

ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS PARA
PUENTES CON PREESFORZADO EXTRADOSADO EN
COLOMBIA

ING. NEYID MAURICIO JASBÓN CARVAJAL

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2012

**ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS PARA PUENTES CON
PREESFORZADO EXTRADOSADO EN COLOMBIA**

ING. NEYID MAURICIO JASBÓN CARVAJAL

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE
MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL**

Director:

Dr., Ing. Gustavo Chio Cho

Codirectora:

Dr., M. Sc., Ing. Esperanza Maldonado Rondón

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS

A mi familia que me apoyo y alentó para este gran paso.

Para Silvia con todo mi amor.

Agradecimiento y dedicatoria a mis profesores Gustavo Chio Cho y la profesora Esperanza Maldonado (Q.E.P.D) que me alentaron a seguir en el estudio y son ejemplo para el resto de mi vida.

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO	6
ÍNDICE DE FIGURAS.....	9
ÍNDICE DE TABLAS	14
ÍNDICE DE ANEXOS.....	16
1. INTRODUCCIÓN.....	19
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	21
3. OBJETIVOS.....	24
3.1 OBJETIVO GENERAL	24
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	24
4. JUSTIFICACIÓN.....	25
5. MARCO TEÓRICO	27
5.1 MARCO TEÓRICO DEL PUENTE EXTRADOSADO Y DEL ANÁLISIS DINÁMICO	27
5.2 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE CON PREESFORZADO EXTRADOSADO.....	28
5.2.1 Criterios de Diseño.....	34
5.3 PARÁMETROS DEL ANÁLISIS DINÁMICO.....	37
5.3.1 Sistemas de múltiples grados de libertad.....	37
5.3.2 Ecuación de movimiento	38
5.3.3 Representación de la rigidez	38

5.3.4	Representación de la masa.....	39
5.3.5	Amortiguamiento en estructuras.....	39
5.3.6	Análisis modal	44
5.4	SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DINÁMICA MÉTODO DE NEWMARK ...	45
5.4.1	Resumen del algoritmo de solución del método de Newmark.....	46
6.	MODELO ESTRUCTURAL	48
6.1	PROGRAMA DE ANÁLISIS DINÁMICO	48
6.1.1	Desarrollo programa borrego dinámico	49
6.2	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	57
6.2.1	Características geométricas	57
6.2.2	Parámetros de diseño constantes para los modelos.....	61
6.2.3	Acciones e hipótesis de carga estática para los modelos	62
6.3	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS UTILIZADO.....	66
7.	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO	74
7.1	DESCRIPCIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	74
7.1.1	Movimientos sísmicos para el análisis y diseño	75
7.2	ANÁLISIS MODAL DE PUENTES EXTRADOSADOS	78
8.	RESPUESTA ESTRUCTURAL DINÁMICA DE LOS PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO AL VARIAR LA ALTURA DE LA TORRE (H/L) Y EL CANTO DEL TABLERO (ha/hc)	83
8.1	PARÁMETRO ALTURA DE LA TORRE (H/L).	84
8.1.1	Tensión en los tirantes	85
8.1.2	Fuerzas internas del tablero	92
8.1.3	Tensiones del tablero	99
8.2	PARÁMETRO RELACIÓN DEL CANTO DEL TABLERO (HA/HC)	105

8.2.1	Tensión en los tirantes	106
8.2.2	Fuerzas internas del tablero	111
8.2.3	Tensiones del tablero	119
9.	FORMULACIÓN DE RECOMENDACIONES DE DISEÑO SÍSMICO PARA PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO.	126
10.	CONCLUSIONES	128
10.1	CONCLUSIONES REFERENTES AL ANÁLISIS DINÁMICO DE PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO.	128
10.2	CONCLUSIONES REFERENTES AL COMPORTAMIENTO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO ANTE CARGAS DINÁMICAS.	130
10.3	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	133
	BIBLIOGRAFÍA.....	135
	ANEXOS.....	138

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Puente de hormigón con preesforzado extradadosado. Puente de Nankang River, Taiwán (2007).....	28
Figura 2 Parámetros de diseño para puente con pretensado convencional	31
Figura 3 Parámetros de diseño para puente con pretensado extradadosado	31
Figura 4 Parámetros de diseño para puentes atirantados	32
Figura 5 Primer puente con preesforzado extradadosado, puente de Odawara Blueway, Japón (1994).	33
Figura 6 Puente de hormigón Tsukuhara, Japón (1997).....	33
Figura 7 Matriz de rigidez elementos elástico unidimensional de dos nodos.....	39
Figura 8 (a) amortiguamiento proporcional a la masa, (b) amortiguamiento proporcional a la rigidez. (Chopra, 2006).....	41
Figura 9 Diagrama general del programa Borrego Dinámico.....	49
Figura 10 Diagrama de Flujo rutina Master 2.....	51
Figura 11 Ciclo de cálculo de cargas estáticas.....	54
Figura 12 Ciclo de cálculo de cargas dinámicas.....	55
Figura 13 Alzado longitudinal del puente Odawara Blueway.	58
Figura 14 Alzado transversal de la pila-torre con la sección del tablero	59
Figura 15 Secciones transversales del modelo en elementos finitos.....	60
Figura 16 Carga Viva C40-95, carga de camión C40-95, carga de carril C40-95, factores de modificación de múltiples carriles, (tomado del CCDSP-95).	65
Figura 17 Hipótesis de carga viva.....	68
Figura 18 Localización Preesforzado interno	69
Figura 19 a) corte longitudinal del modelo completo extruido en elementos finitos, b) corte longitudinal se la sección de la pila y los cables.	71
Figura 20 Modelo general extruido	72

Figura 21 Detalle en 3D de la variación del canto del modelo en elementos finitos	72
Figura 22 Acelerogramas de diseño compatibles con el escenario sísmico Bucaramanga Santa Marta, a. Helena, b. Friuli, c. Mammoth, d. Coalinga, e. Whittier y f. Umbria.	77
Figura 23 Acelerogramas de diseño compatibles con el escenario sísmico Falla Frontal, a. Montenegro, b. Loma Prieta, c. Mendocino y d. Duzce.	77
Figura 24 Acelerograma de diseño de Chile.....	78
Figura 25 Periodos de los puentes extradosados para $H/L=0.10$	79
Figura 26 Porcentajes de participación de masa para $H/L=0.10$	80
Figura 27 Modos principales en sentido longitudinal X a. primer modo, b. segundo modo.....	81
Figura 28 Modos principales en sentido transversal a. primer modo, b. segundo modo.....	81
Figura 29 Modos principales en sentido vertical a. primer modo, b. segundo modo	82
Figura 30 Momentos en el tablero producidos por todos los sismos	84
Figura 31 Máximas tensiones en los cables extradosados por el efecto de fatiga	86
Figura 32 Fuerzas de tensión para los cables extradosados para el modelo $H/L=0.10$	87
Figura 33 Esfuerzos de tensión en los cables extradosados para el modelo $H/L=0.10$	87
Figura 34 Delta de esfuerzos de carga viva vs carga sísmica para el modelo $H/L=0.10$	88
Figura 35 Comportamiento de la fuerza de tensión en cables extradosados al variar la altura de la torre	89
Figura 36 Comportamiento del $\Delta\sigma$ de tensión máxima para los cables extradosados al variar la altura de a torre.....	90
Figura 37 Máximo y mínimo número de cables extradosados al variar la altura de la torre.....	91

Figura 38 Diagrama de fuerzas cortantes del tablero para la carga Muerta + Sismo con $H/L=0.10$	92
Figura 39 Diagrama de fuerza axiales del tablero para carga Muerta + Sismo con $H/L=0.10$	93
Figura 40 Diagrama de momentos flectores en el tablero por carga Muerta + Sismo para $H/L=0.10$	94
Figura 41 Comportamiento de los Cortantes en el tablero al variar la altura de la torre	95
Figura 42 Comportamiento de la fuerza Axial en el tablero al variar la altura de la torre	96
Figura 43 Comportamiento del Momento negativo máximo en el tablero al variar la altura de la torre.....	98
Figura 44 Comportamiento del Momento positivo máximo en el tablero al variar la altura de la torre.....	99
Figura 45 Diagramas de tensiones en la fibra superior del tablero para $H/L=0.10$	100
Figura 46 Diagramas de tensiones en la fibra inferior del tablero para $H/L=0.10$	100
Figura 47 Comportamiento de las tensiones de la fibra superior para la luz lateral al variar la altura de la torre.	102
Figura 48 Comportamiento de las tensiones de la fibra inferior para la luz lateral al variar la altura de la torre.	102
Figura 49 Comportamiento de las tensiones de la fibra superior para la luz central al variar la altura de la torre	103
Figura 50 Comportamiento de las tensiones de la fibra inferior para la luz central al variar la altura de la torre	104
Figura 51 Fuerzas de tensión para los cables extradosados para el modelo $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$	106
Figura 52 Esfuerzos de tensión en los cables extradosados para el modelo $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$	107

Figura 53 Delta de esfuerzos de carga M+P+Viva vs carga M+P+Sismo para el modelo $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$	108
Figura 54 Comportamiento de la fuerza de tensión en cables extradados al variar la relación de cantos del tablero	109
Figura 55 Comportamiento del $\Delta\sigma$ de tensión máxima para los cables extradados al variar la relación de cantos del tablero	110
Figura 56 Máximo y mínimo número de cables extradados al variar la relación de cantos del tablero.....	111
Figura 57 Diagrama de fuerzas cortantes del tablero para la carga Muerta + Sismo con $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$	112
Figura 58 Diagrama de fuerza axiales del tablero para carga Muerta + Sismo con $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$	113
Figura 59 Diagrama de momentos flectores en el tablero por carga Muerta + Sismo para $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$	114
Figura 60 Comportamiento de los Cortantes en la viga al variar la relación de cantos del tablero.....	115
Figura 61 Comportamiento de la fuerza Axial en la viga al variar la relación de cantos del tablero.....	116
Figura 62 Comportamiento del Momento negativo máximo en la viga al variar la relación de cantos del tablero	118
Figura 63 Comportamiento del Momento positivo máximo en la viga al variar la relación de cantos del tablero	119
Figura 64 Diagramas de tensiones en la fibra superior del tablero para $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$	120
Figura 65 Diagramas de tensiones en la fibra inferior del tablero para $h_a/h_c=2.00$ y $H/L=0.10$	120
Figura 66 Comportamiento de las tensiones de la fibra superior para la luz lateral al variar la relación de cantos del tablero.....	122
Figura 67 Comportamiento de las tensiones de la fibra inferior para la luz lateral al variar la relación de cantos del tablero	122

Figura 68 Comportamiento de las tensiones de la fibra superior para la luz central al variar la relación de cantos del tablero.....	124
Figura 69 Comportamiento de las tensiones de la fibra inferior para la luz central al variar la relación de cantos del tablero	125

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Principales puentes con preesforzado extradadosado construidos, en construcción y en fase de diseño	32
Tabla 2 Propiedades de los cables extradadosados.....	61
Tabla 3 Coeficientes para las combinaciones de carga del CCDSP-95	63
Tabla 4 Pesos y Masas de materiales utilizados en el modelo	64
Tabla 5 Fuerzas aplicadas para el cálculo de la tensión del preesforzado interno	70
Tabla 6 Propiedades de las secciones del tablero utilizadas en el modelo	70
Tabla 7 Propiedades de la sección de la pila torre utilizadas en el modelo	71
Tabla 8 Datos Acelerogramas de diseño compatibles con la Falla Bucaramanga Santa Marta	75
Tabla 9 Acelerogramas de diseño compatibles con la Falla Frontal	76
Tabla 10 Casos analizados al variar la altura de la torre	85
Tabla 11 Fuerzas máxima y promedio de tensión en los cables extradadosados al variar la altura de la torre	89
Tabla 12 $\Delta\sigma$ de tensión de los cables con respecto a la carga Muerta + Viva al variar la altura de la torre	91
Tabla 13 Cortantes máximos en el tablero al variar la altura de la torre	94
Tabla 14 Fuerzas axiales máximas en el tablero al variar la altura de la torre	96
Tabla 15 Momentos negativos máximos en el tablero al variar la altura de la torre	97
Tabla 16 Momentos positivos máximos en el tablero al variar la altura de la torre	98
Tabla 17 Tensiones máximas en la luz lateral al variar la altura de la torre	101
Tabla 18 Tensiones máximas en la luz central al variar la altura de la torre	103
Tabla 19 Casos analizados al variar la relación de cantos del tablero.....	105
Tabla 20 Fuerzas Máximas y Promedio de tensión en los cables extradadosados al variar la relación de cantos del tablero	108

Tabla 21 $\Delta\sigma$ de tensión de los cables con respecto a la carga Muerta + Viva al variar la relación de cantos del tablero	110
Tabla 22 Cortantes máximos en la viga al variar la relación de cantos del tablero	115
Tabla 23 Fuerzas axiales máximas de la viga al variar la relación de cantos del tablero	116
Tabla 24 Momentos negativos máximos en la viga al variar la relación de cantos del tablero	117
Tabla 25 Momentos positivos máximos en la viga al variar la relación de cantos del tablero	118
Tabla 26 Tensiones máximas en la luz lateral al variar relación de cantos del tablero	121
Tabla 27 Tensiones máximas en la luz central al variar la relación de cantos del tablero	123

ÍNDICE DE ANEXOS

1.	REALIZACIONES DE PUENTES EXTRADOSADOS	138
2.	GRÁFICAS DE LA SOLUCIÓN DE LOS MODELOS EN ELEMENTOS FINITOS.....	141
3.	DESCRIPCIÓN DEL ARCHIVO DE ENTRADA PARA BORREGO DINÁMICO.....	156

TITULO: Análisis de los Parámetros Sísmicos para Puentes con Preesforzado Extradosado en Colombia.*

AUTOR: Neyid Mauricio Jasbon Carvajal**

PALABRAS CLAVES: Puentes extradosados, Análisis dinámico, parámetros de diseño sísmico.

RESUMEN: El puente con preesforzado extradosado, presenta un comportamiento dinámico intermedio entre las tipologías de puente de viga cajón y un puente atirantado. Esta tipología ha sido implementada en países como Japón, China y Corea, en sitios con amenaza sísmica alta. En el presente trabajo se explica la influencia de las fuerzas sísmicas en el comportamiento dinámico de este tipo de puentes y se exponen diversas consideraciones a tener en cuenta en el diseño.

Además se presenta el desarrollo histórico de la tipología y una perspectiva al futuro de esta. Se explican los criterios de diseño para un puente con pretensado extradosado utilizados en el presente trabajo. Se describe la implementación realizada para la solución de la ecuación dinámica y la obtención de las fuerzas sísmica en un puente extradosado. Se explica el modelo realizado para la variación de los parámetros de diseño. Se estudia la importancia de los parámetros de altura de torre (H/L), relación de cantos del tablero (h_a/h_c) y tensión en los cables (σ_t) cuando los puentes con pretensado extradosado son sometidos a acciones sísmicas.

En el presente trabajo se desarrolla un panorama de su posible utilización e implementación en zonas de amenaza sísmica alta como las encontradas en diversos sitios de Colombia. Además, se realizan recomendaciones sobre los parámetros de diseño en zonas de amenaza sísmica alta. Y se proponen futuras líneas de investigación en esta tipología. Y recomendaciones sobre los límites óptimos para los parámetros estudiados.

