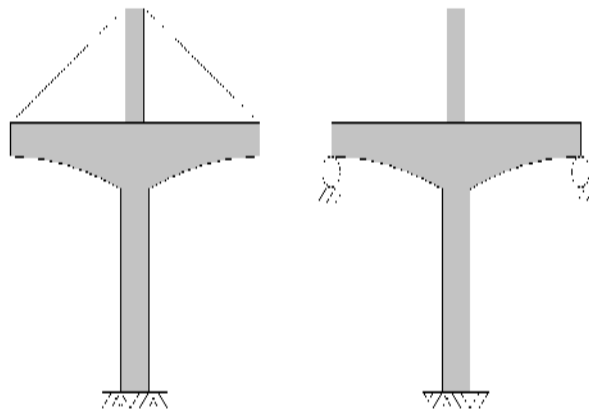
Figura 4.2.13: Hipótesis de cargas vivas adoptadas



Autores

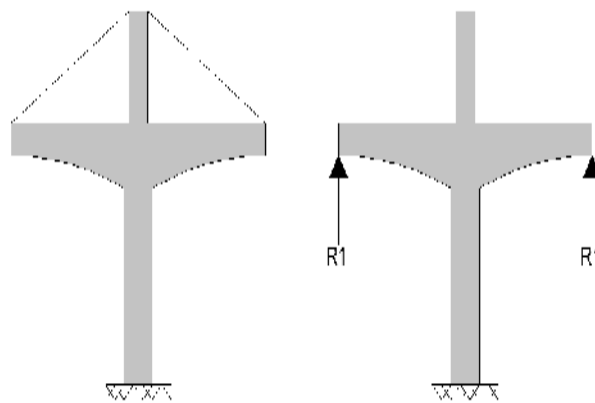
4.3. Descripción del proceso de análisis

El proceso dio inicio con un predimensionamiento del área aproximada para cada tirante del puente. Para esto se realizó un análisis lineal estático utilizando el software SAP2000 Advanced v.14.2.2 ®. Se representó la forma constructiva de la estructura montando la dovela hasta el punto de anclaje del primer tirante a 27 m , en estos puntos se colocaron apoyos simples .



Autores

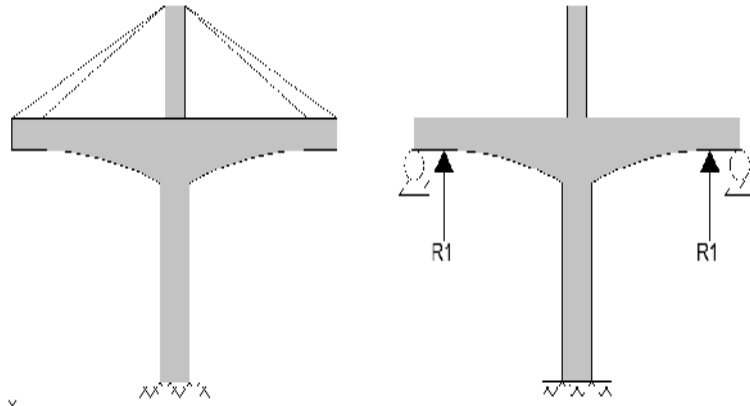
Se calculan las reacciones generadas en estos apoyos para determinar la tensión en los tirantes.



Autores

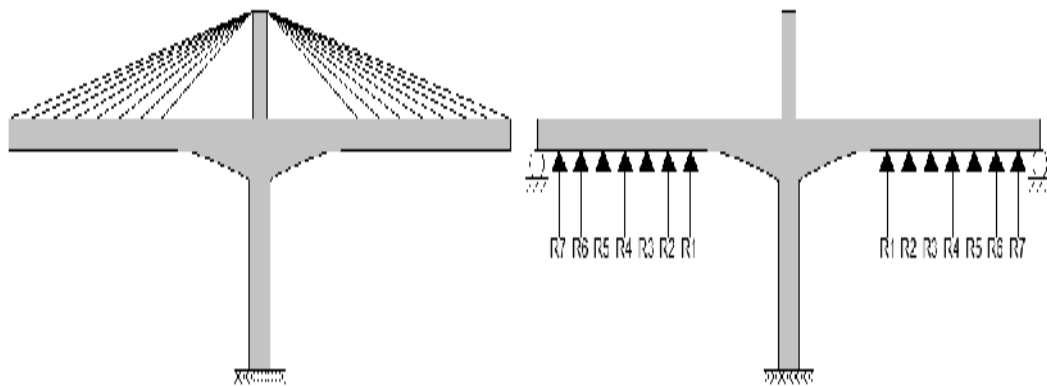
La tensión en el primer tirante se calcula trigonométricamente con el ángulo generado entre la sección recta del tablero y la altura del pilono y el valor de la reacción obtenida. El proceso continúa montando las segundas dovelas, colocando las reacciones del primer tirante a la respectiva distancia de su anclado (27 m) y apoyos simples a la distancia de

anclaje del segundo tirante (33 m) . Se supone que la reacción del primer tirante permanece constante.



Autores

De igual forma se continúa con este proceso repetitivo para los demás puntos de anclaje, se calcula el ángulo y las reacciones en los apoyos, para determinar las tensiones que se presentan en los demás tirantes.



Autores

Las tensiones obtenidas, son por cada par de tirantes y lo deseado es la tensión por cada uno, se divide en dos.

Luego de calcular las tensiones se procede a realizar un predimensionamiento del área de cada tirante, usando la ecuación de esfuerzo:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

En donde F es la fuerza de tensión y σ el esfuerzo adoptando un valor constante de $\sigma = 0,55 f_u$, el cual es una restricción de la resistencia última del acero, obteniendo una aproximación del área real de cada tirante.

En las siguientes tablas se encuentran los resultados obtenidos al aplicar el método expuesto.

Cuadro 4.2: Tensiones y áreas de los tirantes para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 7.5\%$ (11.25 m)

Tirante a	Angulo	Reacciones	Tensión	Tensión por Tirante	Área	Área
[m]	[°]	[tn]	[tn]	[tn]	[m ²]	[plg ²]
27	22.62	333.97	868.32	434.16	0.00416	6.45
33	18.82	144.13	446.67	223.34	0.00214	3.32
39	16.09	150.61	543.4	271.7	0.0026	4.04
45	14.04	153.25	631.87	315.93	0.00302	4.69
51	12.44	154.06	715.2	357.6	0.00342	5.31
57	11.16	153.89	794.75	397.38	0.0038	5.9
63	10.12	152.66	868.42	434.21	0.00416	6.45
69	9.26	159.55	991.49	495.75	0.00475	7.37

Autores

Tabla 4.3: Tensiones y áreas de los tirantes para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 10\%$ (15 m)

Tirantes a	Angulo	Reacciones	Tensión	Tensión por Tirante	Área	Área
[m]	[°]	[tn]	[tn]	[tn]	[m ²]	[plg ²]
27	29.05	334.854	689.51	344.75	0.00330	5.12
33	24.44	143.98	347.94	173.97	0.00166	2.58
39	21.04	150.53	419.33	209.66	0.00200	3.12
45	18.43	153.22	484.52	242.26	0.00232	3.60
51	16.39	154.04	545.92	272.96	0.00261	4.06
57	14.74	153.88	604.65	302.33	0.00289	4.49
63	13.39	152.72	659.35	329.68	0.00316	4.90
69	12.26	151.2	711.77	355.88	0.00341	5.29

Autores

Tabla 4.4: Tensiones y áreas de los tirantes para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 15\%$ (22.50 m)

Tirante a	Angulo	Reacciones	Tensión	Tensión por Tirante	Área	Área
[m]	[°]	[tn]	[tn]	[tn]	[m ²]	[plg ²]
27	39.81	336.62	525.82	262.91	0.00252	3.91
33	34.29	143.67	255.03	127.52	0.00122	1.89
39	29.98	150.39	300.95	150.47	0.00144	2.24
45	26.57	153.15	342.45	171.23	0.00164	2.54
51	23.81	154	381.53	190.76	0.00182	2.83
57	21.54	153.86	419.05	209.52	0.00200	3.11
63	19.65	152.71	454.04	227.02	0.00217	3.37
69	18.06	151.19	487.68	243.84	0.00233	3.62

Autores

Tabla 4.5: Tensiones y áreas de los tirantes para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 20\%$ (30 m)

Tirante a	Angulo	Reacciones	Tensión	Tensión por Tirante	Área	Área
[m]	[°]	[tn]	[tn]	[tn]	[m ²]	[plg ²]
27	48.01	338.39	455.26	227.63	0.00218	3.38
33	42.27	143.35	213.11	106.55	0.00102	1.58
39	37.57	150.26	246.44	123.22	0.00118	1.83
45	33.69	153.08	275.97	137.98	0.00132	2.05
51	30.47	153.96	303.66	151.83	0.00145	2.26
57	27.76	153.84	330.31	165.15	0.00158	2.45
63	25.46	152.69	355.15	177.57	0.00170	2.64
69	23.50	151.18	379.16	189.58	0.00181	2.82

Autores

Obtenidas las áreas de los tirantes se procede ajustarlas al área comercial, para ello convenimos usar las ofrecidas por la VSL para este tipo de construcciones. Las áreas calculadas se ajustaron a cordones de 0.6" dados en la tabla de la VSL. Las áreas finales se presentan en las tablas 4.9 a 4.12.

Tabla 4.6: Propiedades de los tirantes ofrecidos por VSL

Strand Type		0,6" (15mm)
Nominal diameter	<i>inch</i>	0.6
Nominal área	<i>inch²</i>	0.217
Nominal weight/mass	<i>lbs/ft</i>	0.74
Tensile strenght	<i>ksi</i>	270
Min. breaking load	<i>kips</i>	58.6
Young's modulus	<i>ksi</i>	approx. 28.500
Relaxation	<i>%</i>	max 2.5

<http://www.vsl.net/>

Cuadro 4.7: Área del tirante por numero de cordones VSL.

Number of Strands Per Tendon	Área of Tendon	Number of Strands Per Tendon	Área of Tendon
[#]	[<i>plg²</i>]	[#]	[<i>plg²</i>]
1	0.22	29	6.29
2	0.43	30	6.51
3	0.65	31	6.73
4	0.87	32	6.94
5	1.09	33	7.16
6	1.30	34	7.38
7	1.52	35	7.60
8	1.74	36	7.81
9	1.95	37	8.03
10	2.17	38	8.25
11	2.39	39	8.46
12	2.60	40	8.68
13	2.82	41	8.90
14	3.03	42	9.11
15	3.26	43	9.33
16	3.47	44	9.55

17	3.69		45	9.77
18	3.91		46	9.98
19	4.12		47	10.20
20	4.34		48	10.42
21	4.56		49	10.63
22	4.78		50	10.85
23	4.99		51	11.07
24	5.21		52	11.28
25	5.43		53	11.50
26	5.64		54	11.72
27	5.86		55	11.94
28	6.08			

<http://www.vsl.net/>

Cuadro 4.9: Numero de cordones y áreas comerciales para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 7.5\%$ (11.25 m)

Tirante a	Cordones	Área comercial	Área comercial
[m]	[#]	[plg ²]	[m ²]
27	31	6.73	0.0043
33	17	3.69	0.0024
39	20	4.34	0.0028
45	23	4.99	0.0032
51	26	5.64	0.0036
57	29	6.29	0.0041
63	31	6.73	0.0043
69	35	7.60	0.0049

Autores

Tabla 4.10: Numero de cordones y áreas comerciales para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 10\%$ (15 m)

Tirante a [m]	Cordones [#]	Área comercial [plg ²]	Área comercial [m ²]
27	28	6.08	0.0039
33	17	3.69	0.0024
39	18	3.91	0.0025
45	17	3.69	0.0024
51	19	4.12	0.0027
57	21	4.56	0.0029
63	23	4.99	0.0032
69	25	5.43	0.0035

Autores

Tabla 4.11: Numero de cordones y áreas comerciales para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 15\%$ (22.50 m)

Tirante a [m]	Cordones [#]	Área comercial [plg ²]	Área comercial [m ²]
27	22	4.78	0.0031
33	14	3.03	0.0020
39	14	3.03	0.0020
45	12	2.6	0.0017
51	14	3.03	0.0020
57	15	3.26	0.0021
63	16	3.47	0.0022
69	17	3.69	0.0024

Autores

Tabla 4.12: Numero de cordones y áreas comerciales para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 20\%$ (30 m)

Tirante a [m]	Cordones [#]	Área comercial [plg ²]	Área comercial [m ²]
27	16	3.47	0.0022
33	10	2.17	0.0014
39	10	2.17	0.0014
45	12	2.6	0.0017
51	13	2.82	0.0018
57	13	2.82	0.0018
63	13	2.82	0.0018
69	13	2.82	0.0018

Autores

Con las áreas comerciales se termina de construir el modelo en el software asignándolas a cada tirante, se fijan las cargas de acabados y la fuerza de tesado, con la cual buscamos que se compense la totalidad de carga existente bajo el estado de cargas permanentes de modo que se obtenga una deformada nula en el tablero y una tensión en los tirantes próxima a la máxima admisible $60\% f_u$ [Chio, 2000].

Para estimar el tensado que se debe aplicar a cada tirante para contrarrestar la carga permanente, partimos de las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos por carga axial y acciones térmicas.

$$\text{Deformacion axial por la ley de Hooke } \delta = \frac{TL}{AE}$$

Donde:

$$\delta = \text{Deformacion axial}$$

$$T = \text{Tension}$$

$$A = \text{Area}$$

$$E = \text{Modulo de elasticidad}$$

$$L = \text{Longitud inicial del miembro}$$

$$\text{Expansion termica } \delta = \alpha \Delta TL$$

Donde:

$\delta =$ *Expansion térmica*

$\alpha =$ *Coficiente de expansion térmica*

$L =$ *Longitud inicial del miembro*

$\Delta T =$ *Temperatura asignada al modelo*

Igualando estas ecuaciones tenemos:

$$\frac{TL}{AE} = \alpha \Delta T L$$

Despejando obtenemos:

$$\Delta T = \frac{T}{AE\alpha}$$

En donde ΔT es la temperatura asignada al modelo, T la tensión en cada tirante, A el área de cada tirante, E modulo de elasticidad del tirante y α coeficiente de expansión térmica del acero.

Realizando un proceso iterativo se ajusta para cada tirante la fuerza de tesado que genere una deformada nula en el tablero.

Lograda la deformación mínima, obtenemos los nuevos valores de tensiones y esfuerzos iniciales en cada tirante arrojados por el software y se verifica que estos sean menores al 55 % de la resistencia ultima del acero (55 % f_u).

Se exponen los resultados obtenidos al aplicar el estado de carga permanente al modelo del puente con pretensado extradosado.

Tabla 4.13: Esfuerzos iniciales en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 7.5\%$ (11.25 m)

Tirante a	Tensión	Área comercial	Tesado	Desplazamiento	$\sigma_{inicial}$	Verificación
[m]	[tn]	[m ²]	[tn]	[m]	$\left[\frac{kg}{mm^2}\right]$	$\sigma_i < 0,55f_u$
27	452.37	0.00434	455	-0.0124	104.186	ok
33	247.84	0.00238	470	-0.0123	104.106	ok
39	291.92	0.00280	468	-0.0115	104.257	ok
45	335.61	0.00322	465	-0.0100	104.248	ok
51	379.1	0.00364	463	-0.0081	104.185	ok
57	423.06	0.00406	461	-0.0058	104.252	ok
63	452.48	0.00434	459	-0.0036	104.212	ok
69	510.49	0.00490	454	-0.0019	104.113	ok

Autores

Tabla 4.14: Esfuerzos iniciales en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 10\%$ (15 m)

Tirante a	Tensión	Área comercial	Tesado	Desplazamiento	$\sigma_{inicial}$	Verificación
[m]	[tn]	[m ²]	[tn]	[m]	$\left[\frac{kg}{mm^2}\right]$	$\sigma_i < 0,55f_u$
27	408.21	0.00392	439	-0.0110	104.067	ok
33	247.58	0.00238	440	-0.0112	103.997	ok
39	261.93	0.00252	440	-0.0114	103.834	ok
45	247.05	0.00238	440	-0.0113	103.775	ok
51	276.48	0.00266	441	-0.0110	104.016	ok
57	306.27	0.00294	441	-0.0104	104.105	ok
63	335.10	0.00322	440	-0.0098	104.089	ok
69	365.36	0.00350	439	-0.0092	104.293	ok

Autores

Tabla 4.15: Esfuerzos iniciales en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 15\%$ (22.50 m)

Tirante a	Tensión	Área comercial	Tesado	Desplazamiento	$\sigma_{inicial}$	Verificación
[m]	[tn]	[m ²]	[tn]	[m]	$\left[\frac{kg}{mm^2}\right]$	$\sigma_i < 0,55f_u$
27	321.35	0.00308	441	-0.0078	104.204	ok
33	203.55	0.00195	441	-0.0075	104.126	ok
39	203.64	0.00195	441	-0.0074	104.172	ok
45	174.51	0.00168	440	-0.0074	104.035	ok
51	203.58	0.00195	440	-0.0074	104.142	ok
57	219.31	0.00210	440	-0.0074	104.273	ok
63	233.32	0.00224	439	-0.0073	104.221	ok
69	248.24	0.00238	438	-0.0072	104.274	ok

Autores

Tabla 4.16: Esfuerzos iniciales en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 20\%$ (30 m)

Tirante a	Tensión	Área comercial	Tesado	Desplazamiento	$\sigma_{inicial}$	Verificación
[m]	[tn]	[m ²]	[tn]	[m]	$\left[\frac{kg}{mm^2}\right]$	$\sigma_i < 0,55f_u$
27	233.25	0.00224	438	-0.0090	104.190	ok
33	145.79	0.00140	438	-0.0090	104.136	ok
39	145.74	0.00140	438	-0.0088	104.100	ok
45	174.6	0.00168	438	-0.0086	104.089	ok
51	189.44	0.00182	438	-0.0084	104.125	ok
57	189.59	0.00182	438	-0.0083	104.207	ok
63	189.39	0.00182	437	-0.0082	104.098	ok
69	189.77	0.00182	437	-0.0082	104.306	ok

Autores

Obtenidos los esfuerzos iniciales por debajo de la máxima admisible ($55\%f_u$) se aplican las cuatro hipótesis de carga viva al modelo junto con las cargas de tesado y muertas (E.C.P), para determinar los esfuerzos finales y con estos poder hallar las oscilaciones de tensión por carga viva menores al $60\%f_u$. Se exponen los resultados obtenidos al aplicar la carga bajo el estado de servicio.

Tabla 4.17: Esfuerzos finales y oscilaciones de tensión en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 7.5\%$ (11.25 m)

Tirante a	Tensión	σ_{final}	$\Delta\sigma_L$	Verificación
[m]	[tn]	$\left[\frac{Kg}{mm^2}\right]$	$\left[\frac{Kg}{mm^2}\right]$	$\sigma_f < 0,60f_u$
27	471.85	108.67	4.49	ok
33	257.94	108.35	4.24	ok
39	303.18	108.28	4.02	ok
45	347.65	107.99	3.74	ok
51	391.51	107.60	3.41	ok
57	435.18	107.24	2.99	ok
63	463.48	106.75	2.53	ok
69	520.70	106.20	2.08	ok

Autores

Tabla 4.18: Esfuerzos finales y oscilaciones de tensión en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 10\%$ (15 m)

Tirante a	Tensión	σ_{final}	$\Delta\sigma_L$	Verificación
[m]	[tn]	$\left[\frac{Kg}{mm^2}\right]$	$\left[\frac{Kg}{mm^2}\right]$	$\sigma_f < 0,60f_u$
27	427.45	108.97	4.90	ok
33	259.48	108.99	5.00	ok
39	274.11	108.66	4.83	ok
45	257.75	108.26	4.49	ok
51	287.29	108.08	4.07	ok
57	316.83	107.69	3.59	ok
63	345.04	107.17	3.09	ok
69	374.39	106.87	2.58	ok

Autores

Tabla 4.19: Esfuerzos finales y oscilaciones de tensión en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 15\%$ (22.50 m)

Tirante a	Tensión	σ_{final}	$\Delta\sigma_L$	Verificación
[m]	[tn]	$\frac{Kg}{mm^2}$	$\frac{Kg}{mm^2}$	$\sigma_f < 0,60f_u$
27	336.07	108.97	4.77	ok
33	213.87	109.40	5.28	ok
39	214.2	109.57	5.40	ok
45	183.31	109.28	5.25	ok
51	213.18	109.05	4.91	ok
57	228.68	108.72	4.46	ok
63	242.09	108.13	3.92	ok
69	256.2	107.61	3.34	ok

Autores

Tabla 4.20: Esfuerzos finales y oscilaciones de tensión en cada tirante para una altura de pilono de $\frac{H}{L} = 20\%$ (30 m)

Tirante a	Tensión	σ_{final}	$\Delta\sigma_L$	Verificación
[m]	[tn]	$\frac{Kg}{mm^2}$	$\frac{Kg}{mm^2}$	$\sigma_f < 0,60f_u$
27	243.10	108.59	4.40	ok
33	153.06	109.33	5.19	ok
39	153.55	109.68	5.58	ok
45	184.04	109.72	5.63	ok
51	199.30	109.54	5.42	ok
57	198.75	109.24	5.03	ok
63	197.62	108.62	4.52	ok
69	196.93	108.24	3.94	ok

Autores

En esta tipología de puentes es de gran importancia limitar la deformada del tablero con respecto a la esbeltez, la cual reduce la oscilación de tensión en los tirantes y evita el fenómeno de fatiga que se da en los tirantes. En este trabajo se han seguido las recomendaciones dadas por Service d'études sur les Transports les Routes et leurs Amenagements (SETRA), en la cual se limita la tensión de los tirantes para el estado de cargas permanentes y cargas vivas.