*Proyecto de Grado para optar al título de Master en Ingeniería Civil

**Facultad de Físicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Gustavo Chio Cho.

TITLE: Analysis of Seismic Parameters for Prestressed Extradosed Bridges in Colombia.*

AUTHOR: Neyid Mauricio Jasbon Carvajal**

KEYWORDS: Extradosed Bridges, Dynamic Analysis, Design Seismic Parameters.

ABSTRACT: The Prestressed Extradosed Bridges, present a structural behavior intermediate between the typologies, girder bridge and cable-stayed bridge. This typology has been implemented in countries like Japan, China and Korea, in areas with high seismic hazard. This paper explains the influence of seismic forces on the dynamic behavior of typology bridges and exposed various consideration to take into account in the design.

Also presents the historical development of the typology and the future perspective of this. It explains the design criteria for prestressed extradosed bridge used in the present work. Describes the implementation done to solve the dynamic equation and obtaining seismic forces in extradosed bridge. Explains the model realized prepared for varying the design parameters. Studies the importance of the parameters tower height (H/L), thickness ratio of the beam (h_a/h_c) and cable tension (σ_t) when prestressed extradosed bridges are subjected to seismic actions.

In this paper develops overview of its potential use and implementation in areas of high seismic hazard as found in various places in Colombia. Furthermore, recommendations are made on the design parameters in areas of high seismic hazard. And, proposed the future lines of research in this typology. And recommendations on the optimal limits for the studied parameters.

* Graduation Project to qualify for the title of Master of Civil Engineering

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

1. INTRODUCCIÓN

Un factor fundamental en el desarrollo de un país es su infraestructura vial que facilita aspectos como: el intercambio comercial, el turismo, la comunicación etc. La construcción de estos corredores viales en Colombia, por la topografía junto con su hidrografía requiere de puentes que complementen las nuevas vías necesarias para el desarrollo del país. Por esto el proyectista debe contar con varias tipologías estructurales y evaluar la más favorable para las condiciones del entorno. Con este fin, se propone en el presente trabajo dar a conocer una nueva tipología estructural que permita a los diseñadores plantear nuevas y más eficientes soluciones en zonas de amenaza sísmica alta en Colombia.

En el desarrollo de los sistemas constructivos se han creado nuevas tipologías estructurales, una de ellas es el puente con preesforzado extradadosado. La tipología utiliza la tecnología del concreto o el acero y el preesfuerzo como cables que sobrepasan el canto de la placa. La idea fue introducida por el ingeniero Francés Jacques Mathivat en 1988 (Mathivat, 1988) como una solución para el viaducto Arrêt Darré en Francia, al incorporar el preesforzado externo no adherido a una placa con un canto considerable, ganando excentricidad para el refuerzo activo. Esta solución no fue implementada pero sentó las bases para una nueva tipología de puentes. Por lo anterior, los puentes con pretensado extradadosado es un intermedio entre un puente con viga cajón preesforzado y un puente atirantado; las diferencias entre una u otra tipología se exponen detalladamente en el título 5.2 Concepción estructural del puente con preesforzado extradadosado.

Este tipo de puente ha sido ampliamente implementado en países con alta actividad sísmica como Japón y China (Kasuga 2006), por esto se puede entrever un buen comportamiento sísmico. Sin embargo, a pesar de su amplia implementación en un contexto de alta sismicidad, la literatura acerca del

comportamiento dinámico es muy escasa, o no se encuentra en idiomas asequibles, no siendo suficiente para la comprensión y diseño en estos puentes. Luego, para considerar el puente extradadosado como una posible alternativa de implementación en el territorio Colombiano es necesario estudiar su comportamiento sísmico e identificar los parámetros de diseño en zonas de riesgo sísmico alto.

De esta forma, con este trabajo de tesis se busca analizar la variación de los parámetros de diseño por las acciones sísmicas impuestas. Estos parámetros incluyen otros factores como la fluencia del concreto, relajación del acero y cargas permanentes y transitorias. Con estos resultados se espera apropiarse el conocimiento acerca del comportamiento estructural y las ventajas y limitaciones que ofrece este puente para una implementación en una zona sísmica alta. Esta investigación está enmarcada en un proyecto mayor para el desarrollo y posible implementación de la tipología en Colombia apoyado por Colciencias.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Colombia es un país en el umbral del desarrollo y una de las principales debilidades en competitividad detectadas por la Banco Interamericano de Desarrollo (BID) es el mal estado o bajas especificaciones de las vías entre los polos productivos (Portafolio 2006). Adicionalmente, los indicadores de infraestructura son inferiores a países como México o Chile. Tomando en cuenta lo anterior, el gobierno realiza grandes esfuerzos para solucionar estas debilidades con miras a ganar competitividad frente a los tratados de libre comercio. Estos esfuerzos están representados en los grandes proyectos viales generados en los últimos años con los que se busca integrar la vía terrestre a los polos de desarrollo.

Dado el contexto anterior y considerando la alta actividad sísmica y la hidrografía en algunas regiones, se hace necesario proponer varias tipologías de puentes para plantear soluciones óptimas a las necesidades de integración vial. Para esto la ingeniería Colombiana debe contar con una amplia gama de posibilidades estructurales y así dar la mejor solución a los problemas surgidos en los proyectos. En la solución final se toman en cuenta varios elementos como la evaluación económica que es fundamental, adicionalmente, la estética y la durabilidad y factores externos que restringen la geometría de la propuesta.

Actualmente existen varias tipologías de puentes diferentes a las convencionales, las cuales han demostrado un buen comportamiento en zonas de amenaza sísmica similares a las del entorno Colombiano (Chio 2000). Una de ellas es el puente de hormigón con preesforzado extradadosado. Sin embargo, su uso en Colombia no se ha planteado debido al desconocimiento de su comportamiento y de su proceso constructivo. Varios estudios se han realizado acerca de su comportamiento estructural y de los parámetros que se deben considerar en el

diseño, por ejemplo los trabajos de Komiya (1999), Chio (2000) e Ishii (2006). Los parámetros de diseño considerados en los anteriores trabajos fueron, altura de la torre sobre el tablero con relación al vano central H/L , variación de la tensión de los cables extradosados ($\Delta\sigma$), relación del canto del tablero en el centro de la luz (h_c) y en la zona de la pila (h_a), canto del tablero con relación a la longitud del vano de mayor longitud (h/L), longitud del vano lateral con respecto al vano central ($L1/L$) y la vinculación entre el tablero y las pilas. Los tres estudios anteriores delimitan claramente los parámetros para su diseño únicamente en zonas de amenaza sísmica baja, pero para zonas de amenaza sísmica alta no se presentan estudios de la afectación de los parámetros de diseño frente a estas solicitaciones, ya que las investigaciones realizadas para las implementaciones en estas zonas (Japón, China) no se encuentran documentadas ni se han desarrollado publicaciones por ser generadas por empresas constructoras que tienen este conocimiento como ventaja frente a otros competidores.

Las estructuras se deben diseñar para resistir las cargas permanentes y cargas dinámicas dependiendo de las condiciones propias de la zona donde se construyan, por ejemplo, Colombia presenta zonas con importante actividad sísmica. Por lo anterior es importante conocer el comportamiento dinámico de varias tipologías de puentes, como el puente con preesforzado extradosado, el cual ha demostrado un buen comportamiento en zonas de alta sismicidad, que es evidenciado por la alta implementación en zonas de alta actividad sísmica como Japón, China y Corea (Kasuga 2006). En el momento del diseño es importante determinar la influencia de la fuerza sísmica en los parámetros de diseño como altura de la torre, canto del tablero, tensión de los cables extradosados y asegurar un nivel de comportamiento de disipación especial de energía para zonas de alta actividad sísmica. Por esto se hace necesario responder; ¿cuál es el comportamiento dinámico de un puente con pretensado extradosado? y ¿la influencia de la fuerza sísmica en el diseño de un puente con pretensado extradosado?

La variación de los parámetros altura de la torre, relación de cantos del tablero y tensión de los cables, ejercen importancia en el comportamiento de los puentes con pretensado extradadosado. Estos parámetros generan una diferencia del puente con pretensado extradadosados y los puentes planteados en viga cajón convencional o puentes atirantados. Por lo anterior es importante verificar el comportamiento de estos parámetros ante acciones sísmicas.

El primer puente con preesforzado extradadosado construido en el mundo es el Odawara Blueway, en el año 1994 en Japón, (tomado de Kasuga 2006), el cual marcó el comienzo de una amplia implementación de esta tipología. Muchos de estos han sido utilizados en zonas alta actividad sísmica dando indicaciones sobre su eficiente comportamiento ante efectos dinámicos, pero estos no se han dado a conocer en idiomas como el inglés o de fácil acceso para nuestro medio, ni se han divulgado en nuestro país o en América Latina.

3. OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar los parámetros y establecer criterios de diseño sísmico de los puentes con losa de hormigón de resistencia convencional, con preesforzado extradadosado con el fin de evaluar su comportamiento dinámico.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Proponer un modelo estructural y evaluar la respuesta estática del puente.
2. Establecer el comportamiento dinámico del puente con preesforzado extradadosado.
3. Identificar la influencia en los parámetros: esbeltez del tablero, oscilación de la tensión en los cables, altura de la torre, de las fuerzas sísmicas.
4. Establecer criterios de diseño en zonas de amenaza sísmica alta.

4. JUSTIFICACIÓN

El desconocimiento del comportamiento dinámico del puente con preesforzado extradadosado limita su comprensión e implementación en zonas de alta amenaza sísmica en Colombia. Por lo anterior es importante difundir las bondades de ésta tipología estructural frente a otras tipologías utilizadas. El puente con preesforzado extradadosado posee ventajas competitivas frente a sus dos tipologías adyacentes como lo son el puente con viga cajón y el puente atirantado (Chio, 2000 y Kasuga, 2006).

Algunas de estas ventajas son: la mayor rigidez del tablero ante vibraciones del tráfico y por consiguiente su buen comportamiento en la construcción de vías férreas, como el implementado en Delhi (India) u Osaka (Japón), con una torre de menor altura frente a un puente atirantado y la utilización de un espesor de la placa menor frente a un puente de viga cajón.

Las nuevas tipologías estructurales de puentes no están contempladas explícitamente en el Código Colombiano de Puentes CCDSP-95 Adoptado el 20 de Junio de 1996 por el Ministerio de Transportes. Por lo anterior, es necesario desarrollar la investigación sobre esta tipología con parámetros y formulaciones de códigos internacionales como por ejemplo la variación de tensión en los cables los esfuerzos admisibles en los tirantes. Los parámetros de estudio deben adaptarse a las condiciones del entorno nacional, y las normativas nacionales vigentes, sin dejar atrás las posibles recomendaciones y mejoras para éstas.

En conclusión se hace necesario el estudio de las propiedades dinámicas y el comportamiento ante acciones sísmicas de los puentes con preesforzado extradadosado, para una implementación en zonas de amenaza sísmica alta. Este estudio toma como base las recomendaciones sísmicas del Código Colombiano

de Puentes CCDSP-95 para adaptar los parámetros de diseño propuestos en la literatura que haya lugar a las normativas nacionales.

5. MARCO TEÓRICO

5.1 MARCO TEÓRICO DEL PUENTE EXTRADOSADO Y DEL ANÁLISIS DINÁMICO

La idea de estos puentes y su denominación proviene de Mathivat quien en 1988 (Mathivat, 1988), propone como solución al concurso del viaducto Arrêt Darré un puente con esta tipología, que se caracteriza por disponer el preesforzado, sobre las secciones de apoyo en pila, exteriormente al canto de la sección y por la parte superior del tablero, intentando ganar excentricidad. Resulta así, una especie de puente de tirantes con pila baja y canto holgado, que busca, además de la compensación de cargas, que la variación de tensión en el acero de los tendones extradosados, debida a la sobrecarga, sea lo suficientemente baja para que no se requieran costosos anclajes resistentes a fatiga empleados en los puentes de tirantes (Chio, 2000).

En el esquema de un puente con preesforzado extradosado (Figura 1) se presentan características arquitectónicas similares a los puentes atirantados y algunas de los puentes de tramo recto de hormigón preesforzado. La principal diferencia, entre el puente atirantado y el extradosado es la influencia de la fatiga en el diseño de los cables externos. El puente con preesforzado extradosado busca utilizar las ventajas de los puentes de viga con preesforzado al utilizar la misma clase de torones, reduciendo el cambio en la tensión de los cables externos para que estos no fallen por la fatiga. Esto genera un mejor aprovechamiento de las propiedades mecánicas de los materiales, acompañado de las ventajas de sus características geométricas y arquitectónicas de un puente atirantado.

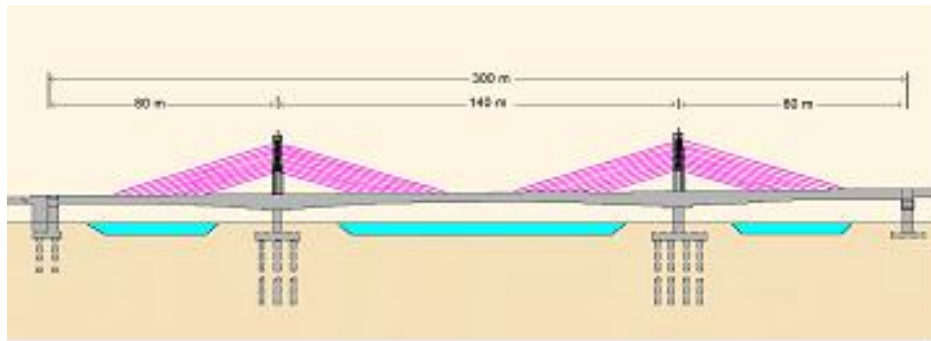


Figura 1 Puente de hormigón con preesforzado extradadosado. Puente de Nankang River, Taiwán (2007).

5.2 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE CON PREESFORZADO EXTRADOSADO.

Se podría inicialmente asumir que el concepto del puente con preesforzado extradadosado es algo completamente nuevo. Sin embargo, esto no es totalmente cierto, su concepción y desarrollo puede seguirse desde diversas perspectivas: desde la óptica del preesforzado, desde la óptica constructiva o desde la morfológica. En este trabajo se siguen las dos primeras líneas de desarrollo ya que son las más significativas y muestran el desarrollo a partir de las dos tipologías adyacentes y dan una luz sobre el comportamiento estructural. La tercera línea no se encuentra suficientemente documentada dentro del desarrollo del puente con preesforzado extradadosado y no ofrece elementos para comprender el comportamiento estructural.

En un puente de viga cajón recto de hormigón preesforzado, construido por voladizos sucesivos, se necesita una cantidad importante de preesforzado interno superior para hacer frente a los momentos flectores negativos que ocurren durante su construcción. Desde el punto de vista de la optimización del preesforzado, es lógico buscar que éste actúe con su máxima excentricidad en la viga para compensar las cargas. Surgen así los puentes atirantados, donde el incremento importante de excentricidad se materializa a través de torres y, donde, gracias a ellas, se obtienen excentricidades sobre la pila del orden del veinte por ciento de la

luz. Esta disposición de los tendones, al ser externos y llamados cables de preesforzado exterior, no sólo compensa las cargas permanentes al ponerlos en tensión sino que el cambio de geometría es tan importante, que los cables se tornan como otro elemento estructural que soporta sobrecargas, transportando axialmente una fracción importante de éstas hasta los apoyos, es decir, pasan a ser tirantes. Esta mayor eficacia de los cables externos de preesforzado no es gratuita; la variación de tensión frente a las sobrecargas frecuentes es alta y se requieren anclajes especiales resistentes a la fatiga.