La SETRA esta dada por una función compuesta indicada a continuación:

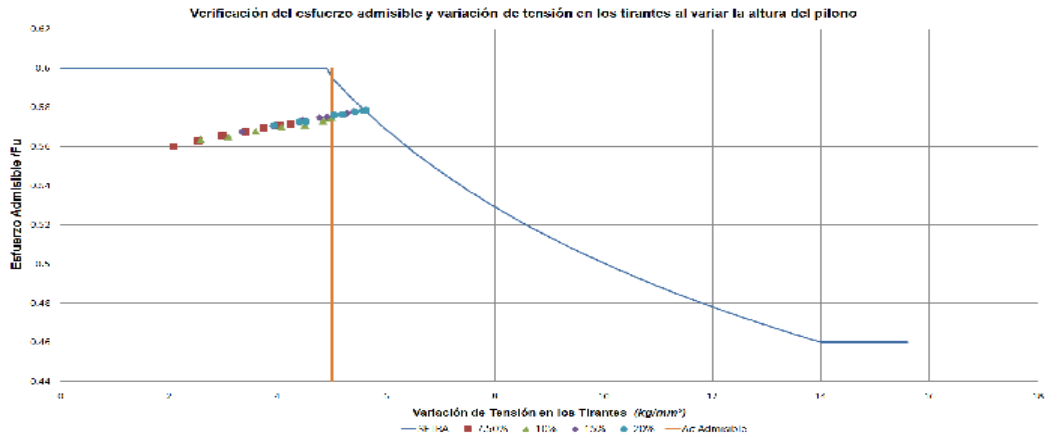
$$fa = \begin{cases} 0,6fu, & \text{si } \Delta\sigma_L < 5,0 \frac{kg}{mm^2} \\ 0,46 \left(\frac{\Delta\sigma_L}{140}\right)^{-0,25}, & \text{si } 5,0 \leq \Delta\sigma_L \leq 14,0 \frac{kg}{mm^2} \\ 0,46fu, & \text{si } \Delta\sigma_L > 14,0 \frac{kg}{mm^2} \end{cases}$$

La gráfica generada por la ecuación de la SETRA con la cual se verificará que las oscilaciones se encuentran en el límite admisible se muestra en la figura 4.3.1.

Teniendo en cuenta los esfuerzos en los tirantes para cargas permanentes y vivas, ver figura 4.3.1 , se optó por comparar la oscilación de tensión en los tirantes al variar la altura del pilono y corroborar que estén dentro del esfuerzo admisible.

- Se puede ver que las oscilaciones de tensión y el esfuerzo admisible en los tirantes están dentro del limite dado por la SETRA al variar la altura del pilono, ver figura 4.3.1.
- En relación a la solicitud de una máxima oscilación de $5 \frac{kg}{mm^2}$, solo cumplen los tirantes menores a una altura del pilono de 10 %, ver figura 4.3.1 y 4.3.2.
- La menor oscilación de tensión en los tirantes para los casos analizados se da en la altura de pilono correspondiente al 7.5 % de la luz central, debido a que son menos eficaces frente a la carga viva, ver figura 4.3.2.
- La mayor oscilación de tensión en los tirantes para los casos analizados se da en la altura de pilono correspondiente al 20 % de la luz central, debido a que son mas eficaces frente a la carga viva, ver figura 4.3.2.
- Para los casos analizados los tirantes no sobrepasan el esfuerzo admisible máximo.
- El mayor esfuerzo soportado por los tirantes se da en la altura de pilono de 20 % de la luz central.
- El menor esfuerzo soportado por los tirantes se da en la altura de pilono de 7.5 % de la luz central.

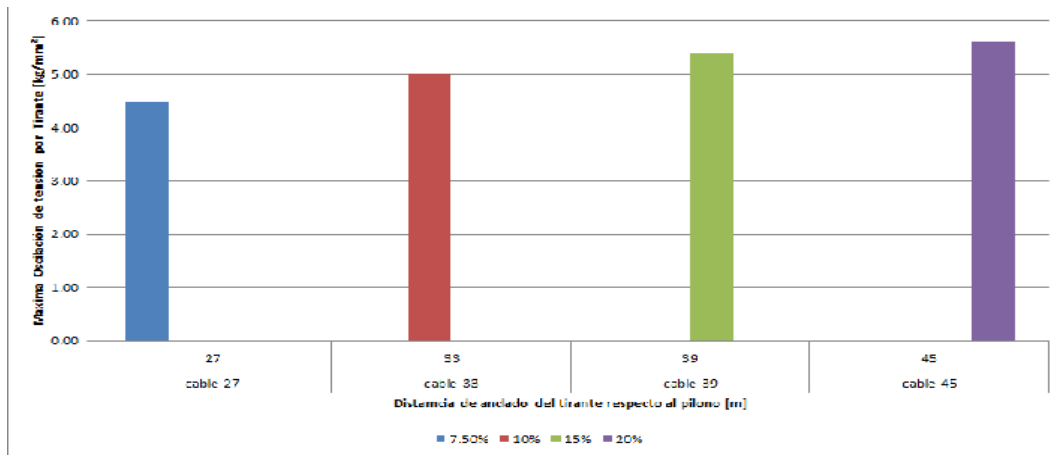
Figura 4.3.1: Verificación del esfuerzo admisible y la variación de tensión en los tirantes al variar la altura de pilono.



Autores

- A medida que la altura de pilono aumenta, el tirante que sufre la mayor oscilación de tensión se va desplazando alejándose del pilono, ver figura 4.3.2 .

Figura 4.3.2: Máxima oscilación de tensión por tirante respecto a la variación de la altura del pilono



Autores

Capítulo 5

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO AL VARIAR LA ALTURA DEL PILONO.

Para poder analizar y determinar el óptimo comportamiento estructural del modelo de puente con pretensado extradadosado al variar la altura del pilono se adoptaron los siguientes casos:

Tabla 5.1: Casos analizados al variar la altura de la torre o pilono

Caso [#]	Canto del Tablero h [m]	Luz Central [m]	$\frac{H}{L}$ [%]	Altura Pilon H [m]
PE_H 11.25	4.30	150	7.5	11.25
PE_H 15.00	4.30	150	10	15.00
PE_H 22.50	4.30	150	15	22.50
PE_H 30.00	4.30	150	20	30.00

Autores

5.1. Influencia de la variación de la altura del pilono en la tensión de los tirantes

En el análisis estructural del modelo de puente con pretensado extradadosado variando la altura del pilono se observaron comportamientos en las fuerzas de tensión generadas en los tirantes, para soportar la estructura bajo el estado de carga permanente y el estado de servicio, ellas son:

- Debido a que el primer tirante se encuentra anclado a 18% de la luz central medidos desde el eje del pilono, distancia considerable si observamos que en este punto la

reacción debido al cortante es mayor comparada con los siguientes tirantes anclados cada seis metros, aumentando el axial de tensión, se requiere un numero mayor de cordones para el primer tirante, como lo indica la figura 5.1.1.

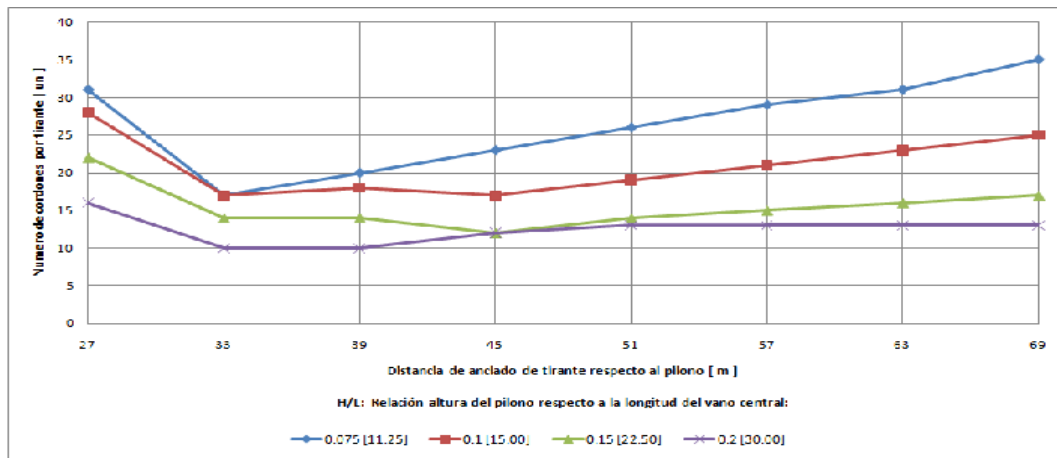
- El aumento en la altura del pilono ocasiona una disminución en el área de los tirantes mas alejados, ver figura 5.1.1, comportamiento similar se da en el numero de cordones máximo al variar la altura del pilono, ver tabla 5.2.
- Para una altura de pilono de 7.5 % de la luz central, se logra una reducción en el área del segundo tirante con respecto al primero de aproximadamente el 50 %, ver figura 5.1.1, pero con un aumento en su tensionamiento, ver figura 5.1.2, para poder cumplir con una deformada nula bajo el estado de carga permanente.

Tabla 5.2: Características y comportamiento de los tirantes al variar la altura del Pilono

Caso	Altura Pilonos H	Canto del Tablero h	Número de Cordones		Axial en el tirante E.C.P y E.S		Máxima oscilación de tensión $\Delta\sigma_{L,Max}$	Distancia del pilono al primer tirante b_0
			Mín # Cor-dón 140	Máx # Cor-dón 140	F min % Fu	F max % Fu		
	[m]	[m]	[mm ²]	[mm ²]	% Fu	% Fu	[kg/mm ²]	[m]
PE_H11.25	11.25	4.73	17	35	54.89	57.30	4.49	27
PE_H15	15	4.73	17	28	54.71	57.47	5.00	27
PE_H22.5	22.5	4.73	12	22	54.85	57.77	5.40	27
PE_H30	30	4.73	10	16	54.88	57.96	5.63	27

Autores

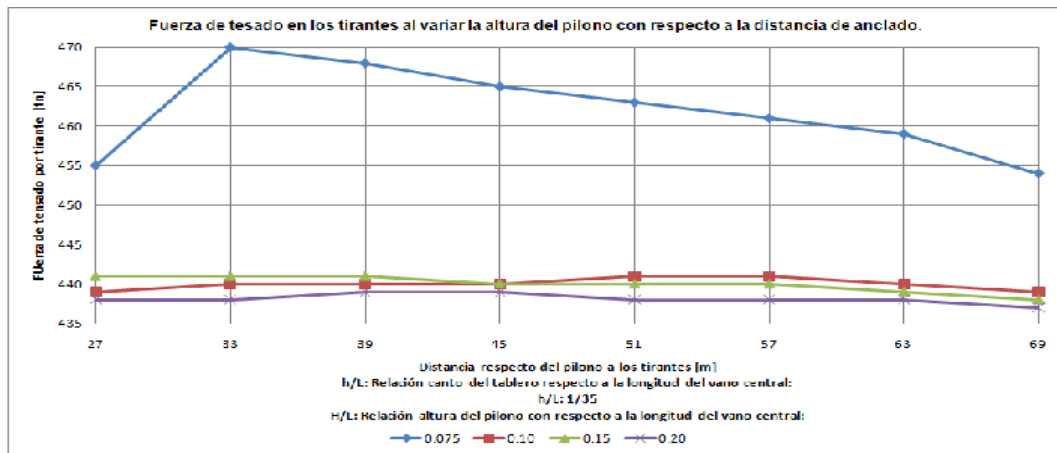
Figura 5.1.1: Influencia de la variación del pilono en el número de cordones por tendón



Autores

- Para los tirantes que conforman el puente con pretensado extradadoso de menor altura de pilono 7.5 % de la luz central, la eficacia de la componente vertical disminuye aumentando el tesado, para poder soportar las cargas bajo el estado de carga permanente, ver figura 5.1.2.
- En alturas de pilono mayores al 10 % de la luz central la fuerza de tesado tiende a ser constante, ver figura 5.1.2.