Ahora bien, el problema puede replantearse del siguiente modo: ¿Cuál sería la mayor excentricidad posible (altura de la torre) para que la respuesta de los tendones de preesforzado como cables no este limitada por la fatiga, y puedan seguir utilizándose anclajes de preesforzado convencional? Dado que la rigidez de los tendones como cables inclinados depende del seno al cuadrado del ángulo con la horizontal, el control de este ángulo permitirá, en primera aproximación, limitar la variación de tensión y prevenir la fatiga. Es pues, como respuesta a este reto, como surge el puente con preesforzado extradadosado: un puente donde el preesforzado exterior se lleva hasta el límite de sus posibilidades de trabajo como cable, trabajando junto con la rigidez de la placa (Chio 2000).

Otra aproximación al desarrollo histórico de este tipo de puentes con preesforzado extradadosado la suministra el estudio de la evolución de la construcción por voladizos de los puentes de tirantes y de viga cajón de concreto. En la literatura de puentes atirantados se puede encontrar que el nacimiento de esta tipología se debió a la utilización mixta de cables como tirantes y cables parabólicos en puentes colgantes durante mediados del siglo XIX. A partir de estas implementaciones surgen los primeros puentes atirantados puros entre ellos el Albert Bridge (1872) en Londres. Hasta después de la segunda guerra mundial no se generaliza la utilización de puentes atirantados, al principio eran puentes de pocos cables, los mejores ejemplos son los desarrollados y construidos por;

Ricardo Morandi: Maracaibo (Venezuela, 1962), Polcevera (Génova, 1967), Wadi Kuf (Libia, 1971), Barranquilla (Colombia, 1973) (Pérez, 2008). En ellos, se pasa de la utilización de un preesforzado exterior superior, al atirantamiento provisional de cada dovela para, luego, finalizado el tablero, sustituir todos estos tirantes por un único tirante definitivo. Es Finsterwalder quien, en 1967 y con ocasión de uno de los concursos de puentes para el Gran Belt, quien propone una idea definitiva: dar carácter de permanencia a varios de los cables utilizados durante la construcción, surgiendo así el puente atirantado multi-cable moderno que asemeja una viga o tablero sobre un medio elástico.

Un desarrollo paralelo podría establecerse con la construcción por voladizos sucesivos de determinados puentes de viga cajón. El problema que, a veces presentan estos puentes, es su enorme canto en arranques, necesario para hacer frente a los momentos negativos. Por ello, y principalmente en puentes de dos vanos, se ha recurrido algunas veces colocar cables provisionales en cada una de las dovelas ejecutadas durante la construcción para después de cerrado el puente ser retirados. Los tirantes permiten entonces controlar los altos momentos flectores negativos que se producen en la construcción por voladizo y reducir, así, el canto de la sección de apoyo en pila, lo que conlleva mejoras arquitectónicas importantes. Este es otro punto de vista para el nacimiento del puente con preesforzado extradadosado en el cual los ingenieros japoneses se preguntaron: ¿Y si dejamos estos tirantes en el puente para siempre?

Como se ha referenciado anteriormente los puentes con preesforzado extradadosados es una tipología intermedia entre un puente viga cajón convencional y un puente atirantado. Los puentes de viga cajón con pretensado convencional no presentan torres ni cables externos. La excentricidad de los cables se obtiene al aumentar el del tablero. Los cantos del tablero son mayores que los utilizados en puentes extradadosados como se puede ver al comparar la Figura 2 y 3. Los cantos recomendados por el International Federation for Structural Concrete (fib),

(FIB, 2000), para puentes con pretensado convencional son de: $h_c > L/40$ relaciones $h_a/h_c > 2.0$. Donde h_c es el canto en el centro de la luz principal, L es la longitud de la luz principal y h_a es el canto sobre el apoyo. Los cantos son mayores en comparación a los recomendados para un puente extradosado.

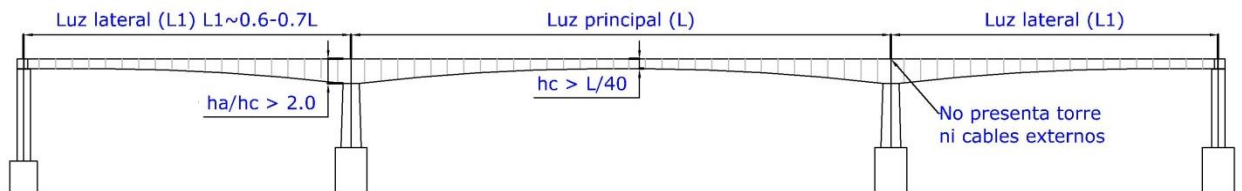


Figura 2 Parámetros de diseño para puente con pretensado convencional

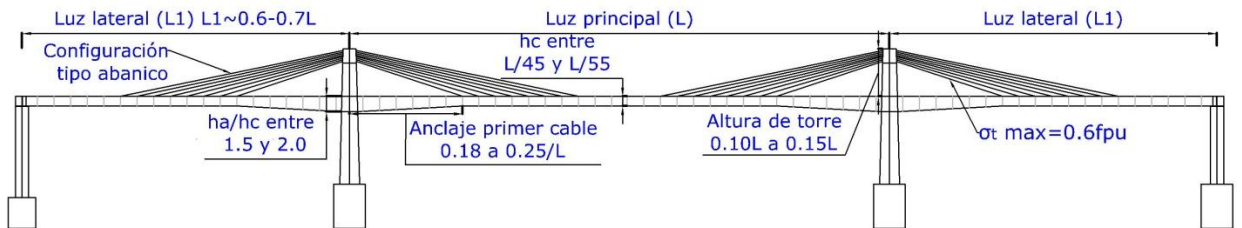


Figura 3 Parámetros de diseño para puente con pretensado extradosado

Los puentes atirantados presentan torres altas con cables externos y un tablero esbelto. Los cantos del tablero son uniformes en toda la longitud. El canto recomendado por el International Federation for Structural Concrete (fib) (FIB, 2000), es de $h_c \sim L/100$ y $h_c = h_a$. Los cantos del tablero producen efectos aerolásticos importantes que no se presentan en los puentes extradosados. La altura de la torre recomendada es mayor a $0.20L$, superior a la altura de torre óptima para puentes extradosados (Figura 4). Con esta altura de torre las tensiones máximas en los cables son de $\sigma_t \max = 0.45f_{pu}$, donde f_{pu} es la resistencia última a tensión del acero de los tirantes. Comparado con los cables extradosados que pueden llegar a tensiones máximas $\sigma_t \max = 0.60f_{pu}$. El tablero se comporta como una losa soportada por un medio elástico por esto debe llevar cables en toda la longitud de la luz ya que el tablero no se soporta luces considerables, en cambio en puentes extradosado presenta cables a una longitud

de $0.18L$ desde la pila. En esta zona el tablero con el preesfuerzo interno compensan las cargas aplicadas.

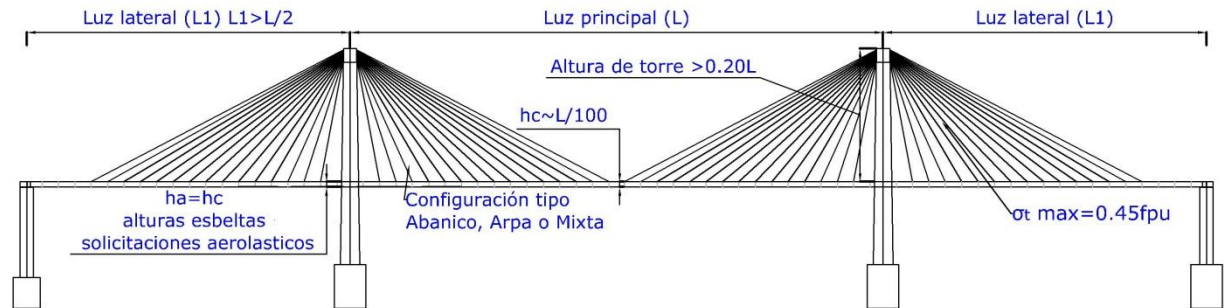


Figura 4 Parámetros de diseño para puentes atirantados

A continuación se presenta una recopilación de proyectos y construcciones más importantes de puentes con preesforzado extradadosado, (Tabla 1) y en el Anexo 1 se muestra una la recopilación de puentes Extradadosados en el mundo.

Número	Nombre del Puente	País	Máxima Luz	Terminación
1	Odawara Blueway	Japón	122.0	1994
2	Yashiro Sur y Norte	Japón	105.0	1996
3	Tsukuhara	Japón	180.0	1997
4	Kanisawa	Japón	180.0	1998
4	Ibi Gawa	Japón	271.5	2001
5	Kiso Gawa	Japón	275.0	2001
6	Japan-Palau Friendship	Palau	247.0	2002
7	Tokuyama	Japón	220.0	2006
8	Saint Croix River	USA	En diseño	2014
9	Padma		En diseño	2015

Tabla 1 Principales puentes con preesforzado extradadosado construidos, en construcción y en fase de diseño

El primer puente construido con preesforzado extradadosado fue el puente de Odawara Blueway, en el año 1994 (Figura 5), sobre la bahía de Odawara (Japón), (Kasuga, 2006). Otro tipo de implementación importante dentro de esta tipología ha sido en 1996 el puente de Yashiro fue construido en Japón para un intercambiador de ferrocarriles. Otras realizaciones importantes es el puente de hormigón con preesforzado extradadosado de Tsukuhara 1997 (Figura 6), con una

luz principal de 180 m, y los puentes mixtos con preesforzado extradosado de Ibi River y de Kiso River, en los que se alcanza una luz central de 275m. Otros puentes con preesforzado extradosado han sido construidos a raíz del éxito logrado con las primeras aplicaciones de esta técnica aunque, en la actualidad, su número no es muy abundante frente a las tipologías más cercanas.

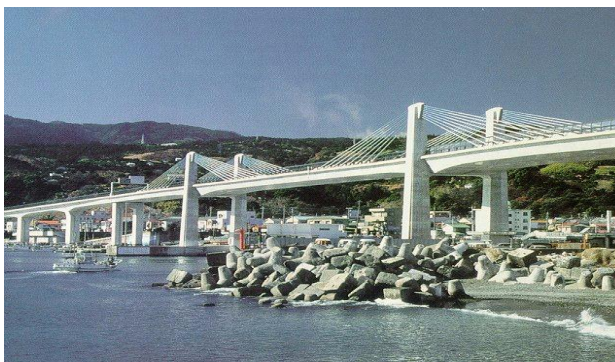


Figura 5 Primer puente con preesforzado extradosado, puente de Odawara Blueway, Japón (1994).

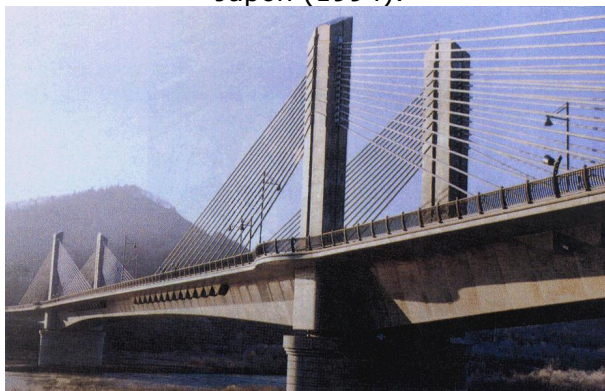


Figura 6 Puente de hormigón Tsukuhara, Japón (1997)

El estado actual del conocimiento en este tipo de puentes se basa en varias realizaciones alrededor del mundo y algunas investigaciones sobre su respuesta estructural y posibles parámetros dimensionales para el diseño; sin embargo, el conocimiento no está ampliamente divulgado en textos o artículos, en libros es referenciado como una nueva tipología, e incluso esta tipología es poco conocida e implementada en América. Las investigaciones realizadas se han hecho para parametrizar los puentes en países con baja actividad sísmica o sin incluir

explícitamente la respuesta dinámica del puente ante solicitaciones sísmicas. Lo anterior, sin incluir los problemas locales de los elementos como fatiga en los tendones, dimensionamiento óptimo, seguridad del puente ante vibraciones, coeficientes de diseño y construcción, que han sido estudiados para los países donde se han desarrollado las investigaciones como Japón Corea y tiene muy poca divulgación de los resultados; sin ser iguales a las condiciones de Colombia.

Los estudios realizados sobre el tema corresponden a trabajos desarrollados por constructoras. Es decir, el conocimiento del comportamiento y detalles de su diseño en la mayoría de los casos es el Know How de estas empresas. La información técnica no se encuentra difundida en la comunidad científica los trabajos que se encontraron en idiomas accesibles Chio (2000), Ishiis (2006) no contienen la información sobre su comportamiento dinámico.

Los artículos existentes que contienen información sobre el comportamiento dinámico de los puentes con preesforzado extradadosado corresponden a estudios desarrollados en países donde se ha desarrollado esta tipología. Estos estudios se encontraron en la base de datos de sociedades de ingenieros de países asiáticos como Japón donde tienen la mayor implementación y otros como Corea y China. La información recolectada y la cual puede servir de referencia para este estudio está escrita en las lenguas propias de los realizadores, como el Japonés, Coreano y Chino, y poca información se encuentra en alguna base de datos europea o americana.

5.2.1 Criterios de Diseño.

Algunos criterios reportados en las investigaciones realizadas sobre el comportamiento estructural de los puentes con preesforzado extradadosado durante construcción y en servicio (Komiya (1999), Chio (2000) y Ishii (2006)) y en artículos de realizaciones permiten plantear los siguientes parámetros de diseño para el proyecto de un puente con preesforzado extradadosado:

1. Una disposición de los tirantes en forma de abanico, en dos planos paralelos, requiere que el primer tirante esté anclado entre 0.18 y 0.25 de la luz principal, medido desde el eje de la torre. Los tirantes más próximos a la pila son ineficaces (Chio 2000). En el presente trabajo se utilizó una relación de $0.20/L$ para el anclaje del primer cable en todos los modelos.

2. A partir del primer tirante, la distancia longitudinal entre cables de un mismo abanico de cables extradados debe ser la de la longitud de la dovela empleada en construcción, con objeto de compensar una fracción del peso de cada dovela (Chio 2000). La longitud de la dovela varía dependiendo de la tecnología de construcción disponible en cada país, para el caso de Colombia se utilizan comúnmente longitudes de dovela entre 3.0m y 5.0m. Para el presente trabajo se utilizó longitudes de dovelas de 3.75m entre cables extradados

3. Según Mathivat, sugiere tableros con canto de esbeltez constante igual a $L/35$, en investigaciones desarrolladas por Chio (Chio 2000) e Ishii (Ishii 2006) se aconseja la utilización de tableros con cartelas de inercia variable, con un canto en centro de luz de $L/45$ y una relación entre el canto en apoyo respecto al canto en centro de luz de 1,5. Siguiendo estas recomendaciones, el comportamiento estructural del tablero reduce los deltas de esfuerzos sobre los cables externos frente a un puente atirantado. Pero este, es más esbelto que un puente de preesforzado convencional, reduciendo el peso propio. El canto en el centro de la luz se tomó como $L/55$ y la relación de altura de cantos del tablero se varía de 1.5 y 2.0 para verificar la incidencia de la carga sísmica sobre este parámetro.

4. Los actuales tendones utilizados en el preesforzado exterior pueden trabajar con una máxima oscilación de tensión de 78.48MPa, bajo una tensión de trabajo máxima del $60\%f_{pu}$, donde f_{pu} es la máxima resistencia a tensión del acero de los tirantes, sin presentarse problemas de fatiga del material. Esto se cumple siempre

y cuando los tendones estén suficientemente protegidos contra posibles fenómenos de fatiga por rozamiento o fatiga por corrosión, esto hace que se aproveche mejor la resistencia de los cables frente a un puente atirantado (Chio 2000). Para el presente trabajo se determinaron tensiones de $0.60 f_{pu}$ para los cables extradosados y se verificaron las tensiones producidas por las cargas sísmicas para cada modelo.

5. Una altura de la torre de aproximadamente 0.10 y 0.15 de la luz principal, es el valor recomendable para que no se produzcan deltas de tensión en los tirantes mayores a 78.48MPa con la totalidad de la sobrecarga de puentes de carretera. Esta ventaja es decisiva a la hora de una implementación cerca de aeropuertos dada la restricción de alturas de las torres cercanas a estos sitios. E influye en la seguridad de las aeronaves, abanicos bajos frente abanicos desarrollados para un puente atirantado. Para el presente trabajo se varió este parámetro y así analizar la influencia de las cargas sísmicas.

6. El fenómeno de fluencia del hormigón es importante en el comportamiento final en servicio del puente y debe ser tenido en cuenta en el diseño al tener deformaciones diferentes de cero en el tablero. Este parámetro no se toma en cuenta para el cálculo del efecto sísmico, ya que este factor no presenta una dependencia directa con las fuerzas sísmicas, las fuerzas y esfuerzos producidos son independientes de la ocurrencia de un sismo. Los valores de fuerzas y esfuerzos son tomados como valores después de pérdidas.

7. El efecto de vibraciones y cargas dinámicas se debe estudiar en conjunto para determinar la respuesta de toda la estructura. Para este caso solo se determina el efecto de las cargas sísmicas y no se considera las cargas que producen vibraciones como el viento.

8. Esta tipología es económicamente competitiva frente a puentes en viga cajón y atirantados. Además de la ganancia en arquitectura que ofrece la tipología.

5.3 PARÁMETROS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

A continuación se describe la notación seguida en este trabajo. Variables en mayúscula: matriz de rigidez K , matriz de masa M , vector de fuerza F , matriz de amortiguamiento C y matriz modal Φ , son variables vectoriales o matriciales. Variables en minúscula como rigidez k , masa m , desplazamiento u , frecuencia w , tiempo t y constantes a_n o b_n corresponden a valores reales definidos como tal o de un valor particular de una variable matricial.

5.3.1 Sistemas de múltiples grados de libertad.

Para la realización de análisis dinámicos a estructuras se pueden plantear modelos simplificados de un grado de libertad hasta modelos complejos tridimensionales de múltiples grados de libertad. Para determinar que tipo de modelo es conveniente realizar, se hace necesario conocer el comportamiento dinámico y relacionarlo con que tipo de resultados que se necesitan obtener. Entre más complejo el modelo el costo computacional es mucho mayor.

Para estructuras donde su comportamiento dinámico no responde al modo fundamental, presenta modos acoplados, o la respuesta difiere en los elementos estructurales que la componen, es necesario realizar modelos tridimensionales de múltiples grados de libertad. Los sistemas de múltiples grados de libertad brindan información y resultados de los elementos en las tres direcciones principales. La respuesta dinámica de los modelos planteados se pueden obtener desde procedimientos estáticos como el método de la Fuerza Horizontal Equivalente, pseudo estáticos como el método Modal Espectral y Dinámicos que involucran la solución de las ecuaciones dinámicas en el tiempo. Los procedimientos anteriores, sus fuerzas, la forma de aplicación de las cargas y la validez de sus resultados dependen de las características modales propias de la estructura.

5.3.2 Ecuación de movimiento

Las expresiones matemáticas que gobiernan la respuesta dinámica de las estructuras se conocen con el nombre de Ecuaciones de Movimiento. Dichas ecuaciones son obtenidas por la aplicación de los métodos de la mecánica clásica, las leyes de Newton, o el principio de D'Alembert. El modelo está sujeto a fuerzas externas, fuerzas elásticas, fuerzas de resistencia y de amortiguamiento (Chopra, 2006). Los modelos se condensan en las matrices de rigidez, masa y amortiguamiento propias de la estructura, y la respuesta se obtiene en función del desplazamiento, velocidad y aceleración de los nodos. Para la solución dinámica de la estructura de un grado de libertad, como para la de múltiples grados de libertad se plantea un sistema lineal de ecuaciones descrita de la siguiente forma:

$$F = ma \quad (5.1)$$

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -ma \quad (5.2)$$

5.3.3 Representación de la rigidez

La rigidez de la estructura es una propiedad de los elementos de soportar fuerzas o deformaciones. La rigidez es una propiedad física de los elementos que componen la estructura que en su conjunto ofrece una resistencia a las fuerzas externas o desplazamiento impuestos. Las propiedades físicas de cada elemento se expresa en forma matricial y el tamaño de esta matriz depende de los grados de libertad que se consideren.

La matriz general que considera todos los efectos posee un tamaño de [12,12] para un elemento unidimensional. La matriz contiene las consideraciones de la rigidez ante fuerzas axial, cortante, momento y torsión, e interacción de estas. En la Figura 7 se muestra la matriz de rigidez de un elemento unidimensional elástico de dos nodos. Esta matriz pertenece a un elemento que posee 6 grados de libertad en cada extremo, tres desplazamientos y tres rotaciones. Donde E es el

modulo de elasticidad, A es el área del elemento, L es la longitud, I_x es la inercia alrededor del eje especificado.

Axial	Cortante	Cortante	Torsor	Momento	Momento	Axial	Cortante	Cortante	Torsor	Momento	Momento
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$\frac{AE}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{AE}{L}$	0	0	0	0	0
0	$\frac{12EI_z}{L^3}$	0	0	0	$\frac{6EI_z}{L^2}$	0	$-\frac{12EI_z}{L^3}$	0	0	0	$\frac{6EI_z}{L^2}$
0	0	$\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	0	0	$-\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0
0	0	0	$\frac{GI_x}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{GI_x}{L}$	0	0
0	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{4EI_y}{L}$	0	0	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{2EI_y}{L}$	0
0	$\frac{6EI_z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EI_z}{L}$	0	$-\frac{6EI_z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{2EI_z}{L}$
$-\frac{AE}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{AE}{L}$	0	0	0	0	0
0	$-\frac{12EI_z}{L^3}$	0	0	0	$-\frac{6EI_z}{L^2}$	0	$\frac{12EI_z}{L^3}$	0	0	0	$-\frac{6EI_z}{L^2}$
0	0	$-\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0
0	0	0	$-\frac{GI_x}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{GI_x}{L}$	0	0
0	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{2EI_y}{L}$	0	0	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{4EI_y}{L}$	0
0	$\frac{6EI_z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{2EI_z}{L}$	0	$-\frac{6EI_z}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EI_z}{L}$

Figura 7 Matriz de rigidez elementos elástico unidimensional de dos nodos

5.3.4 Representación de la masa

Para el modelo de la masa de la estructura existen dos tipologías de matrices consistentes o concentradas. El modelo de masa consistente se obtiene de forma similar a la deducción de la matriz de rigidez. Las matrices de masa concentrada se pueden obtener de las matrices de masa consistente y solo presenta valores en la diagonal principal. Al utilizar las matrices de masa concentrada se requiere discretizar detalladamente los elementos para obtener resultados más exactos frente a la utilización de matrices consistentes (Paz, 1992)

5.3.5 Amortiguamiento en estructuras.

Es complejo determinar el amortiguamiento para cada miembro de la estructura. Este depende de las dimensiones, el detallamiento de los elementos, de las

propiedades del material y las condiciones de borde. Varios estudios experimentales como el realizado a la biblioteca Millikan han sido desarrollados para la evaluación del amortiguamiento en estructuras (Chopra, 2006). Con base en lo anteriormente descrito el amortiguamiento es generalmente especificado como un valor o porcentaje de cada modo de vibración, que es aceptable para la realización de análisis lineal (Wilson 2000).

En las estructuras, se presenta durante su vida útil el cambio de los valores de amortiguamiento debido al incremento del daño de los elementos, generado por terremotos o grandes cargas que llevan a la estructura más allá del límite elástico de sus materiales. Es recomendable en estructuras de gran tamaño y/o importancia la implementación de programas de salud estructural con monitoreo continuo. Esto dará certeza de las condiciones del puente y se podrán generar soluciones de prevención y mitigación antes de reparación o reconstrucción que son mucho más costosas en todos sus aspectos.

El amortiguamiento recomendado para puentes de concreto preesforzado, con esfuerzos cercanos al punto de fluencia de los materiales, se ubica entre el 2.0% y el 10%. Este amortiguamiento es recomendado para análisis lineal elástico con estructuras de amortiguamiento clásico, (Paz, 1992). El amortiguamiento durante un sismo incluye la disipación por la fluencia de los materiales. Este amortiguamiento no es usado en el análisis dinámico ya que la disipación de la energía por la fluencia es contabilizada por separado en la relación de fuerza deformación no lineal de los materiales.

La matriz de amortiguamiento clásico es la idealización apropiada para los mecanismos de amortiguamiento de la estructura. Para la idealización, se presentan dos procedimientos que son los más usados en la literatura: el amortiguamiento de Rayleigh y el más general, el amortiguamiento de Caughey. A continuación se mostrará el procedimiento tomado del libro Dynamics of Structures

de A. Chopra (Chopra, 2006), donde se describe la construcción de la matriz de amortiguamiento a partir del análisis modal.

5.3.5.1 Construcción de la matriz de amortiguamiento de Rayleigh

El amortiguamiento de Rayleigh contempla una función proporcional a la rigidez [K] y la masa [M] de la estructura. El amortiguamiento contribuido por la rigidez se interpreta, como la disipación de la energía generada por la deformación de la estructura. El amortiguamiento proporcional a la masa es un poco más difícil de interpretar pero se puede decir que para algunas estructuras este es muy pequeño o casi despreciable.

Considerando el amortiguamiento proporcional a la masa y proporcional a la rigidez como:

$$C = a_0 \mathbf{M} \text{ y } C = a_1 \mathbf{K} \quad (5.3)$$

Donde C es la medida de la energía disipada entre un ciclo de vibración libre y uno de vibración forzada, la constante a_0 y a_1 tiene unidades de segundos⁻¹ y de segundos respectivamente. En la Figura 8 se representa el amortiguamiento en una edificación debido a la masa y la rigidez, (Chopra, 2006).

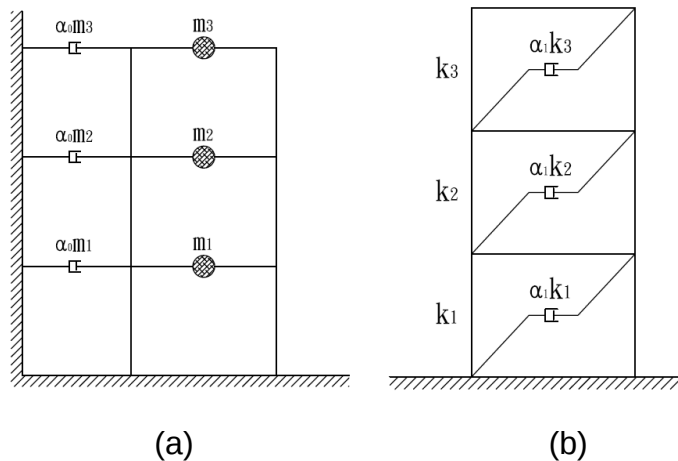


Figura 8 (a) amortiguamiento proporcional a la masa, (b) amortiguamiento proporcional a la rigidez. (Chopra, 2006).

Donde C es diagonal en virtud a la propiedad de ortogonalidad

$$\mathbf{C} = \Phi^T \mathbf{C} \Phi \quad (5.4)$$

Si cumple la anterior condición el sistema es llamado de amortiguamiento clásico. El modelo de múltiples grados de libertad acoplado, con n ecuaciones y n incógnitas, se puede desacoplar a un sistema de n ecuaciones de una incógnita con las matrices modales. Con las ecuaciones desacopladas se obtiene el amortiguamiento propio para cada modo. El coeficiente de amortiguamiento proporcional a la masa, a_0 en su forma general para un sistema desacoplado, en el n -ésimo modo de vibración, está dado por:

$$c_n = a_0 m_n \quad (5.5)$$

El porcentaje de amortiguamiento está dado para un sistema de un grado de libertad como:

$$\xi_n = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (5.6)$$

Remplazando el valor de amortiguamiento $\mathbf{C}$ por el proporcional a la masa se obtiene para cada n -ésima frecuencia natural el porcentaje de amortiguamiento

$$\xi_n = \frac{a_0 m}{a m \omega_n} = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} \quad (5.7)$$

ξ_n , es el porcentaje de amortiguamiento o la fracción del amortiguamiento crítico. Si se asigna un valor al coeficiente de amortiguamiento como ya lo definimos anteriormente entre 2 – 3 % se puede obtener de la anterior ecuación el valor de a_0 para cada i -ésimo modo

$$a_0 = 2\xi_i \omega_i \quad (5.8)$$

De manera similar el coeficiente de amortiguamiento proporcional a la rigidez relacionado con a_1 se determina

$$c_n = a_1 \omega_n^2 m_n \text{ y } \xi_n = \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (5.9)$$

De lo anterior se puede concluir que el porcentaje de amortiguamiento aumenta linealmente con la frecuencia natural. El coeficiente a_1 se determina al definir el valor del amortiguamiento ξ_i y como se describió para a_0 se obtiene

$$a_1 = \frac{2\xi_i}{\omega_i} \quad (5.8)$$

Pero las ecuaciones anteriores, que representan el amortiguamiento de la estructura no son consistentes con los datos experimentales hallados. Para la obtención de la matriz de amortiguamiento $[C]$ y que los resultados del análisis concuerden con los datos hallados experimentalmente se propone la formulación del Amortiguamiento de **Rayleigh**.