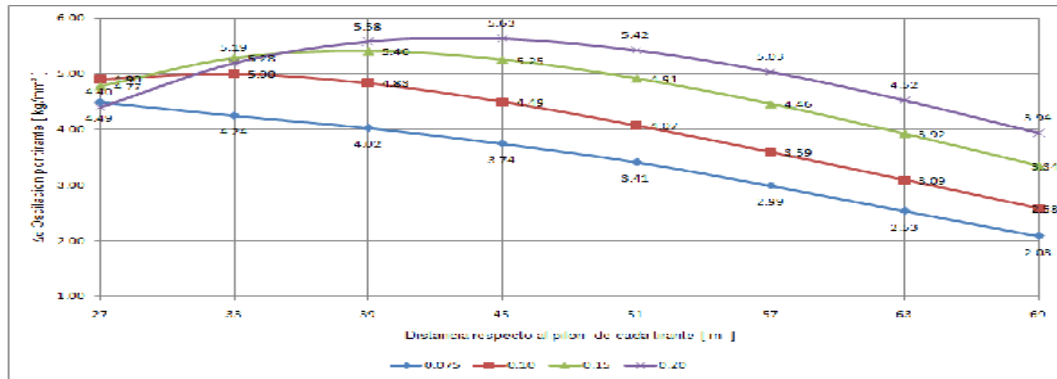
Figura 5.1.2: Influencia en la fuerza de tesado en los tirantes al variar la altura del pilono con respecto a la distancia de anclaje.



Autores

- La variación de tensión en los tirantes se incrementa a medida que crece la altura del pilono, ver figura 5.1.3. Este efecto ocurre ya que al aumentar la altura hay un menor axial de tensión en los tirantes y una disminución en la solicitud de números de cordones por tirante, dando una mayor esbeltez al tirante, efecto que favorece al incremento de la oscilación de tensión.
- La oscilación de tensión en los tirantes depende en su gran mayoría de su área, disminuye respecto a la distancia de anclado del eje del pilón, ver figura 5.1.3. A medida que el tirante es anclado a una distancia mayor, la solicitud de cordones en el tirante decrece debido a que hay una baja en la tensión, en el proceso constructivo disminuye en cuanto mayor sea la relación entre la altura del canto cerca al apoyo de la pila y la altura del canto en el centro del vano central.
- Al variar la altura del pilono encontramos una relación inversamente proporcional entre la tensión en los tirantes y el ángulo formado entre la sección recta del tablero y el tirante: entre menor sea el ángulo formado aumenta la tensión en el tirante debido a que este necesita mayor componente horizontal de compresión para soportar las cargas permanentes y llegar a una deformada casi nula en el vano central, generando una solicitud de mayor número de cordones para soportar el axial de tensión a la cual está siendo sometida, componente que favorece en que exista una menor oscilación de tensión en los cables al disminuir la altura del pilono, como lo indica la figura 5.1.3.
- Al aumentar la altura del pilono, el ángulo comprendido entre el tirante y la sección recta del tablero aumenta, generando así una componente mayor en el sentido vertical de la fuerza y disminuyendo el valor de la tensión generada en el tirante, lo que resulta en una reducción en el área de los tirantes y un aumento en la oscilación de tensión en los tirantes, ver figura 5.1.3.
- La fuerza de tesado en los tirantes esta relacionada con la variación de la altura del pilono, requiriendo una mayor fuerza de tesado en alturas menores de pilono y una menor fuerza de tesado en alturas mayores, ver figura 5.1.4.
- El análisis de los resultados obtenidos para la fuerza de tesado promedio, ver figura 5.1.4, demuestra que para alturas de pilono menores al 10 % de la luz del vano central existe un incremento en la fuerza de tesado debido a que los tirantes están mas solicitados para poder cumplir una deformada casi nula. A partir de esto se deduce

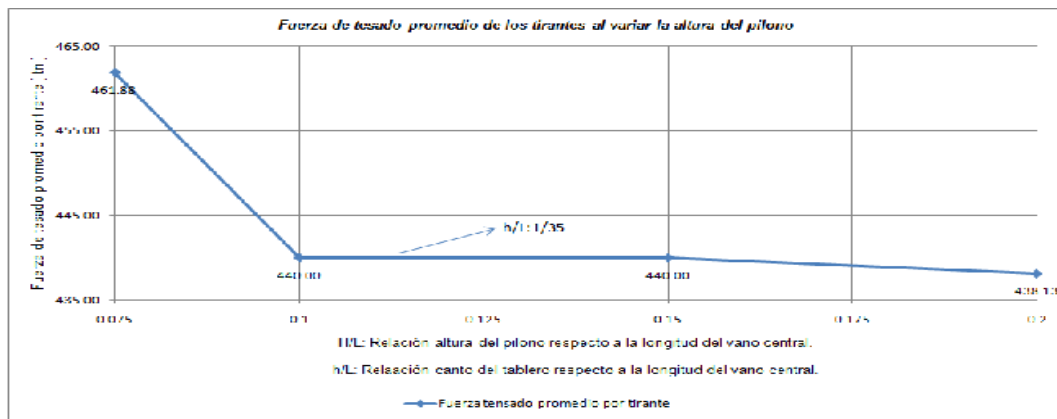
Figura 5.1.3: Oscilación de tensión por carga viva $\Delta\sigma_L$ por tirante al variar la altura del pilono



Autores

que alturas del pilono menores a 10% de la luz del vano central no son viables por su costo constructivo a pesar de que están dentro del esfuerzo máximo admisible, ver figura 5.1.5.

Figura 5.1.4: Influencia en la variación del pilono en la fuerza de tesado promedio por tirante al variar la altura del pilono.

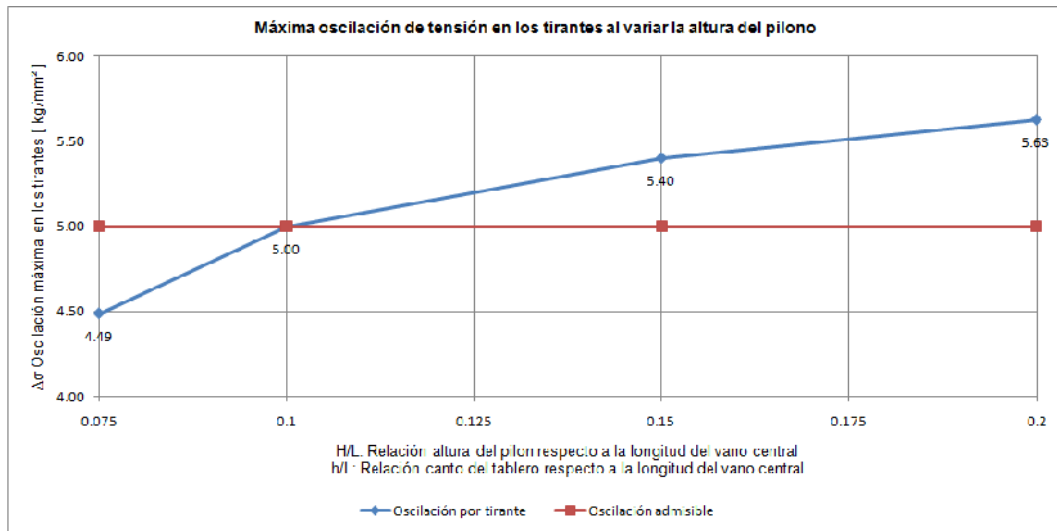


Autores

- Se define la altura optima del pilono del puente con pretensado extradadosado con esbeltez del tablero igual a $\frac{L}{35}$, aquella correspondiente al 10% de la luz del vano central, la cual cumple los requerimientos del código colombiano de diseño sísmico de puentes, la consideración del limite de esfuerzo máximo admisible y el criterio de oscilación de tensión máxima adoptado, para evitar fenómenos de fatiga por tensión mencionada anteriormente, ver figura 5.1.5, además de obtener un menor costo a la

hora de su construcción, por parámetros como el número de cordones por tirante a utilizar, ver figura 5.1.1, la fuerza de tesado promedio, ver figura 5.1.4.

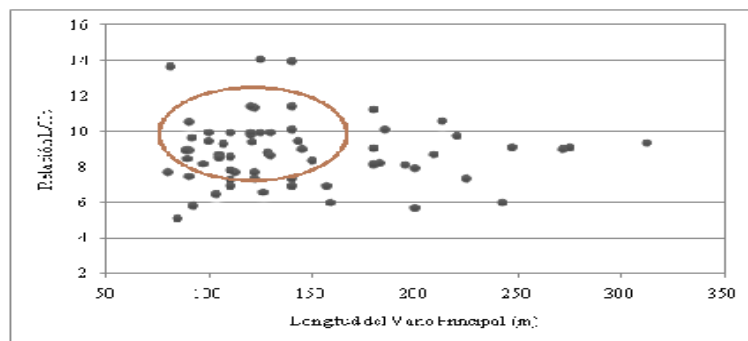
Figura 5.1.5: Influencia en la máxima oscilación de tensión en los tirantes al variar la altura del pilono.



Autores

- Se expone a continuación la gráfica que ilustra los puentes con pretensado extradadoso construidos hasta la fecha con sus respectivas alturas de pilono y longitud del vano principal, en donde podemos corroborar que existe una tendencia en la altura de pilono optima para luces medias comprendidas entre 100 y 150 m , esta se encuentra entre el 8 y 12 % de la luz del vano central.

Figura 5.1.6: Altura de pilonos implementados en los puentes extradadosos construidos hasta la fecha

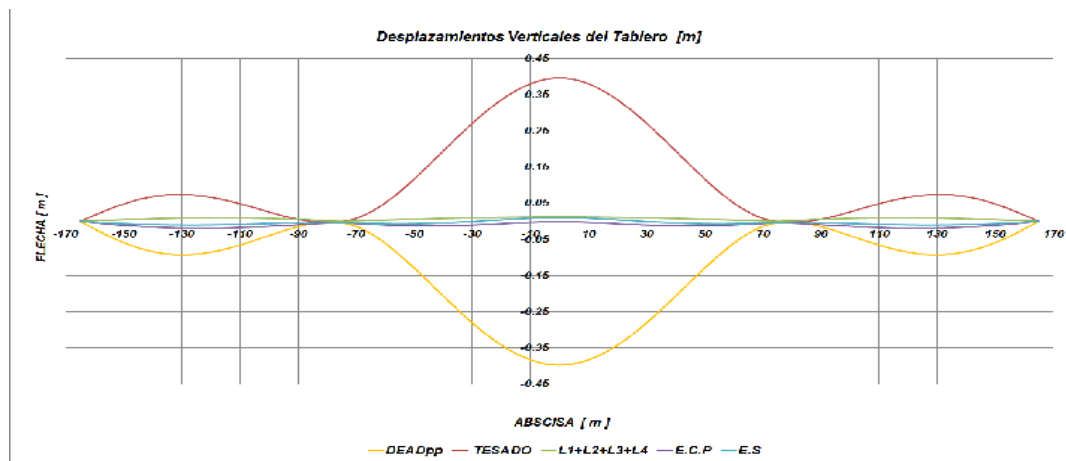


Benjumea, en proceso.