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (5.9)$$

Retomando las ecuaciones 5.6 y 5.7 que definen el porcentaje de amortiguamiento para el n-esima frecuencia como

$$\xi_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{w_n} + \frac{a_1}{2} w_n \quad (5.10)$$

El coeficiente a_0 y a_1 puede ser determinado tomando en cuenta dos porcentajes de amortiguamiento ξ_i y ξ_j de las frecuencia i-esima y j-esima frecuencia natural respectivamente. La obtención de coeficientes se convierte un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas y se obtiene a_0 y a_1 . De forma detallada las ecuaciones para obtener los dos coeficientes se muestran a continuación

$$a_0 = \xi \frac{2w_i w_j}{w_i + w_j}; a_1 = \xi \frac{2}{w_i + w_j} \quad (5.11)$$

Las constantes se sustituyen en la ecuación 5.9 y se obtiene de esta forma la matriz de amortiguamiento clásico por el método de Rayleigh. Los valores de las frecuencias escogidas para este cálculo deben ser la de mayor contribución en masa en el sentido en el cual se realiza el análisis de la edificación.

5.3.5.2 Construcción de la matriz de amortiguamiento de Caughey

El amortiguamiento de Caughey es una generalización que toma en cuenta la contribución del amortiguamiento de n modos a la matriz C . Si se requiere contemplar valores de amortiguamiento para más de dos modos, se debe considerar la forma general de la matriz clásica de amortiguamiento que se conoce como Caughey (Chopra, 2006).

$$C = M \sum_{l=0}^{N-1} a_l [M^{-1} K]^l \quad (5.12)$$

Donde N es el número de modos a considerar para la obtención de la matriz de amortiguamiento, a_l son constantes que depende de las frecuencias ω_n . Para el

caso de $N=2$ se obtiene el amortiguamiento de Rayleigh. Para la ecuación 5.12 se asegura que los N modos considerados presentan un porcentaje de amortiguamiento ξ_n . Este amortiguamiento está dado de la siguiente forma:

$$\xi_n = \frac{1}{2} \sum_{l=0}^{N-1} a_l \omega_n^{2l-1} \quad (5.13)$$

Donde se obtienen las constantes a_l para las frecuencias ω_n consideradas. Para N mayores a 3 la matriz de amortiguamiento $[C]$ resultante no es una matriz banda, y el costo computacional para la obtención de ésta es mucho mayor con el aumento de N (Chopra, 2006).

La implementación del Modelo de Caughey es importante cuando, en la estructura, la participación de masa no responde a los dos primeros modos. La participación mínima de masa debe ser del 80% en los dos modos principales, de lo contrario se deben considerar los N modos con mayor participación que acumulen este porcentaje mínimo. La aplicación del modelo de Caughey tiene relevancia cuando algunos elementos en particular de la estructura presentan frecuencias y formas modales diferentes a las del resto de la estructura. Lo anterior se presenta en cables, arrostros y en modelos complejos con múltiples elementos y grados de libertad. Por lo tanto es importante incluir el amortiguamiento de estos elementos en el modelo general de la estructura. Para el caso de puentes es necesario tener en cuenta que suceden en los cables extradosados, frecuencias diferentes al resto de la estructura.

5.3.6 Análisis modal

El comportamiento dinámico de una estructura está definido por las frecuencias y las formas modales. Estos parámetros son los fundamentos para la respuesta dinámica de la estructura. Para determinar la respuesta modal se requiere analizar un sistema no amortiguado libre. Es decir, solucionar la ecuación de movimiento para un sistema no amortiguado igualado a una fuerza externa igual a cero.

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (5.14)$$

La ecuación anterior es un sistema de ecuaciones diferenciales lineales de segundo orden y su solución tiene la forma (Chopra, 2006):

$$u = ae^{-i\omega_n t} \quad (5.15)$$

Utilizando el Teorema de Moivre la solución se puede escribir de la forma:

$$u_i = a_i \sin(t - \alpha) \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (5.16)$$

Donde a es la amplitud del movimiento del grado de libertad i y n es el número de grados de libertad. Remplazando la ecuación 5.15 en 5.13

$$(K - w_i^2 M)a_i = 0 \quad (5.17)$$

Obteniendo la solución no trivial, donde $a_i \neq 0$, se debe cumplir que:

$$|K - w_i^2 M| = 0 \quad (5.18)$$

La ecuación anterior es conocida en la matemática como el problema de valores y vectores propios con las siguientes características: la matriz de masa M es no singular y la matriz de rigidez K es simétrica positiva; en el sistema, existen n raíces reales w_i llamadas valores propios. A cada valor propio le corresponde un vector propio con desplazamientos a_i de cada nodo, ordenado en el vector propio ϕ_i de cada modo. Los vectores propios son conocidos como; formas modales de vibración y están ordenadas en la matriz modal.

$$\Phi = [\phi_1 \dots \phi_n] \quad (5.19)$$

5.4 SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN DINÁMICA MÉTODO DE NEWMARK

Para la solución de la ecuación dinámica 5.2, ante fuerzas externas como el acelerograma, se propuso el método desarrollado por Newmark en 1959. Este método pertenece a la familia de integración paso a paso. En 1962 Wilson formuló el método para un sistema de múltiples grados de libertad, eliminando las iteraciones y obteniendo la solución de forma directa para cada paso del tiempo (Wilson, 2000).

El método de solución está basado en la utilización de las series de Taylor. Y se obtiene el desplazamiento u_t en el tiempo t basando se en la aceleración $\ddot{u}_{t-1}$, velocidad $\dot{u}_{t-1}$, y desplazamiento u_{t-1} , del tiempo inmediatamente anterior $t-1$. La ecuación dinámica al aplicar las series de Taylor truncadas queda de la siguiente forma (Wilson, 2000):

$$(b_1 M + b_4 C + K)u_t = F_t + M(b_1 u_{t-\Delta t} - b_2 \dot{u}_{t-\Delta t} - b_3 \ddot{u}_{t-\Delta t}) + C(b_4 u_{t-\Delta t} - b_5 \dot{u}_{t-\Delta t} - b_6 \ddot{u}_{t-\Delta t}) \quad (5.20)$$

Donde b_1 a b_6 son constantes que dependen de los parámetros de integración β y γ , y M es la matriz de masa, C la matriz de amortiguamiento y K la matriz de rigidez de la estructura. F_t , es la fuerza sísmica en el instante t de análisis. La fuerza sísmica depende de las aceleraciones, de la masa de la estructura y del vector de dirección de aplicación de la carga.

En la literatura se encuentran múltiples implementaciones del método de Newmark, en los cuales las variaciones realizadas pueden inducir a que el método para sistemas de múltiples grados de libertad no converja. Por tal razón a continuación se muestra el métodos implementado en el presente trabajo, y con el cual se solucionó la ecuación dinámica. La implementación para la solución de la ecuación dinámica fue tomada de, Static and Dynamic Analysis Of Structures, Wilson, 2000 y se describe a continuación.

5.4.1 Resumen del algoritmo de solución del método de Newmark

- Determinar las matrices de rigidez K , de masa M , y de amortiguamiento C de la estructura. Las matrices son reducidas.
- Especificar los parámetros de integración β y γ . $B=0.25$, $\gamma=0.5$ para garantizar la estabilidad de la solución.
- Calculo de las constantes de integración:

$$b_1 = \frac{1}{\beta \Delta t^2}; \quad b_2 = \frac{1}{\beta \Delta t}; \quad b_3 = \beta - \frac{1}{2}; \quad b_4 = \gamma \Delta t b_1;$$

$$b_5 = 1 + \gamma \Delta t b_2; \quad b_6 = \Delta t(1 + \gamma b_3 - \gamma) \quad (5.21)$$

- Determinar la matriz de rigidez efectiva; $\bar{K} = K + b_1 M + b_4 C$ (5.22)
- Especificar las condiciones iniciales $u_0, \dot{u}_0, \ddot{u}_0$.

En cada instante de tiempo realizar: $t = \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t \dots$

- Calcular el vector de fuerzas externas; $F_t = MaU_D$ (5.23)
- Calcular el vector de fuerzas efectivas

$$\bar{F}_t = F_t + M(b_1 u_{t-\Delta t} - b_2 \dot{u}_{t-\Delta t} - b_3 \ddot{u}_{t-\Delta t}) + C(b_4 u_{t-\Delta t} - b_5 \dot{u}_{t-\Delta t} - b_6 \ddot{u}_{t-\Delta t}) \quad (5.24)$$

- Resolver los desplazamiento para el tiempo t con el sistema

$$\bar{F}_t = \bar{K} u_t \quad (5.25)$$

- Calcular las velocidades y aceleraciones de los nodos en el tiempo t

$$\dot{u}_t = b_4(u_t - u_{t-\Delta t}) + b_5 \dot{u}_{t-\Delta t} + b_6 \ddot{u}_{t-\Delta t} \quad (5.26)$$

$$\ddot{u}_t = b_1(u_t - u_{t-\Delta t}) + b_2 \dot{u}_{t-\Delta t} + b_3 \ddot{u}_{t-\Delta t} \quad (5.27)$$

- Repetir desde el calculo de la fuerza externa pero para un tiempo

$$t = t + \Delta t \rightarrow 2\Delta t, 3\Delta t \dots \quad (5.28)$$

6. MODELO ESTRUCTURAL

6.1 PROGRAMA DE ANÁLISIS DINÁMICO

Para el desarrollo del presente trabajo surgió la necesidad de emplear un programa de elementos finitos de ayuda en la solución de las diferentes etapas del proyecto. Durante la búsqueda bibliográfica se obtuvo un programa de elementos finitos utilizado en el trabajo de puentes extradados por el Ingeniero Gustavo Chio Cho (Chio, 2000) llamado BORREGO. El programa Borrego fue desarrollado inicialmente por el ingeniero J.M. Estradera en 1989 en lenguaje Fortran 77 con análisis de estructuras reticuladas espaciales y un análisis no lineal geométrico. Durante la tesis de doctorado el Ingeniero Gustavo Chio en 1997, realizó modificaciones incorporando subrutinas como el cálculo de la fluencia del material, bajo Fortran 77. Partiendo del programa modificado por el ingeniero Gustavo Chio se realizaron para el presente trabajo; las rutinas necesarias para solución de la ecuación dinámica, la obtención de propiedades modales de las estructuras y la solución de elementos complementarios del trabajo de investigación. La metodología de programación del programa original se tomó como base para el desarrollo de las rutinas dinámicas.

El programa BORREGO DINÁMICO (BD), se realizó en lenguaje FORTRAN versión 77. Fortran es un lenguaje científico de alto rendimiento y de cómputo intensivo adaptado especialmente al cálculo numérico. El programa se escribió en la versión 77 como el programa original de forma secuencial modular. La técnica utilizada es la de subrutinas agrupadas por funciones específicas. No se modificó la versión ya que las rutinas y las librerías utilizadas soportan esta versión del lenguaje.

Para Borrego Dinámico se tomó del programa base Borrego la estructura principal, donde se escoge el tipo de solución a realizar y se ejecutan las rutinas de entrada al programa, con las modificaciones necesarias para la implementación del

análisis dinámico. Adicionalmente se mantuvieron intactas las rutinas: creación de variables, lectura de datos, generación de las matrices de rigidez, transformación y geométrica de cada elemento. El resto de rutinas para la captura de datos, solución e impresión de resultados fueron desarrolladas específicamente para el presente trabajo. Estas rutinas tienen como objetivo el análisis estático y dinámico de puentes con pretensado extradadosado modelado con elementos unidimensionales, aunque también puede resolver estructuras en general idealizadas con este tipo de elementos.

6.1.1 Desarrollo programa borrego dinámico

El programa de análisis dinámico para puentes extradadosados Borrego Dinámico (BD) se realizó de forma secuencial como se explicó anteriormente. De forma general, la entrada de datos al programa se realiza con dos archivos de texto. Los análisis que puede realizar el programa son: análisis estático, análisis dinámico en el tiempo y análisis de fluencia del material. Para determinar el tipo de rutina a ejecutar se puede efectuar por pantalla o por archivo de texto. El diagrama de flujo general del Programa BD se muestra en la Figura 9.

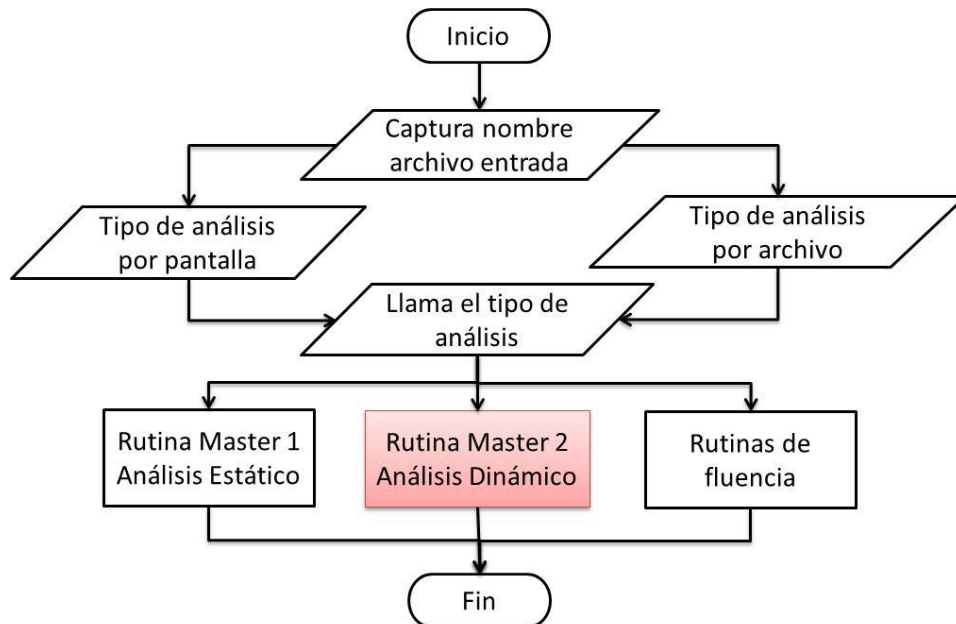


Figura 9 Diagrama general del programa Borrego Dinámico

Todos los datos necesarios para el desarrollo y solución del programa se introducen por medio de archivos de texto y son leídos al inicio de la Rutina Master 2 en la subrutina “Captura de Datos Archivos de Entrada”. Los datos del tipo de rutina a resolver y el nombre del archivo de entrada se consignan en Master.dat. Los datos del modelo como nodos, elementos, secciones materiales, cargas y detalles de los acelerogramas se encuentran en un archivo diferente, que para el caso del trabajo se llama odawara.*. Los datos de los cables extradados para los cálculos, se encuentran en cableextra.*. Los archivos que contiene datos de entrada como Odawara.* y cableextra.* se describen en detalle en el Anexo 3. Cada acelerograma se consigna en un archivo de texto diferente, y las características del archivo deben corresponder con las anotadas en el archivo de entrada. En el archivo datentradad.*, se consigna datos para los procedimientos de salida de datos.

La rutina para la solución del análisis estático es la diseñada para el programa Borrego original. La rutina para solución estática original utiliza matrices de rigidez esparzas. Para el análisis dinámico se desarrollo la rutina Master 2 como se muestra en la Figura 10. Por ultimo el programa original cuenta con tres rutinas para el cálculo de la fluencia en material implementada por Chio. Los lineamientos teóricos de las rutinas de fluencia siguen la teoría descrita en el trabajo desarrollado por Chio (Chio, 2000).

Las subrutinas utilizadas en Master 2 Análisis Dinámico fueron desarrolladas e implementadas por el autor del presente trabajo a excepción de las subrutinas de creación de matrices de rigidez, transformación y matrices geométricas, que fueron tomadas del programa base original. A continuación se realiza una breve descripción de las rutinas implementadas para el presente trabajo.