5.2. Influencia de la variación de la altura del pilono en la deformada del tablero

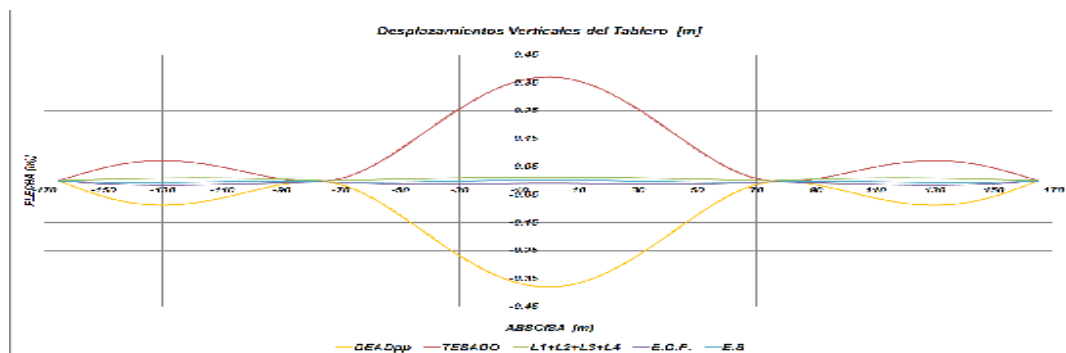
Se exponen a continuación las deformadas generadas en el tablero para las diferentes alturas de pilono, para puentes con pretensado extradadoso bajo el efecto de cargas muertas (DEADpp), tesado, cargas vivas (L1+L2+L3+L4), estado de carga permanente (E.C.P) y estado de servicio (E.S).

Figura 5.2.1: Desplazamientos verticales del tablero bajo efectos de carga permanente y estado de servicio, $\frac{H}{L}=7.5\%$.



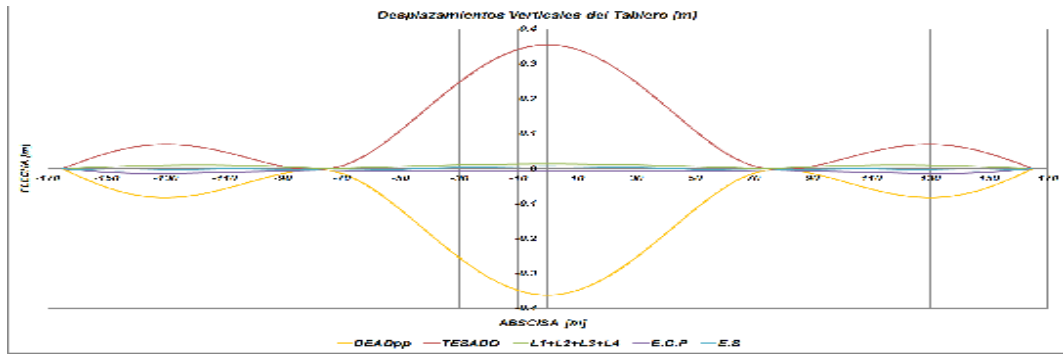
Autores

Figura 5.2.2: Desplazamientos verticales del tablero bajo efectos de carga permanente y estado limite de servicio, $\frac{H}{L}=10\%$.



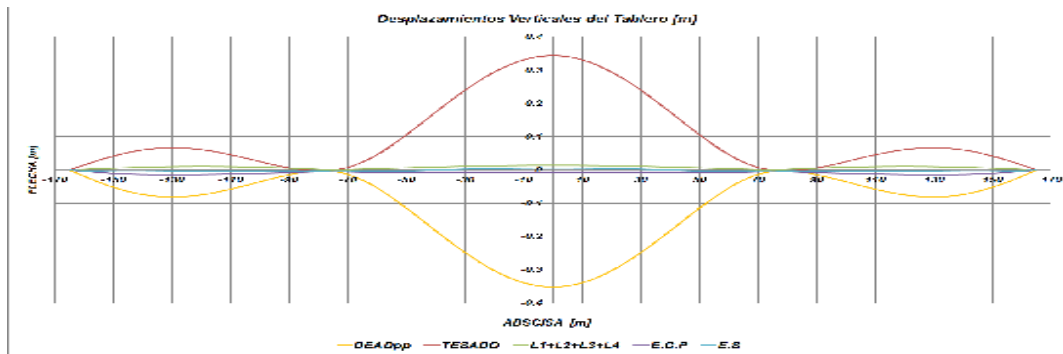
Autores

Figura 5.2.3: Desplazamientos verticales del tablero bajo efectos de carga permanente y estado limite de servicio, $\frac{H}{L}=15\%$.



Autores

Figura 5.2.4: Desplazamientos verticales del tablero bajo efectos de carga permanente y estado limite de servicio, $\frac{H}{L}=20\%$.

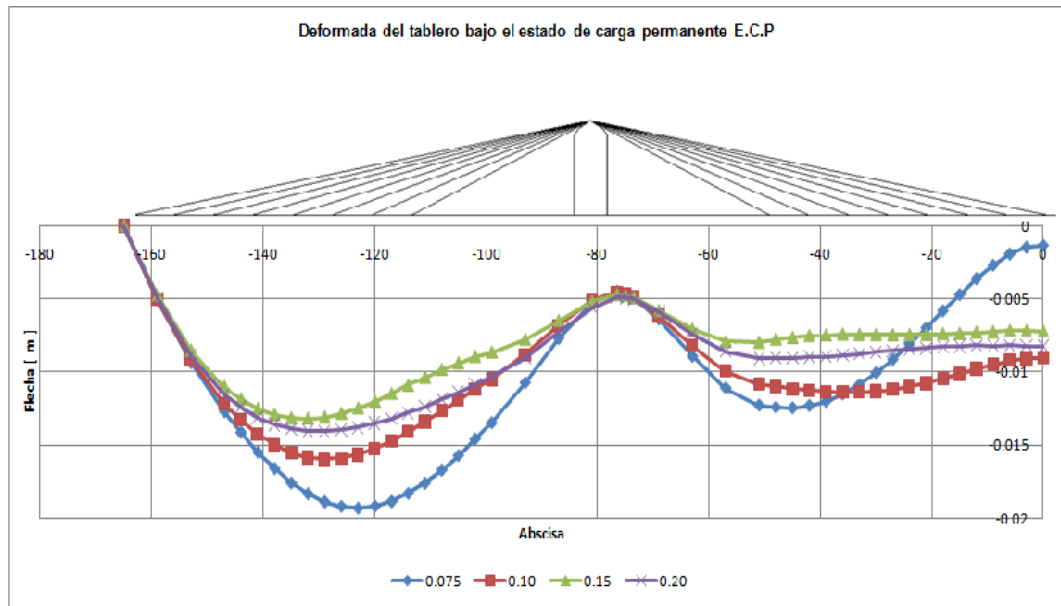


Autores

Extraemos de las gráficas anteriores la deformada del tablero de cada una de las alturas del pilono para el estado bajo carga permanente (E.C.P) y el estado de servicio (E.S), debido a que son estas las que generan cambios significativos y que son de interés para nuestro análisis.

- Teniendo en cuenta que para iniciar el estudio paramétrico se tuvo la hipótesis de deformada nula bajo el estado de carga permanente, observamos en la figura 5.2.5, que esta oscila en valores alrededor de 1 cm en el vano central y 2 cm en el vano lateral, admisible para puentes con pretensado extradadoso de luz central 150 m según el código colombiano de diseño sísmico de puentes.

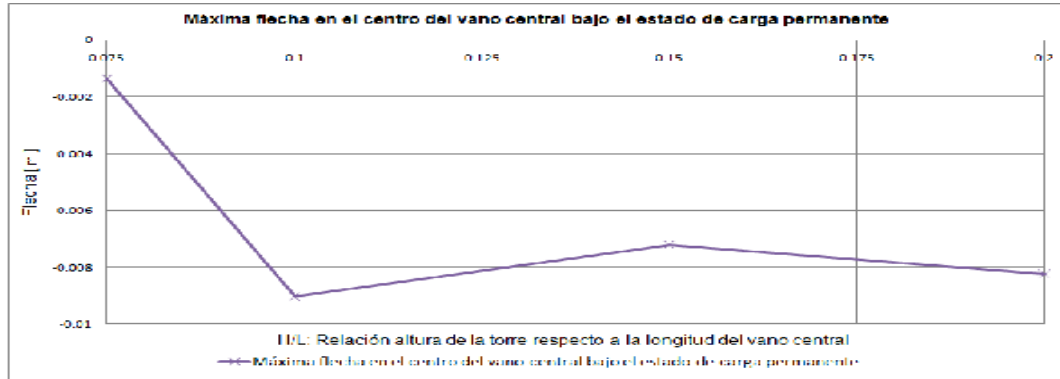
Figura 5.2.5: Deformada del tablero bajo el estado de carga permanente E.C.P al variar la altura del pilono.



Autores

- Se observa que el puente con menor altura de pilono $\frac{H}{L} = 7,50\%$ tiene la mínima deformada en el centro de su luz 150 m bajo el estado de cargas permanentes comparadas con las demás alturas de pilono, ver figura 5.2.6. Esto ocurre porque al tener una menor altura de pilono los tirantes están sometidos a una tensión mayor, lo que genera área y fuerza de tesado mayores para contrarrestar el efecto de cargas y así obtener una deformación nula en el centro del vano central de la luz.
- Existe un incremento considerable de la deformada máxima en el tablero para alturas de pilono mayores al 7.5 % de la luz central, ocasionado porque a mayor altura del pilono menor sollicitación horizontal de tensión en los tirantes, menor fuerza promedio de tesado, menor área y los tirantes mas alejados respecto del pilono pierden eficacia.
- A partir de lo mencionado anteriormente se recomienda aplicar una mayor fuerza promedio de tesado al puente con pretensado extradadoso de altura de pilono 10 % de la luz del vano central, disminuyendo la deformada, teniendo en cuenta no sobrepasar el esfuerzo ultimo admisible y la variación de tensión máxima adoptada.

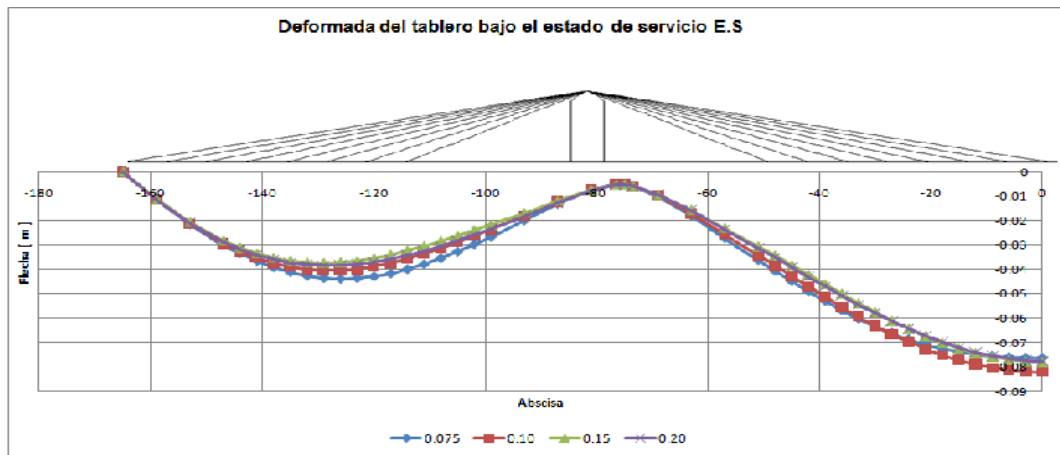
Figura 5.2.6: Influencia de la variación de la altura del pilono en la máxima flecha en el centro del vano central bajo el estado de carga permanente.