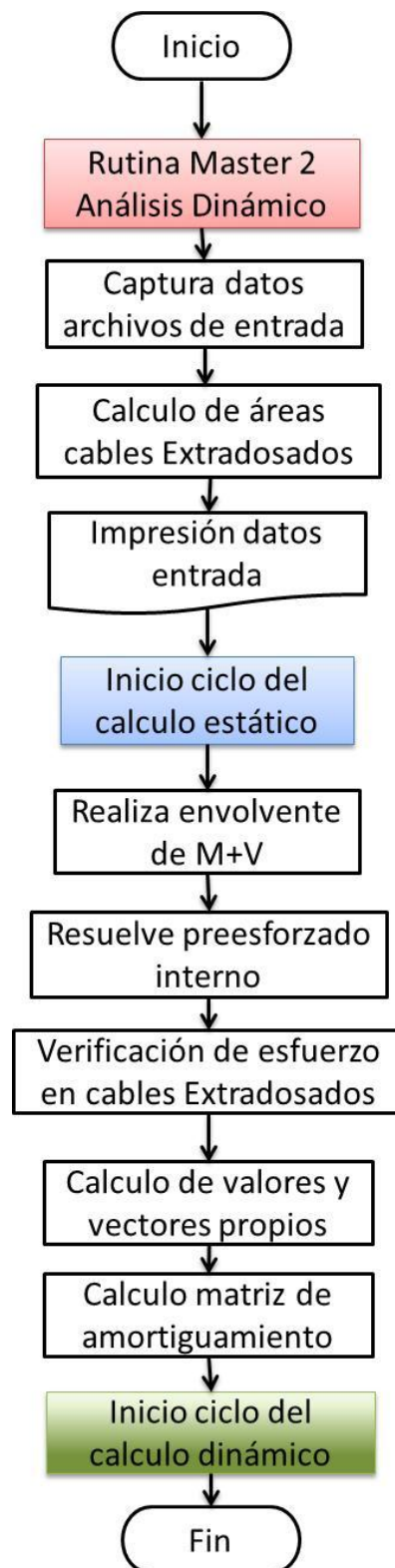


Figura 10 Diagrama de Flujo rutina Master 2

La rutina Master 2 desarrolla el análisis dinámico para un puente extradosado. Las subrutinas incorporan en la parte de análisis estático las recomendaciones propuestas por Chio (Chio, 2000) e Ishiis (Ishiis, 2006) para el análisis y diseño de puentes extradosados. Adicionalmente con el módulo de análisis dinámico de la Figura 10 se obtienen las fuerzas sísmicas de la estructura.

En la rutina para el cálculo de cables extradosados se revisa la deflexión del tablero en la zona de los cables; ésta deflexión debe ser cero ante carga muerta (Chio, 2000). En la subrutina se calcula el área necesaria de los cables extradosados junto con el pretensado necesario para cumplir el anterior lineamiento. Adicionalmente se revisa que los esfuerzos en los cables no sobrepasen del $0.6f_{pu}$, donde f_{pu} es el esfuerzo ultimo de tensión del acero de los tirantes (Chio, 2000).

Con las áreas y el pretensado fijados se resuelve la estructura con la carga muerta y viva. Con las fuerzas internas de la carga muerta y la envolvente de carga viva se resuelve el preesforzado interno de la losa. El preesforzado interno garantiza que las fibras extremas de la losa no sobrepasen la tensión máxima del concreto ante el estado de carga Muerta + Viva. Con carga Muerta, Viva y Preesfuerzo se verifica que la tensión de los cables extradosados no sobre pase el $0.6f_{pu}$, en la subrutina de “Verificación de Esfuerzos en los Cables Extradosados”. Después de realizar la verificación anterior, la estructura cumple con los lineamiento de análisis y diseño expuestos por Chio (Chio, 2000) e Ishiis (Ishiis, 2006) ante cargas estáticas.

Con la estructura ajustada a las cargas estáticas se realiza el análisis modal para determinar las propiedades dinámicas de la estructura como valores y vectores propios. En la rutina modal se utilizaron librerías de análisis matemático de alto rendimiento para solucionar el sistema de valores y vectores propios. Las librerías obtienen los N valores y vectores propios de la estructura. Es decir, resuelve la

matriz completa de vectores, y obtiene todo los valores propios del sistema. Con los valores propios se obtuvieron las frecuencias y periodos de la estructura. Dentro de esta subrutina se obtiene los valores de participación y porcentajes de participación de la masa para cada modo. Con las propiedades modales de la estructura se obtiene la matriz de amortiguamiento de Rayleigh o de Caughey descritas en el capítulo 5.

En el ciclo de cálculo estático como se muestra en la Figura 11, se crean las matrices de rigidez y masa de cada elemento y de la estructura. Adicionalmente se obtienen los desplazamientos y fuerzas internas y externas utilizando librerías matemáticas de alto rendimiento. La matriz de masa se crea a partir de masas puntuales asignadas y las cargas definidas para tal fin en el archivo de entrada.

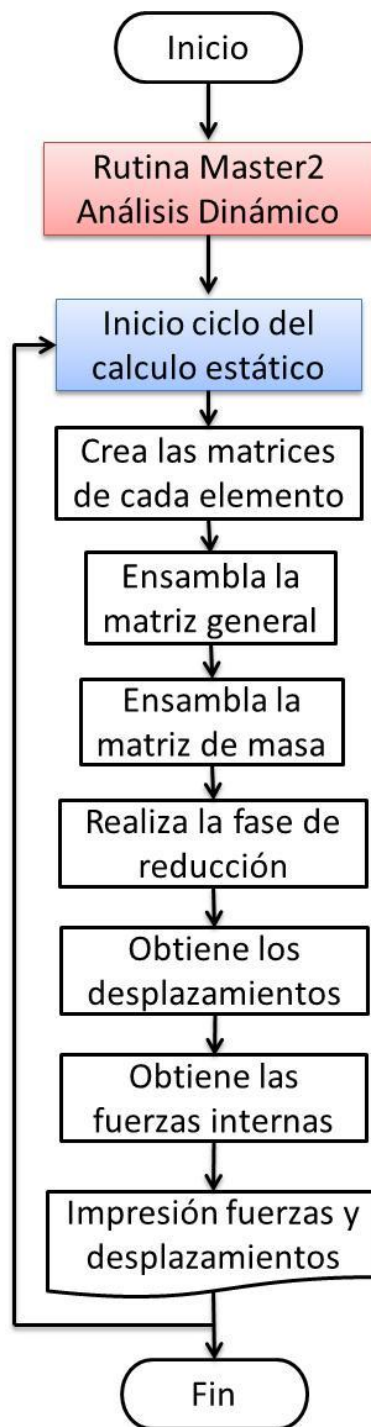


Figura 11 Ciclo de cálculo de cargas estáticas

Con las matrices de rigidez, masa y amortiguamiento de la estructura se resuelve la ecuación dinámica en el ciclo del cálculo dinámico de la Figura 12. La solución

de la ecuación dinámica se realiza por medio del método de integración de paso simple o directo, formulado por Newmark descrito en el capítulo 5. Para cada acelerograma se determina el máximo desplazamiento para un nodo en la dirección definida en el archivo de entrada de datos. Con el vector del desplazamiento máximo se determina las fuerzas internas y reacciones de la estructura para esta condición.



Figura 12 Ciclo de cálculo de cargas dinámicas

Para terminar, se imprimen los datos requeridos para el análisis de resultados en archivos de texto. Los datos que se imprimen, son las fuerzas internas de los elementos en análisis y desplazamientos de los nodos de la estructura. La rutina de impresión de datos está orientada de forma tal, que sean de fácil exportación a

hojas de cálculo para la realización de análisis de los resultados y obtención de las graficas. Con estas tablas se realizó una subrutina para generar una grafica de la estructura junto con las deformaciones en AUTOCAD®. Con estas graficas se obtiene un resultado visual de la estructura el cual se utiliza en desarrollo del trabajo.

Al realizar una comparación de los procesos de solución de un puente con pretensado extradadoso se puede determinar que es mucho más rápida la solución mediante el programa Borrego Dinámico comparado con un programa de análisis comercial como el SAP2000®. El tiempo de solución de las ecuaciones estáticas y dinámicas es semejante. La diferencia en tiempo radica en las subrutinas específicas realizadas para la solución de puentes extradadosos. Estas rutinas ahorran tiempo y esfuerzo de cálculo, ya que realiza automáticamente la obtención de los datos, procesamiento y verificación del modelo.

Las rutinas diseñadas y desarrolladas específicamente para la solución de puentes extradadosos son: Calculo de Áreas Cables Extradadosos, Preesforzado Interno y Verificación de esfuerzos en Cables Extradadosos. Estas Rutinas no están implementadas en ningún programa comercial, los procedimientos que se realizan en estas rutinas se deben realizar a mano con resultados del mismo modelo y hojas de cálculo desarrolladas para cada rutina.

Las rutinas Cálculo de Áreas Cables Extradadosos, Preesforzado Interno y Verificación de esfuerzos en Cables Extradadosos fueron desarrolladas con base en parámetros específicos de diseño de puentes extradadosos. En la Rutina de Calculo de Áreas Cables Extradadosos, se determinan las áreas y tensiones de los cables extradadosos ante carga muerta, basándose en recomendaciones de diseño realizadas por Chio (Chio, 2000). La rutina de Preesforzado Interno diseña el preesforzado interno del tablero considerando la carga muerta, viva y el preesforzado extradadoso con solo indicar los puntos de anclaje y la sección de

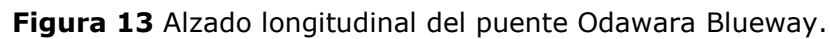
verificación. La rutina de Verificación de Esfuerzos en Cables Extradados realiza una comprobación de los esfuerzos de tensión en los cables incluyendo la envolvente de carga viva.

6.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Los puentes con pretensado extradado son una tipología compleja en la cual intervienen varios factores que determinan su comportamiento. Para el comportamiento dinámico se hace necesario realizar modelos que deben contener la información necesaria para representar su comportamiento estructural. Estos modelos deben ser orientados a determinar el comportamiento dinámico de la estructura y por esto debe ser detallado en su concepción para que los resultados puedan ser representativos de la tipología en general.

6.2.1 Características geométricas

La estructura a modelar se basó en el puente Odawara Blueway construido en 1994 en Japón. Se tomó completo este puente para el modelo, por tener la luz muy cercana a la óptima de implementación en concreto reforzado. En la Figura 13 se muestra la sección longitudinal del puente, donde se identifican los elementos y dimensiones. El modelo de elementos finitos consta de tres luces, dos extremas de 74.0 m y la central de 122.0 m. Presenta dos pilas intermedias y dentro del modelo no se incluyó la idealización del estribo, se idealizaron apoyos que permiten desplazamientos y rotaciones en sentido longitudinal, y se encuentra empotrados en sentido transversal.



58

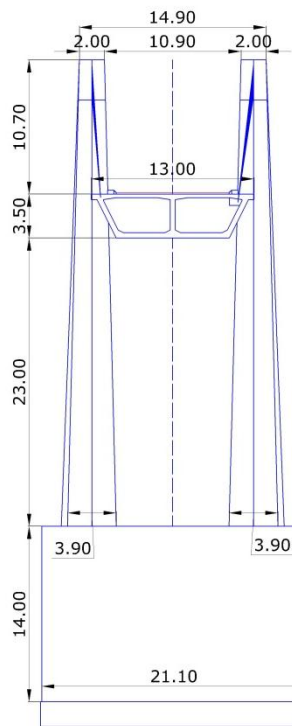


Figura 14 Alzado transversal de la pila-torre con la sección del tablero

El tablero tiene un ancho de 13.0 m compuesto de una calzada de 10.30 m y dos corredores de 1.30 m a cada lado. El tablero consta de una sección cajón bicelular de canto variable. Longitudinalmente el tablero presenta una variación parabólica del canto. El canto varía desde una sección de 3.5 m de altura sobre la pila y va disminuyendo hasta una sección de 2.2 m donde inician los cables extradados. Para el modelo en elementos finitos solo se modelaron tres secciones, la sección mínima de 2.2 m, la máxima de 3.5 m o 4.4 m una intermedia de 2.85 m o 3.3 m respectivamente para la zona variable. Las secciones utilizadas para el parámetro variación de la altura de la torre se muestran en la Figura 15.

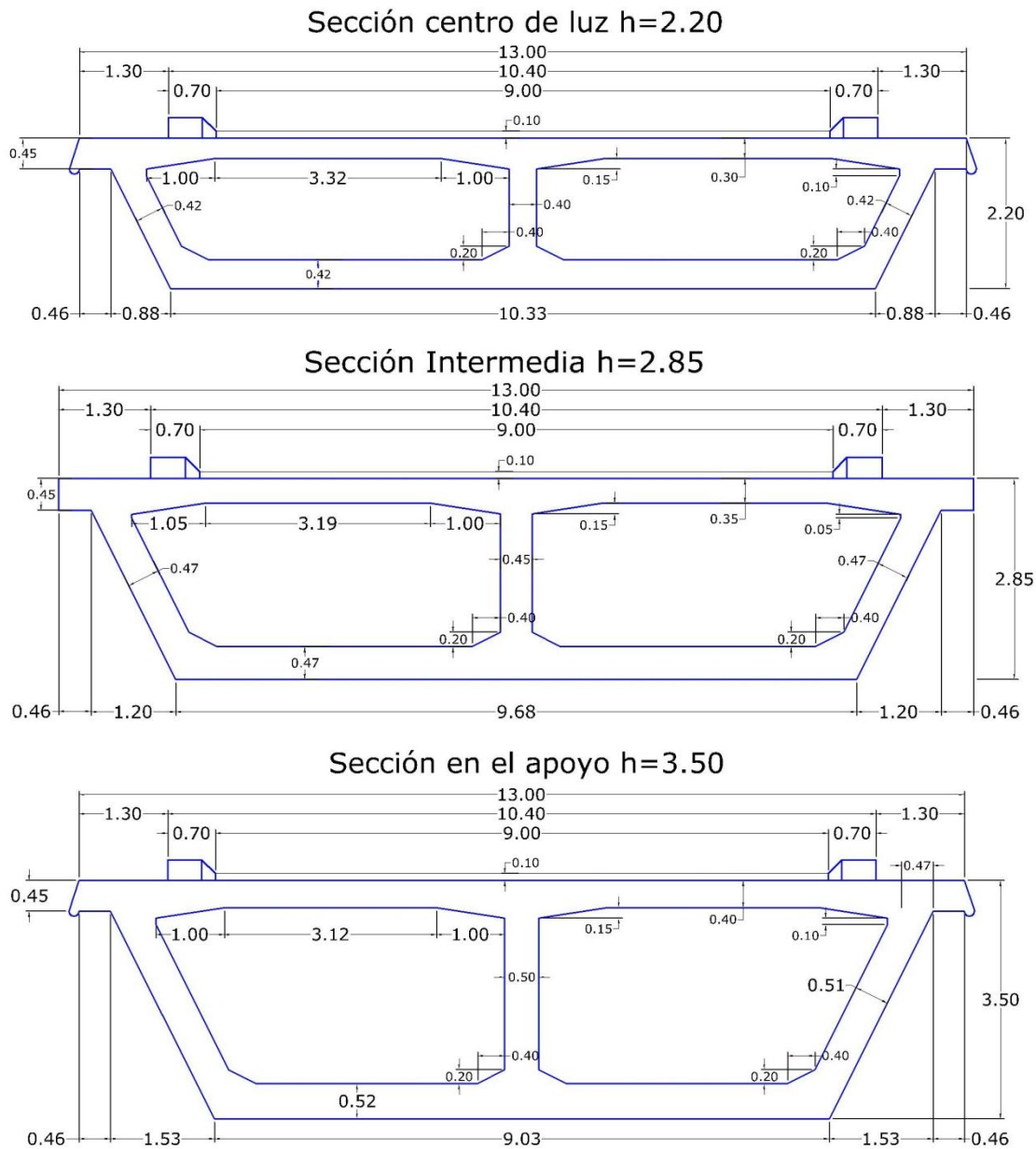


Figura 15 Secciones transversales del modelo en elementos finitos

Para el material de las secciones transversales del tablero se tomó como referencia el concreto de 39 MPa, 5500 PSI y se determinó el modulo de elasticidad del concreto mediante la formulación expuesta en la NSR-10 para concreto de densidad normal que se muestra a continuación:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{39.22} = 29434.16(MPa) \quad (6.1)$$