Autores

- Bajo el estado de cargas permanentes el puente se comporta de tal forma que el tablero soporta la mayor parte de estas cargas, por el contrario, bajo el estado de servicio con carga viva los tirantes soportan en mayor proporción las cargas aplicadas. Esto lo podemos apreciar observando las deformadas del tablero en los estados de carga permanente y estado de servicio. ver figura 5.2.5 y 5.2.7.
- Al aplicarle la carga bajo el estado de servicio observamos un aumento en la deformada del tablero, ver figura 5.2.7, el cual es dado por la carga de carril y carga flotante.

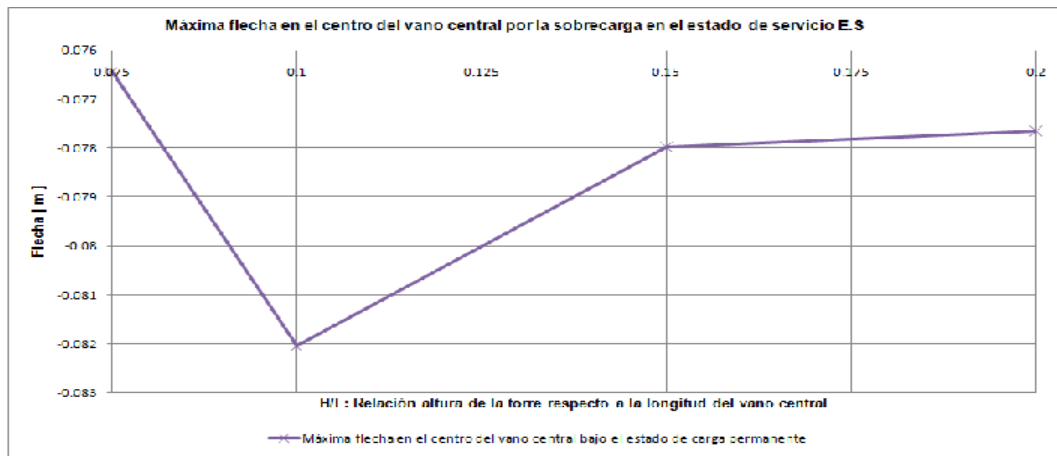
Figura 5.2.7: Influencia en la deformada del tablero bajo el estado de servicio E.S al variar la altura del pilono.



Autores

- El aumento en la flecha en el centro del vano central bajo cargas en estado de servicio es considerable con respecto a las cargas bajo el estado permanente, pero está dentro del límite admisible dado por el código colombiano de diseño sísmico de puentes A.7.6.6.3.1 el cual limita la deformación máxima para este tipo de estructuras. Debe calcularse de la siguiente forma $\Delta_{max} = \frac{L}{800}$ siendo L la luz del vano central. En consecuencia la máxima flecha para el puente con pretensado extradadosado de luz central 150 m es 0.19 m. Siendo la máxima obtenida en el caso estudiado de 0.082 m, ver figura 5.2.8, puente con altura del pilono 10 %, estando dentro de lo admisible.

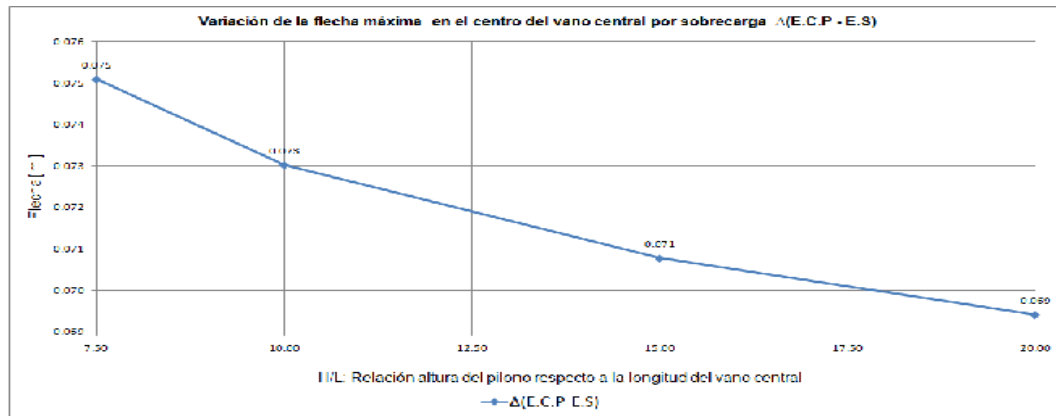
Figura 5.2.8: Influencia de la variación de la altura del pilono en la máxima flecha en el centro del vano central bajo el estado de servicio.



Autores

- La deformada del tablero en el centro del vano central bajo el estado de carga permanente y estado de servicio, no es significativo respecto a las diferentes alturas de pilono adoptas, ver figura 5.2.9.
- A medida que la altura de pilono aumenta el delta de desplazamiento disminuye bajo el estados de carga considerados, ver figura 5.2.9.

Figura 5.2.9: Influencia de la variación de la altura de pilono en la flecha máxima en el centro del vano central por sobrecarga $\Delta_{E.C.P-E.S}$

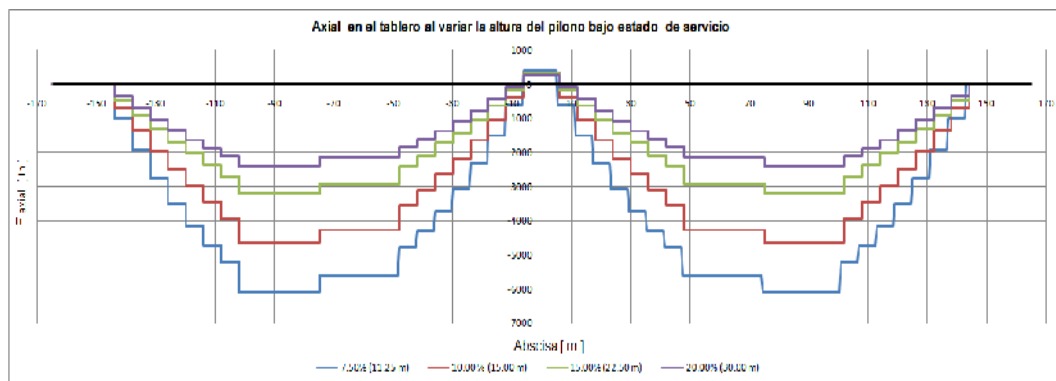


Autores

5.3. Influencia de la variación de la altura del pilono en las fuerzas internas del tablero

- Al disminuir la altura del pilono hay más compresión de los tirantes sobre el tablero, aumentando la componente horizontal y disminuyendo la componente vertical, en consecuencia se merma la efectividad de contrarrestar la deformada dada por el peso propio de la estructura, por consiguiente el máximo axial crece a medida que disminuye la altura del pilono, ver figura 5.3.1.

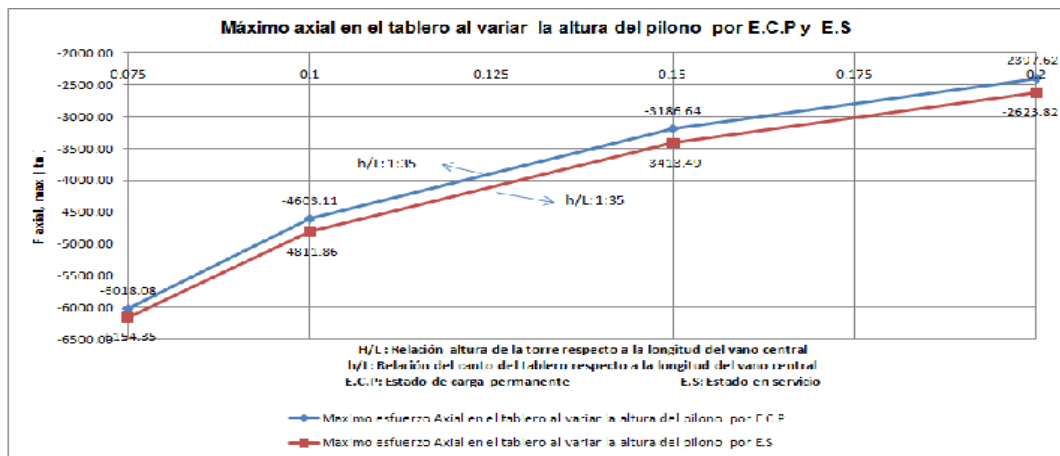
Figura 5.3.1: Influencia del axial en el tablero al variar la altura del pilono bajo el estado de servicio.



Autores

- Existe una relación inversamente proporcional entre la fuerza axial máxima en el tablero y la altura del pilono: a medida que la altura del pilono aumenta la fuerza axial disminuye, ver figura 5.3.2.
- Al aplicar la carga bajo el estado de servicio el esfuerzo axial aumenta poco en comparación al dado por el efecto de carga permanente figura 5.3.2, de aquí se puede concluir que el mayor esfuerzo axial en el tablero es proporcionado por el peso de la estructura y no por las cargas vivas, en consecuencia una variación del tablero a lo largo de su longitud disminuiría el peso de la estructura y por ende su esfuerzo axial.

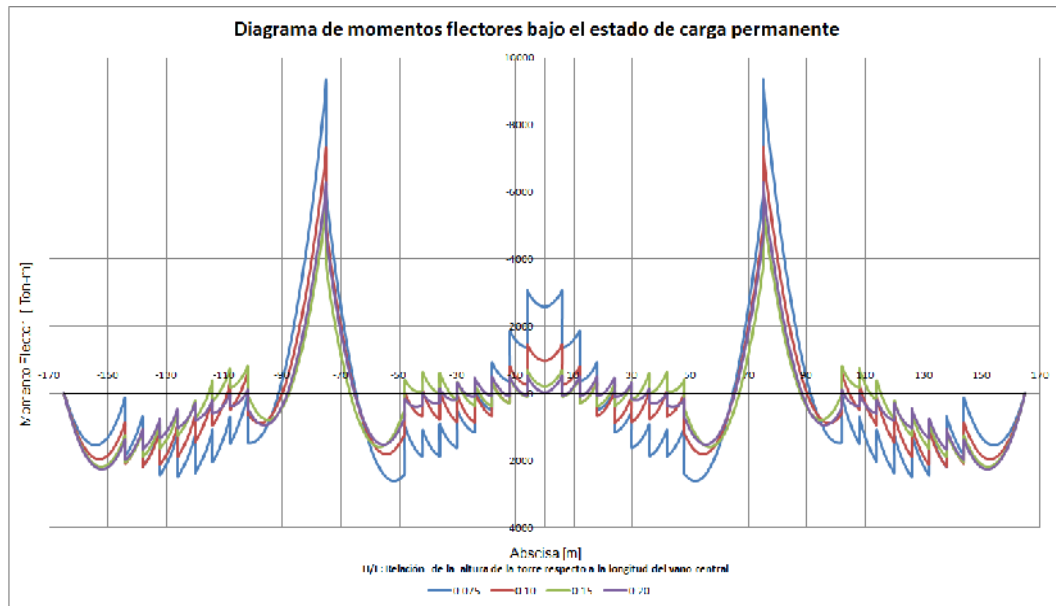
Figura 5.3.2: Influencia en la variación de la altura del pilono en el máximo axial en el centro del vano central bajo el estado de carga permanente y estado de servicio.