Para los cables extradosados se tomó como referencia los cables de la firma VSL Multistrand Systems (VSL, 2010) y las propiedades se muestran en la Tabla 2

Diametro nominal	0.5	0.6	pulg
	13	15	mm
Area nominal	0.153	0.217	pulg ²
	0.987	1.399	cm ²
Peso nominal	0.53	0.74	lb/pie
	0.00760	0.01078	KN/m
Esfuerzo tension ult.	270	270	ksi
	1860000	1860000	KN/m ²
Carga min. De rotura	41.3	58.6	klib
Modulo de Rigidez	28500		ksi
Relajación	2.5		%

Tabla 2 Propiedades de los cables extradosados

El máximo esfuerzo de tracción en el concreto se tomó de las recomendaciones realizadas en la AASHTO 2002. La tensión máxima se determina de la forma $0.0048\sqrt{f'_c}$ con f'_c en MPa, la tensión permitida en el concreto es de 0.03 MPa ó 30 KN/m². Las cargas y consideraciones para la realización del modelo se describen más adelante.

6.2.2 Parámetros de diseño constantes para los modelos

Las siguientes consideraciones son constantes para todos los análisis realizados en el presente trabajo.

- El modelo presenta tres luces. La luz central y las luces laterales presentan longitudes fijas. La luz central es de 122.0 m, las luces laterales de 74.0 m.
- El tipo de unión entre la pila-torre y el tablero es rígida. Los apoyos en los extremos del puente permiten; desplazamientos en sentido longitudinal, rotaciones alrededor del eje transversal. Y presenta desplazamientos restringidos en sentido vertical y trasversal y rotaciones restringidas alrededor del eje longitudinal y vertical. Las pilas se empotran en la base.
- La distancia de la torre al primer cable es de 25.5 m y guarda la relación optima de $b_o/L=0.20$ recomendada por Chio (Chio, 2000).

- El canto en el centro de la luz es de 2.2 m guardando una relación de $h_c/L = 1/56$.

6.2.3 Acciones e hipótesis de carga estática para los modelos

En el presente trabajo se siguen los lineamientos del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 1995 (CCDSP-95), para el análisis, diseño y estudio de los parámetros sísmicos. Basados en las recomendaciones del CCDSP-95 se calcula la carga muerta, carga viva, el factor de impacto y las combinaciones de cargas de servicio para el análisis de la estructura, y estos se describen en los títulos a continuación. El CCDSP-95 permite para el análisis de la carga sísmica la utilización de familias de acelerogramas que cumplan con lo estipulado en el aparte A.3.5.2.6, y el método de integración en el tiempo es cubierto en el procedimiento PAS-3. Los límites de variación de tensión en los cables extradados y los esfuerzos admisibles de tensión de los cables se tomaron de recomendaciones de Kasuga (Kasuga, 2006) y el American Association of State Highway and Transportation Officials en la edición del 2007 (AASHTO-07).

De forma similar a los puentes atirantados, el puente extradado está diseñado con cargas de servicio y tensiones admisibles para los cables internos y externos. En adelante se mostraran las cargas para el diseño de puentes extradados siguiendo recomendaciones del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 1995 (CCDSP-95). Las combinaciones de carga apropiadas tomadas del CCDSP-95, para el estudio sísmico de los puentes extradados están dadas por la ecuación 6.2 y los coeficientes de las combinaciones necesarias para el análisis sísmico y de cargas permanentes se resaltan en la Tabla 3.

$$Grupo(n) = \gamma \left[\begin{array}{l} \beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_L B + \beta_S SF + \beta_W W + \\ \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ \end{array} \right] \quad (6.2)$$

Donde: **n** = número de grupo; γ = factor de carga, ver Tabla 3; β = coeficiente de carga, ver Tabla 3; **D** = carga muerta; **L** = carga viva; **I** = impacto; **CF** = fuerza

centrífuga; **E** = empuje de tierras; **B** = flotación; **SF** = presión por flujo de la corriente; **W** = fuerza del viento sobre la estructura; **WL** = fuerza del viento sobre la carga viva; **LF** = fuerza longitudinal por carga viva; **R** = acortamiento de la estructura; **S** = retracción de fraguado; **T** = temperatura; **EQ** = sismo.

COLUMNA No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
GRUPO		γ	FACTOR β											
			D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	
METODO DE RESISTENCIA ULTIMA	I	1.3	β_D	1.67*	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	% NO APLICA
	IA	1.3	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	
	V	1.25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1.25	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	
	VII	1	β_D^*	0	0	β_E^*	1	1	0	0	0	0	1*	
	VIII	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	IX	1.2	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	X	1.3	1	1.67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	
METODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES	I	1	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1	1	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1	1	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
	IX	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150
	X	1	1	1	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100

$\beta_E = 1.3$ para presión lateral de tierras sobre muros de contención y marcos rígidos, sin incluir alcantarillas rígidas

$\beta_E = 0.5$ para presión lateral de tierras para momentos positivos en marcos rígidos, ver Sección A.3.11

$\beta_E = 1.0$ para presión vertical de tierras

$\beta_D = 0.75$ cuando se estudia elementos con mínima carga axial y máximo momento o máxima excentricidad para diseño de columnas

$\beta_D = 1.0$ cuando se estudian elementos con máxima carga axial y mínimo momento para diseño de columnas

$\beta_D = 1.0$ para elementos a flexión o tracción

Tabla 3 Coeficientes para las combinaciones de carga del CCDSP-95

Carga Muerta

Las cargas muertas a las que se somete el puente extradosado son las calculadas por el peso propio de los elementos tales como placa, pilas, columnas, cables, adicionalmente elementos no estructurales como la carpeta asfáltica andenes, barandas, etc. Los pesos y masa por unidad de volumen para los materiales utilizados se muestran en la Tabla 4.

Pesos y Masas de Materiales		
Material	Peso	Masa
	[kN/m³]	[kN-s²/(m4)]
Acero	76.973	7.849
Asfalto	23.563	2.4028
Concreto	23.563	2.4028

Tabla 4 Pesos y Masas de materiales utilizados en el modelo

Carga Viva

La carga viva utilizada en el presente trabajo, es la señalada por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-95. Las cargas de carretera del CCDSP-95 constan de camiones estándar y líneas de carga que equivalen a trenes de carga. La carga de diseño para puentes de grandes luces es el C40-95, que consiste en el camión de diseño compuesto por cargas verticales que suman un total de 392.27 KN (40 tonf), o la carga de carril C40-95, que consiste en una línea de carga uniforme por metro lineal en cada carril de 11.18 KN/m (1.14 tonf/m) y una carga concentrada de 117.68 KN (12 tonf) (o dos cargas concentradas en el caso de luces continuas para la determinación de momentos negativos). Las cargas puntuales deben ser colocadas de tal forma que produzcan los máximos esfuerzos en los elementos a analizar. Para el diseño por momentos o cortantes se deben utilizar diferentes cargas concentradas, la mayor carga se utiliza para el cálculo de cortantes y la carga menor para el análisis a flexión. En la Figura 16 se detalla las cargas vivas recomendadas por el CCDSP-95 como: el camión C40-95, la carga de carril utilizada en el modelo de elementos finitos y los factores de reducción por cargar múltiples carriles. El efecto dinámico y vibratorio del camión C40-95 es contabilizado por medio de un factor de Impacto, y es expresado como un porcentaje de la carga viva, y se determina siguiendo la Ecuación 6.3.

$$I = \frac{16}{L+40} < 30\% \quad (6.3)$$

Donde:

I = porcentaje de impacto (max 30%)

L = longitud en metros, de la luz que está cargada para producir los máximos esfuerzos

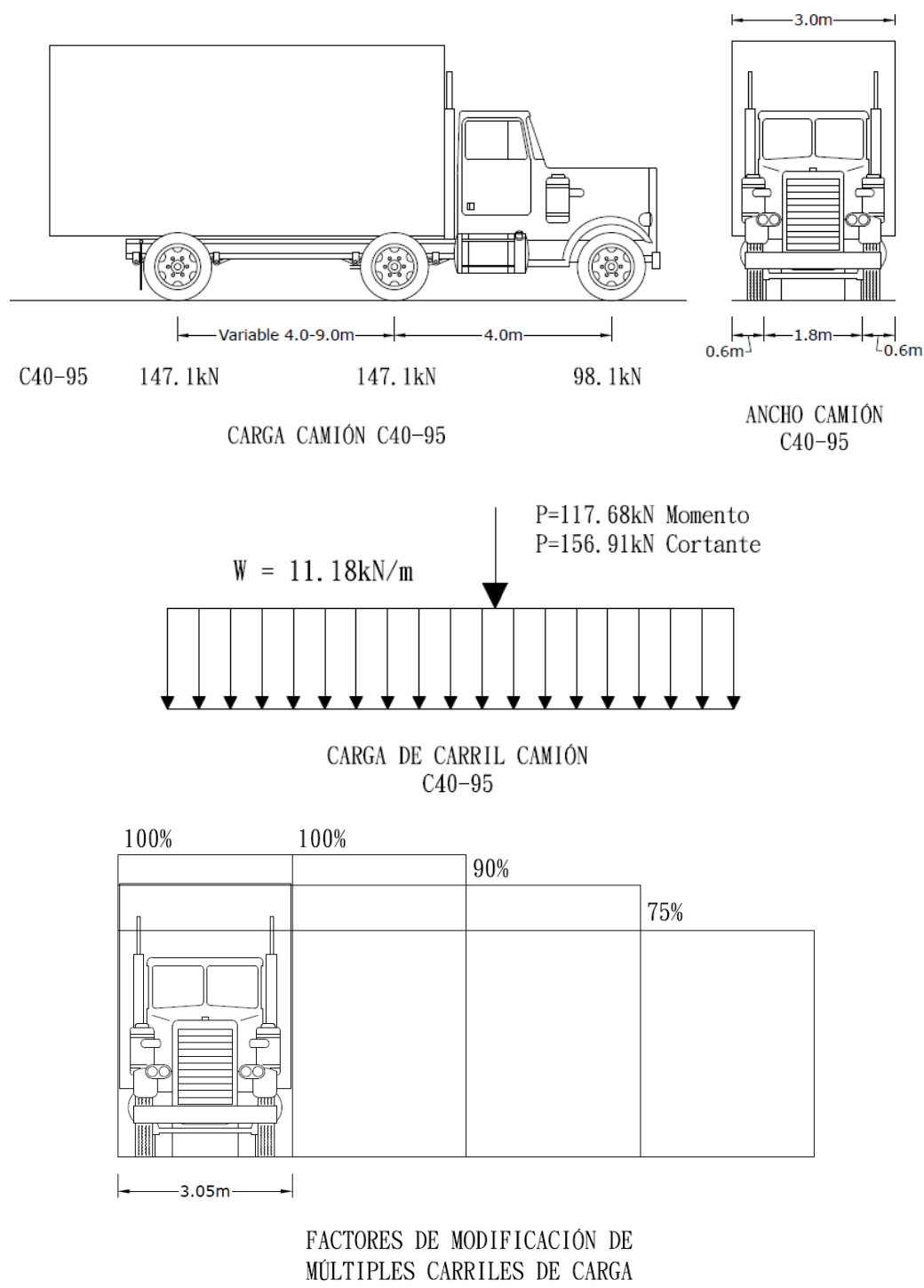


Figura 16 Carga Viva C40-95, carga de camión C40-95, carga de carril C40-95, factores de modificación de múltiples carriles, (tomado del CCDSP-95).

Para luces menores a 28 metros, la carga de camión C40-95 produce los mayores esfuerzos, pero para luces mayores a 100 metros la carga de carril C40-95 es la que gobierna el diseño. Para luces entre las dos longitudes el CCDSP-95 presenta la Ecuación 6.4 que depende de la luz en análisis.

$$\begin{aligned}w(\text{momento}) &= 1.5 - (L - 28/200) \\w(\text{cortante}) &= 1.5 - (L - 24/300)\end{aligned}\tag{6.4}$$

La carga de carril C40-95 del CCDSP-95 no presenta ninguna relación al porcentaje de tráfico pesado que pasa sobre el puente el cual es importante en la determinación de la carga real que soportara el puente. En códigos internacionales la carga viva está estrechamente relacionada con el tráfico promedio diario y la cantidad de vehículos pesados, indican que puede ser variable en el tiempo. Para el presente trabajo se analizaran solo puentes de dos carriles. El efecto máximo se genera al aplicar el C40-95, el 100% para los dos carriles. La carga aplicada al modelo de elementos finitos es la carga de carril del C40-95 en los dos carriles y la carga puntual para generar los máximos momentos.

Las cargas de empuje de tierras, flotación y presión por flujo de corriente no son consideradas en el presente trabajo por tratarse de cargas que se aplican en elementos que no interviene en el comportamiento sísmico del sistema estructural.

6.3 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS UTILIZADO

Para la solución de la estructura se generó un modelo de elementos finitos basado en las formulaciones lineales elásticas utilizando elementos unidimensionales. Para el modelo, el eje (X) coincide con la dirección longitudinal del puente, el eje (Y) con el sentido vertical. Es decir, la gravedad está en dirección (–Y), y el eje (Z) coincide con el sentido transversal del puente.

Para el estudio de los parámetros de altura de torre y relación del canto del tablero h_a/h_c se generaron modelos siguiendo las recomendaciones y lineamientos de diseño propuestos por Chio (Chio, 2000) y Komiya (1999). Para el estudio de la altura de la torre se realizaron 4 modelos manteniendo el resto de parámetros constantes. Las relaciones H/L que se utilizaron fueron: 0.05, 0.10, 0.15 y 0.20 con la luz central constante. Para el estudio de la variación del canto del tablero se realizaron dos modelos a los cuales se les varió el canto sobre las pilas. La relaciones h_a/h_c utilizadas fueron 1.5 y 2.0 manteniendo la altura del tablero en el centro de la luz (h_c) constante. No se tomaron relaciones de $h_a/h_c=1$ ya que el estudio realizado por Chio (Chio, 2000) muestra que esta relación es poco práctica para la tipología. Con la información se realizó un archivo de entrada para cada tipo de puente modelado.