Autores

- El diagrama de momentos flectores bajo el estado de carga permanente varía respecto a la altura del pilono, siendo menor para las alturas del pilono mayores, ver figura 5.3.3. Esto se debe a que en alturas mayores crece la eficacia de los tirantes por contrarrestar las cargas de peso propio de la estructura reduciendo el momento generado.
- El momento flector generado en las pilas es mayor en comparación a los momentos generados en el vano central y lateral, debido a la distribución de carga que se concentra en la zona de apoyo sobre los pilares. Por tal motivo se hace necesario un canto variable en el inicio de los pilares, esto con el fin de contrarrestar los momentos generados y no permitir fisuras en el concreto.

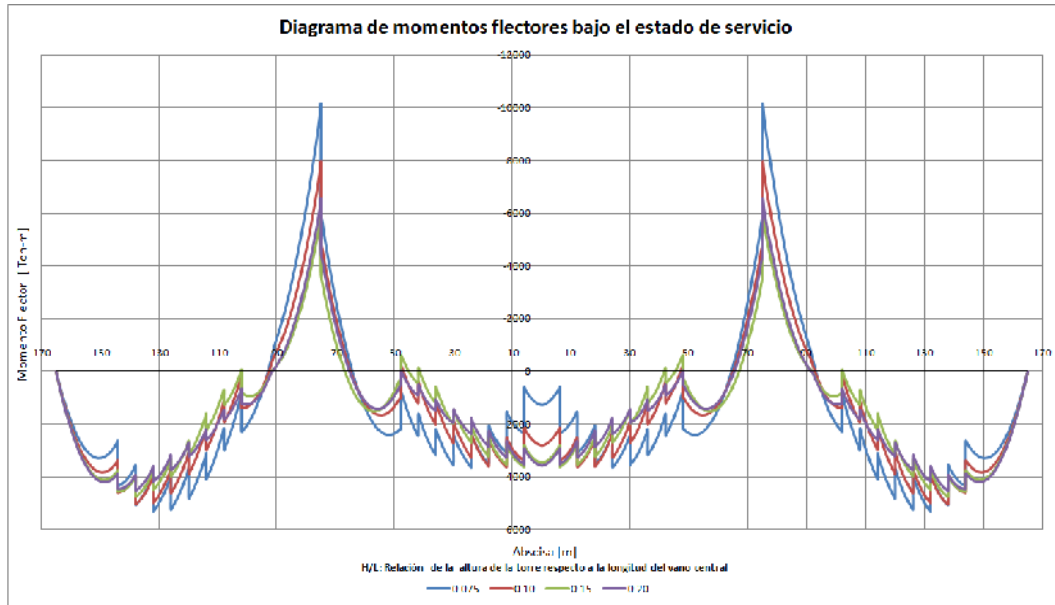
Figura 5.3.3: Influencia de la variación de la altura en el diagrama de momentos flectores bajo el estado de carga permanente E.C.P.



- Al aplicar la carga bajo el estado de servicio, las zonas de los vanos laterales y centro del vano central tienen un aumento en el momento flector, ver figura 5.3.4.
- A lo largo de la longitud del puente se observa que los momentos flectores máximos, ocasionados por el estado de servicio los genera la altura de pilono de 7.5 % de la luz central, contrariamente los momentos flectores mínimos son generados por la altura de pilono de 20 % de la luz central, con excepción en la zona media del vano central en donde los tirantes pierden eficacia y en los extremos del puente, en donde se invierten los efectos dichos anteriormente, ver figura 5.3.4.
- Al comparar los diagramas de momentos flectores bajo los estados de carga permanente, ver figura 5.3.3 y estado de servicio, ver figura 5.3.4, se puede observar que la zona de las pilas sufre un aumento en el momento flector negativo de aproximadamente 6 a 7%.
- La región del centro del vano central tiene una disminución de momentos flectores negativos considerable, tanto así que cambian de orientación, pasando a ser momentos flectores positivos, todo esto debido al efecto que causa la carga viva sobre el puente, ver figura 5.3.4.

- La relación de las magnitudes de los momentos flectores entre el estado de cargas permanentes y el estado de servicio para las diferentes alturas de pilono se mantienen a pesar de las alteración que sufren por el efecto de carga viva.

Figura 5.3.4: Influencia de la variación de la altura en el diagrama de momentos flectores bajo el estado de servicio E.S.



Autores

5.4. Influencia de la variación de la altura del pilono en las tensiones del tablero

En el análisis de los esfuerzos a compresión y tensión a lo largo del puente con pretensado extradadoso se tuvo en cuenta el código colombiano de puentes en cuanto a los esfuerzos admisibles dados en el A.8.7.2 en donde se permite utilizar una resistencia del concreto de $f'c = 400 \frac{kg}{cm^2}$, se debe verificar que cumpla:

Esfuerzos temporales antes de perdidas debidas al flujo plástico y retracción del fraguado
A.8.7.21.2.1:

Compresión

Miembros pretensados..... $0,60 f'c$

Esfuerzos bajo cargas de servicio después de que ocurran las pérdidas dependientes del tiempo A.8.7.2.1.2.2:

Compresión..... $0,40 f'c$

Tensión en la zona precomprimida a tensión

■ Para miembros con refuerzo adherido..... $1,6\sqrt{f'c}$

Tabla 5.3: Método de esfuerzos admisibles

Método de esfuerzos admisibles		
Ecuación	Compresión	Tensión
$0,60 f'c$	$2,4 \frac{Kg}{mm^2}$	
$0,40 f'c$	$1,6 \frac{Kg}{mm^2}$	
$1,6 \sqrt{f'c}$		$0,32 \frac{Kg}{mm^2}$

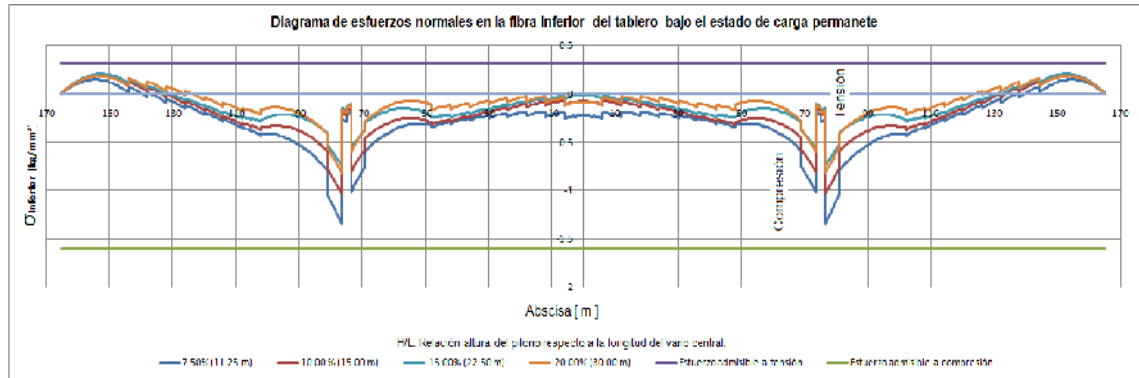
Autores

Se analizarán solo los esfuerzos bajo cargas sin mayorar después de que ocurran las pérdidas dependientes del tiempo. Presentamos las gráficas correspondientes a la influencia en la variación de la altura del pilono en las tensiones del tablero bajo el estado de carga permanente y el estado de servicio, además de su respectivo análisis de cada una.

- Los esfuerzos normales de la fibra inferior del tablero en el vano central se encuentran en su mayoría a compresión, aumentando en las zonas más cercanas al pilono, esto debido a que entre más cerca esté el tirante aumenta la eficacia para comprimir el tablero, caso contrario ocurre para los tirantes más alejados al pilono, ver figura 5.4.1.
- Al aumentar la altura del pilono se pierde fuerza de compresión que producen los tirantes, esto debido a que el ángulo formado entre la sección recta del tablero y el tirante aumenta disminuyendo la componente horizontal que ayuda a comprimir el tablero.
- Debido a la poca eficacia a comprimir el tablero de los tirantes más alejados al pilono, se presenta esfuerzo a tensión en los vanos laterales, ver figura 5.4.1.

- Se observa que bajo estado de carga permanente los esfuerzos en el tablero se encuentran dentro de los límites admisibles por el código colombiano de diseño sísmico de puentes tanto en tensión como en compresión.

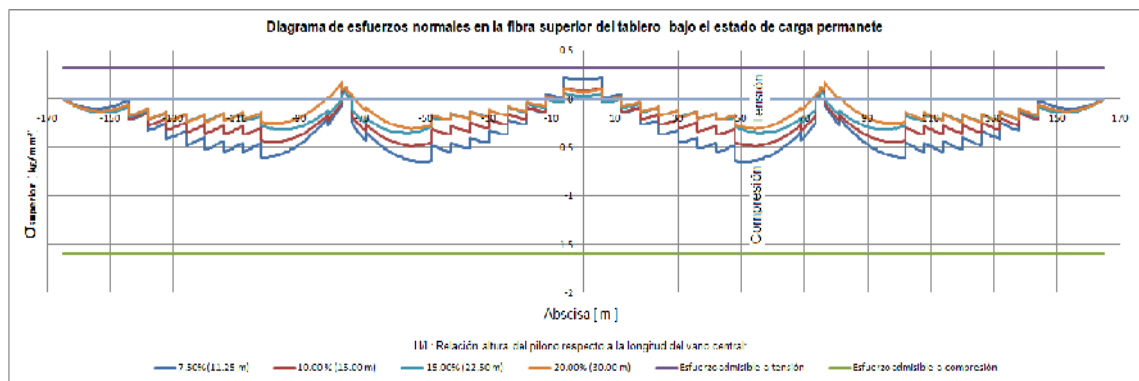
Figura 5.4.1: Diagrama de esfuerzos normales en la fibra inferior del tablero bajo el estado de carga permanente en la variación de la altura del pilono.



Autores

- La fibra superior del tablero se encuentra sometida casi en su totalidad a un mayor esfuerzo axial de compresión, excepto en las zonas cercanas a las pilas y el centro del vano central, ver figura 5.4.2.
- Los esfuerzos a tensión incrementan en las secciones cercanas a los apoyos al aumentar la altura del pilono, caso contrario ocurre en el centro del vano central, en donde los esfuerzos aumentan a medida que la altura del pilono disminuye.

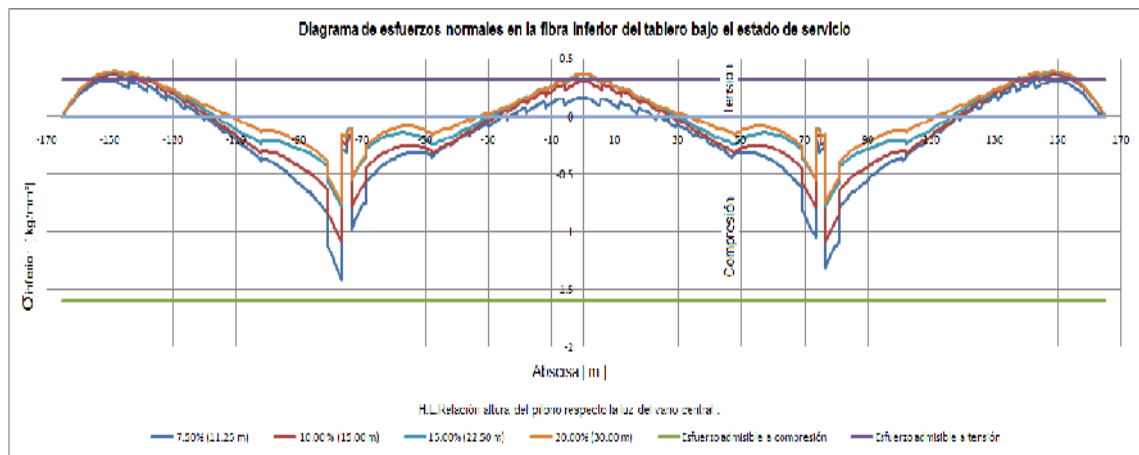
Figura 5.4.2: Diagrama de esfuerzos normales en la fibra superior del tablero bajo el estado de carga permanente en la variación de la altura del pilono.



Autores

- Al aplicar las cargas bajo el estado de servicio se ve un incremento en el esfuerzo de tensión en la fibra inferior en los vanos laterales y en el centro del vano central, esto debido a que esta sometido a una mayor flexión bajo la carga de vía distribuida y carga flotante, ver figura 5.4.3.
- Se observa que bajo estado de carga de servicio los esfuerzos a tensión en el tablero sobrepasan el límite admisible cercano a los estribos del puente y próximo al centro del vano central, dado por el código colombiano de diseño sísmico de puentes, en tensión, ver figura 5.4.3.
- A menos que el proyectista admita tracción, se recomienda poner un pretensado en la fibra inferior del tablero en estas zonas, para anular las posibles fisuras.

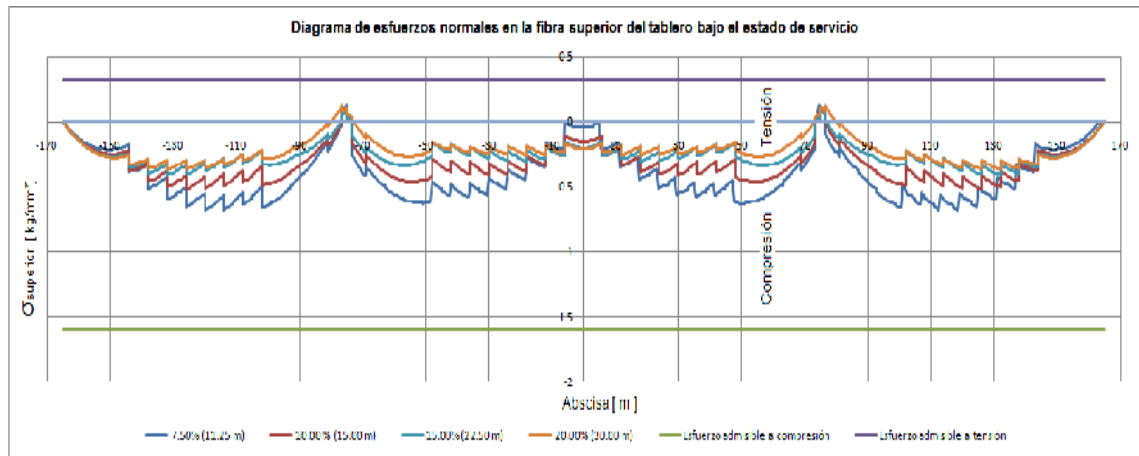
Figura 5.4.3: Diagrama de esfuerzos normales en la fibra inferior del tablero bajo el estado de carga de servicio en la variación de la altura del pilono.



Autores

- Caso contrario en el esfuerzo en la fibra superior que debido a la sollicitación de carga bajo el estado de servicio, este se comprime teniendo un aporte mayor en fuerza axial de compresión de los tirantes al estar sometidos a la carga de vía distribuida y carga flotante. Anulando así de esta manera los esfuerzos a tensión en el centro del vano central, ver figura 5.4.4.
- A menos que el proyectista admita tracción, se recomienda poner un pretensado en la fibra superior del tablero en estas zonas, para anular las posibles fisuras.

Figura 5.4.4: Diagrama de esfuerzos normales en la fibra superior del tablero bajo el estado de carga de servicio en la variación de la altura del pilono.



Autores

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

6.1. CONCLUSIONES

En el análisis del comportamiento estructural del puente con pretensado extradadoso se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

El modelo matemático fue desarrollado en el sistema SAP2000 Advanced v.14.2.2 ®, se realizó un estudio paramétrico del puente con pretensado extradadoso dando como inicio una deformada casi nula bajo el estado de cargas permanentes y con la solicitación de los tirantes sometidos al máximo admisible del acero, teniendo en cuenta no sobrepasar el límite admisible de esfuerzo a tensión del acero y la máxima oscilación de tensión admisible en los tirantes extradadosos. El análisis paramétrico se llevó a cabo variando la altura del pilono y manteniendo constante el canto del tablero en toda su longitud. Del análisis de lo anteriormente mencionado se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. El puente con pretensado extradadoso tienen un menor consumo de materiales en comparación con la tipología de puentes atirantado, siempre y cuando sus luces sean similares.
2. Al aplicar las cargas adoptadas al modelo para las diferentes alturas de pilono, el puente con pretensado extradadoso presenta un buen comportamiento en las oscilaciones de tensión en los tirantes dado que no sobrepasó la máxima admisible dada por la SETRA, sin embargo para el criterio que se tomó de una oscilación máxima de $5 \frac{kg}{mm^2}$ solo se cumplió para puentes con alturas de pilono menores o iguales al 10% de la luz del vano central.

3. Al aumentar la altura del pilono en un puente con pretensado extradadosado, el máximo número de cordones por tirante disminuye, se obtuvieron para alturas de pilono de 7.5, 10, 15, 20 % un máximo número de cordones de 35, 28, 22, 16 respectivamente. A su vez la máxima oscilación de tensión en los tirantes aumenta, se puede observar este incremento en la oscilación máxima en los tirantes del puente con pretensado extradadosado de altura de pilono, 7.5, 10, 15, 20 % de la luz del vano central con una oscilación de tensión de 4.49 , 5.00, 5.40 y 5.63 $\frac{kg}{mm^2}$ respectivamente.
4. A medida que la altura del pilono aumenta, la componente horizontal de tensión pierde eficacia al comprimir el tablero y la fuerza de tesado promedio de los tirantes disminuye. El promedio de fuerza de tesado de los tirantes es mayor en alturas de pilono menores al 10 % de la luz central, mientras que para alturas de pilono mayores los tirantes tienden a mantener una fuerza de tesado similar.
5. La máxima fuerza axial en el tablero aumenta a medida que disminuye la altura del pilono, por consiguiente los momentos flectores máximos se dan en alturas de pilono menores y a su vez los momentos flectores mínimos se dan en alturas de pilono mayores, bajo el estado de servicio.
6. La altura óptima de pilono del puente con pretensado extradadosado con esbeltez del tablero igual a $\frac{L}{35}$, corresponde al 10 % de la luz del vano central. Para alturas de pilono menores al 10 % de la luz central de 150 m , los puentes con pretensado extradadosado no son viables debido al alto costo constructivo que genera el tesado de sus tirantes y para alturas de pilono mayores a 10 % de la luz central de 150 m , los puentes con pretensado extradadosado no son factibles dado que sus tirantes sobrepasan la máxima oscilación de tensión admisible.
7. Bajo el estado de cargas permanentes el tablero del puente con pretensado extradadosado soporta en mayor proporción las cargas, a diferencia de lo que ocurre para el estado límite de servicio donde los tirantes pasan a resistir la mayor parte de la cargas de trafico.
8. Como recomendación la fuerza de tesado para una altura de pilono de 10 % se puede aumentar a tal punto que no sobrepase la máxima oscilación de tensión admisible, con el fin de obtener una menor deformación.

6.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

La altura óptima de pilono en un puente con pretensado extradadosado se queda corta en el estudio por resolver las dudas que se tienen a la hora de construir esta tipología de puentes. Por tal motivo se necesita un análisis detallado de las posibles soluciones a estos interrogantes, algunos de los temas que se necesitarían estudiar para llegar a un mejor entendimiento de esta tipología de puentes son:

- Estudiar el efecto de la esbeltez del tablero: para reducir costos a la hora de construir puentes con pretensado extradadosado se recomienda realizar un estudio del efecto de la esbeltez del tablero y así generar menor fuerza axial por carga muerta de la estructura, disminuyendo la deformada del tablero, obteniendo una disminución en el momento flector generado en el apoyo de la pila, reducción en el momento flector en el centro de la luz principal y disminución de la variación de tensión considerada.
- Determinar el limite inferior en la altura del pilono: la altura inferior requerida para que no se exceda en los predimensionamientos del puente con pretensado extradadosado y evitar el exceso de materiales en su construcción en comparación a otras tipologías de puentes.
- Determinar los costos y materiales de construcción: realizar un estudio sobre cantidades de materiales y costos de construcción de puentes con pretensado extradadosado y así incentivar la ejecución de esta tipología de puentes en nuestro país.

Bibliografía

- [1] BENJUMEA ROYERO, José Miguel. En Proceso, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga Colombia.
- [2] CHIO G. y APARICIO A. El puente con pretensado extradadosado, un nuevo tipo estructural. Universidad Industrial de Santander, 2002.
- [3] CHIO, G. Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradadosado. Barcelona. Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, 2000.
- [4] DOS SANTOS MIRANDA, Daniel. Comportamento estrutural de pontes com Protensão no Extradorso, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.
- [5] HINO S. The Great Himiyume Bridge, Highway entrance to Nagasaki: The world first extradosed bridge using corrugated steel plate webs. Civil Engineering, JSCE, 2005.
- [6] ISHII, Marcio. Sistemas estruturais de pontes extradorso. Dissertação (Mestrado) – Escola Politecnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo 2006.
- [7] JUAN A. Sobrino, Design and construction of three Extradosed bridges in La Paz (Bolivia).
- [8] KASUGA A. Construction of Extradosed Bridges in Japan, In: Japan International Cooperation Agency & The Road Engineering of Malaysia, Seminar on Design and Construction of Prestressed Concrete Cable Stayed Bridges. Kuala Lumpur, Malaysia, 2002.

- [9] KASUGA, A. Extradosed Bridges in Japan. Structural Concrete, 2006.
- [10] MERMIGAS K. Behaviour and Design of Extradosed Bridges. MSc Thesis. Toronto: University of Toronto, 2008.
- [11] MINISTERIO DE TRANSPORTE. instituto nacional de vías (INVIAS), Asociación de Ingeniería Sísmica. Código colombiano de diseño sísmico de puentes. Bogotá, D.C., 1995.
- [12] MONTERO VARGAS, Samuel. Ingeniería de Puentes, Facultad de ingeniería Civil, Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga Colombia, 2010.
- [13] Revista ingeniería de construcción, Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte, José Benjumea, Gustavo Chio, Esperanza Maldonado, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga. Colombia, Vol. 25 N°3, Diciembre de 2010. Versión Online: http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732010000300004&lang=es
- [14] ROJAS, Erwin y ZÚÑIGA, Luis. Modelado Estructural del Puente de Hormigón con Pretensado Extradado mediante técnicas experimentales, Universidad Industrial de Santander, 2009.
- [15] SETRA. Haubans Recommendations de la commission interministérielle de la précontrainte. Service d'études techniques des routes et autoroutes. 2001.
- [16] <http://es.wikipedia.org>
- [17] <http://www.vsl.net/>