En los archivos de entrada se encuentran los datos de los elementos y la asignación de cargas estáticas por cada hipótesis. De las cargas anteriores se especificó cuáles generan la matriz de masa junto con las masas concentradas. También se encuentra el número y las especificaciones de los archivos que contienen los acelerogramas. El preesfuerzo interno se consignó en un archivo adicional.

Los cables extradosados se calculan siguiendo las recomendaciones propuestas por Chio (Chio, 2000) y Silva (Silva, 2011), donde la tensión se obtiene de igualar a cero los desplazamientos verticales de la placa y verificando que la tensión no sea mayor a $0.6f_{pu}$, como se utiliza para cables preesforzados no adherentes, siendo f_{pu} la resistencia última a tensión del acero de los tirantes. El cálculo del preesfuerzo de los cables se realiza de la siguiente manera:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{P/A}{\epsilon} = \frac{P}{A\epsilon} \therefore P = EA\epsilon \quad (6.5)$$

El desplazamiento cero del tablero se logra en la zona de los cables para la luz central. Para las luces laterales no se realiza esta verificación ya que se asume

que la unión de los cables en la torre se hace mediante una silla. La silla se comporta como si los cables fueran continuos, por esto el área y la tensión es igual para el cable en ambos lados del abanico.

La estructura a analizar se somete a la acción de cargas muertas y vivas como ya se describió anteriormente. Las cargas vivas se generan de tal forma que produzcan los máximos efectos en los elementos del puente. Por lo anterior se realizaron 4 tipos de cargas vivas que producen los máximos efectos sobre la estructura. Las diferentes condiciones de cargas vivas se encuentran en la Figura 17 con la carga de carril y la carga concentrada de momento.

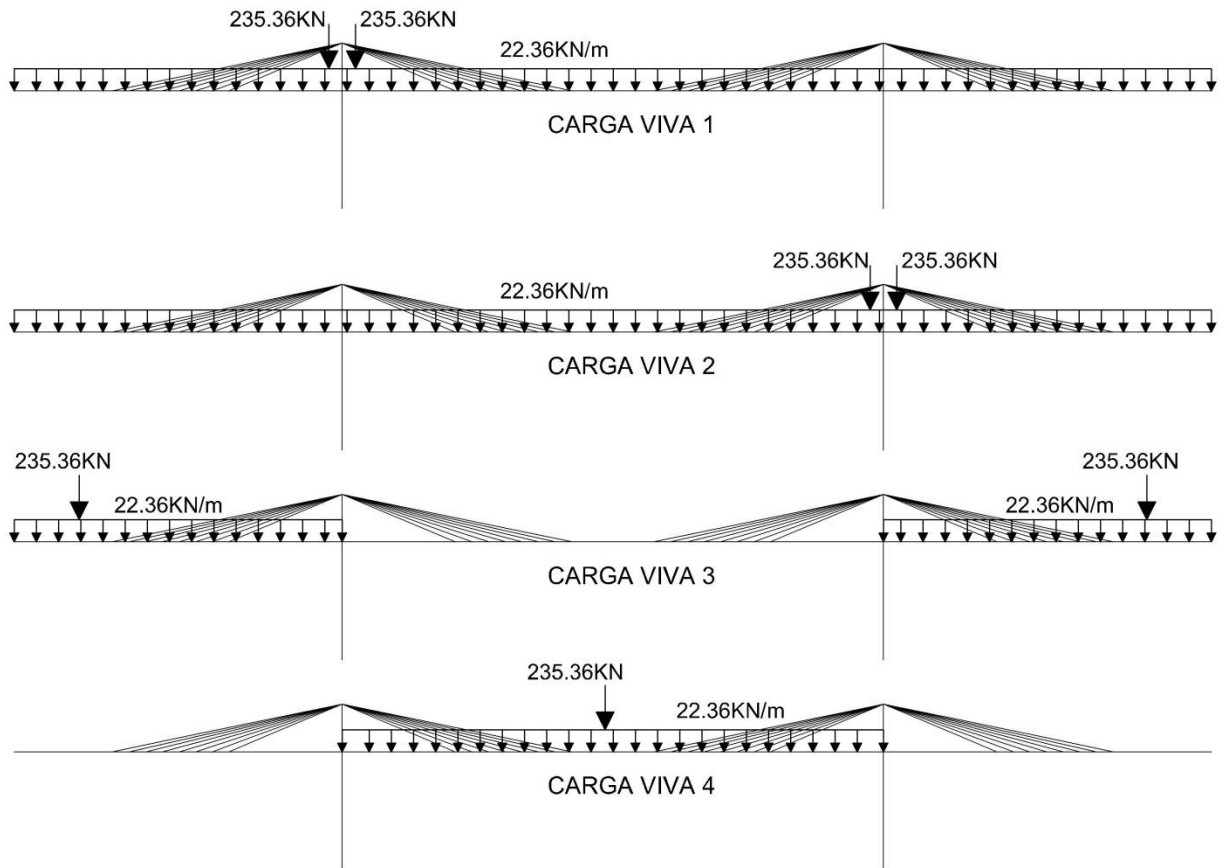


Figura 17 Hipótesis de carga viva

El preesforzado interno del tablero se incluyó en el modelo para asegurar que los esfuerzos de tensión del concreto en las fibras extremas de la placa no fuesen mayores al permitido. El preesforzado cumple la condición anterior, para la combinación de carga Muerta + Viva. Al modelo se le aplicó preesforzado interno en tres zonas distintas. Para la ubicación de los cables se siguieron las recomendaciones propuestas por Chio (Chio, 2000), y el cálculo de la fuerza de tensión se siguieron las recomendaciones de Dos Santos. (Dos Santos, 2000). En la Figura 18 se muestran los cables, la ubicación y el punto de verificación del preesforzado. En la Tabla 5 se encuentran las fuerzas de referencia aplicadas a cada cable para el cálculo de la tensión del preesforzado. La ubicación coincide con las zonas de máximos esfuerzo en las fibras de tensión y la fuerza se determina a partir del esfuerzo de tensión presente en cada caso analizado.

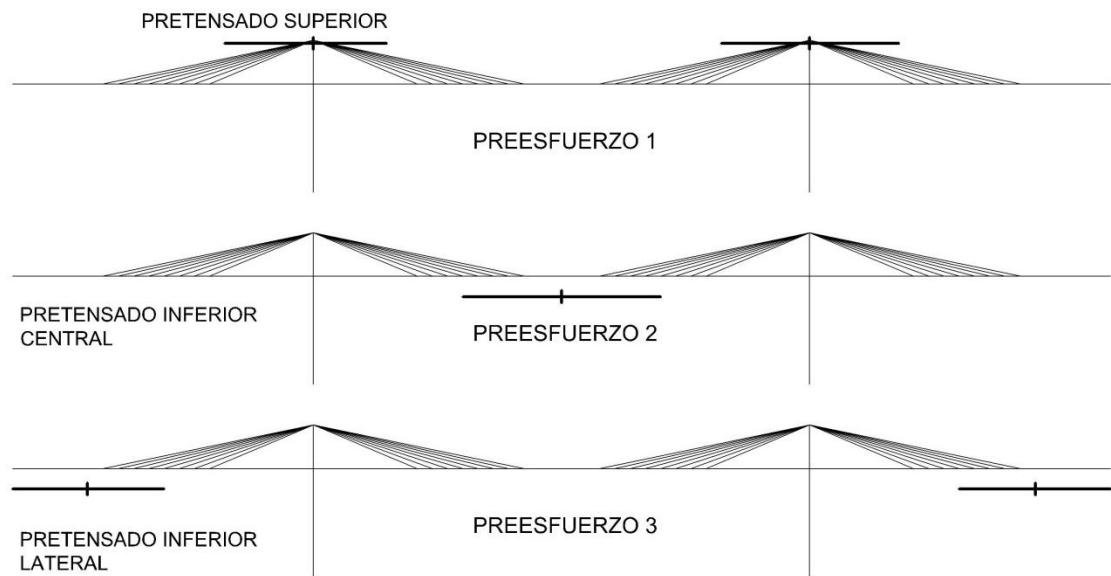


Figura 18 Localización Preesforzado interno

Cargas Preesforzado			
P inicial =	10		KN
CASO	Nodo verif.	Excentricidad	Momento
		[m]	[KN-m]
PREESF. 1	43	0.7859	7.859
PREESF. 2	130	0.6941	6.941
PREESF. 3	1	0.6941	6.941

Tabla 5 Fuerzas aplicadas para el cálculo de la tensión del preesforzado interno

Para el desarrollo del modelo en elementos finitos se utilizaron 5 tipos de secciones transversales para el tablero. Las secciones descritas en el título 6.2 con $h = 2.2$; 2.85 ; y 3.5 m; se utilizaron para los modelos del parámetro de altura de torre. Para el parámetro del canto del tablero se utilizaron las secciones de $h = 3.3$, y 4.4 m para obtener una relación $h_a/h_c=2.0$. Las propiedades de las secciones se muestran en la Tabla 6.

DATOS SECCIONES TRANSVERSALES DEL TABERO						
DATOS	UNIDAD	SECCION 2.2	SECCION 2.85	SECCION 3.5	SECCION 3.3	SECCION 4.4
Area	m ²	10.9131	12.8018	14.7868	13.8817	19.6927
Const. Torsional	m ⁴	24.5816	45.1818	71.8775	61.2516	134.1927
Momento de Inercia Z	m ⁴	7.7832	15.3951	26.4191	22.256	53.0208
Momento de Inercia Y	m ⁴	149.8263	172.1124	193.8623	181.6973	258.0456
Area Cortante Y	m ²	8.5062	9.6968	10.9226	10.4096	13.779
Area Cortante Z	m ²	3.2977	4.4898	5.8868	5.2694	9.1164
Fibra Superior	m	1.0859	1.3747	1.6509	1.5576	2.0912
Fibra Inferior	m	1.1141	1.4753	1.8491	1.7424	2.3088
Modulo de Secc. Z +	m ³	7.1673	11.1992	16.0027	14.288	25.354
Modulo de Secc. Z -	m ³	6.9863	10.4349	14.2877	12.7735	22.964
Modulo de Secc. Y +	m ³	23.0502	26.4788	29.825	27.9534	39.699
Modulo de Secc. Y -	m ³	23.0502	26.4788	29.825	27.9534	39.699
Modulo Plastico Z	m ³	8.8149	13.3048	18.5603	16.5378	30.029
Modulo Plastico Y	m ³	34.2324	39.5893	45.0004	42.2125	60.006
Radio de Giro Z	m	0.8445	1.0966	1.3367	1.2662	1.6409
Radio de Giro Y	m	3.7053	3.6667	3.6208	3.6179	3.619

Tabla 6 Propiedades de las secciones del tablero utilizadas en el modelo

La pila y la torre presentan secciones variables como se describió en el título 6.2. Para todos los modelos se utilizaron las propiedades que se encuentran en la Tabla 7.

DATOS SECCIONES TRANSVERSALES COLUMNA TIPO					
DATOS	UNIDAD	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4
Area	m ²	7.45	6.1159	4.8502	3.7756
Const. Torsional	m ⁴	23.6909	15.9136	9.8339	5.7143
Momento de Inercia Z	m ⁴	14.8291	10.1523	6.5791	3.858
Momento de Inercia Y	m ⁴	14.4407	8.8345	4.9809	2.7224
Area Cortante Y	m ²	3.9464	3.3434	2.6817	2.227
Area Cortante Z	m ²	5.2287	4.2408	3.2889	2.4368
Modulo de Secc. Z	m ³	6.5907	4.9523	3.5563	2.3382
Modulo de Secc. Y	m ³	6.3071	4.5284	3.0945	2.1268
Modulo Plastico Z	m ³	21.6223	15.5821	10.7417	6.8727
Modulo Plastico Y	m ³	23.904	16.0655	10.111	5.9151
Radio de Giro Z	m	1.4108	1.2884	1.1647	1.0109
Radio de Giro Y	m	1.3922	1.2019	1.0134	0.8491

Tabla 7 Propiedades de la sección de la pila torre utilizadas en el modelo

Los modelos en elementos finitos fueron generados a partir de las secciones antes descritas. Para un mejor entendimiento se presentan a continuación graficas del modelo en elementos finitos de forma extruida en un programa de dibujo 3D (Figuras 19 a 21),

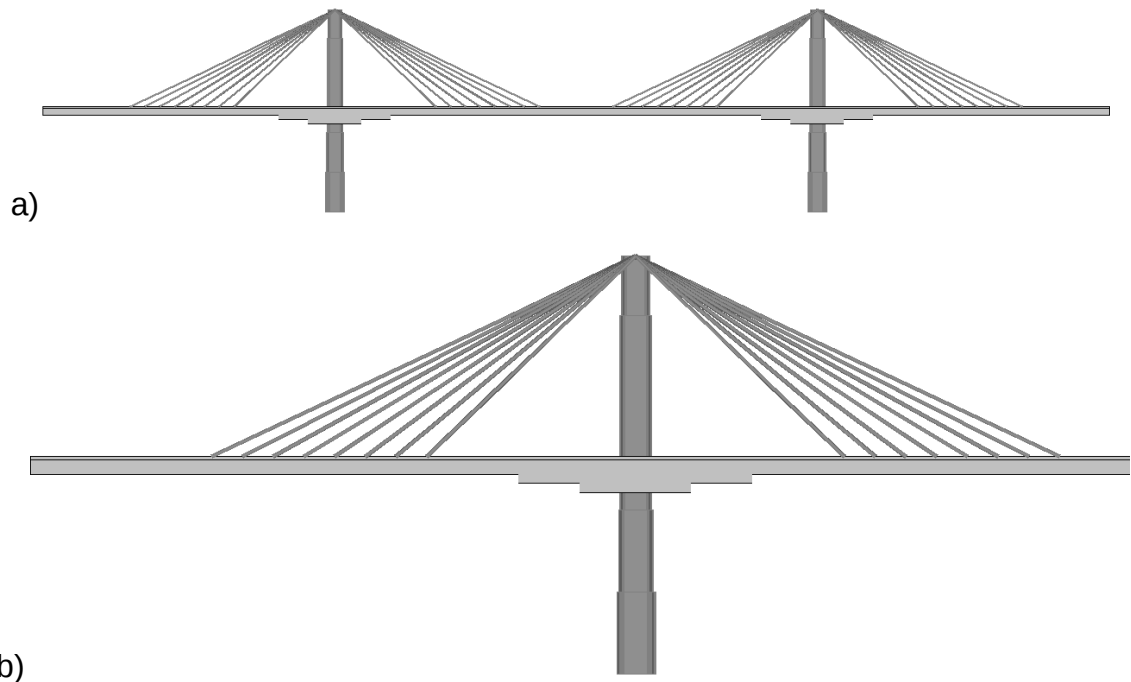


Figura 19 a) corte longitudinal del modelo completo extruido en elementos finitos, b) corte longitudinal se la sección de la pila y los cables.



Figura 20 Modelo general extruido

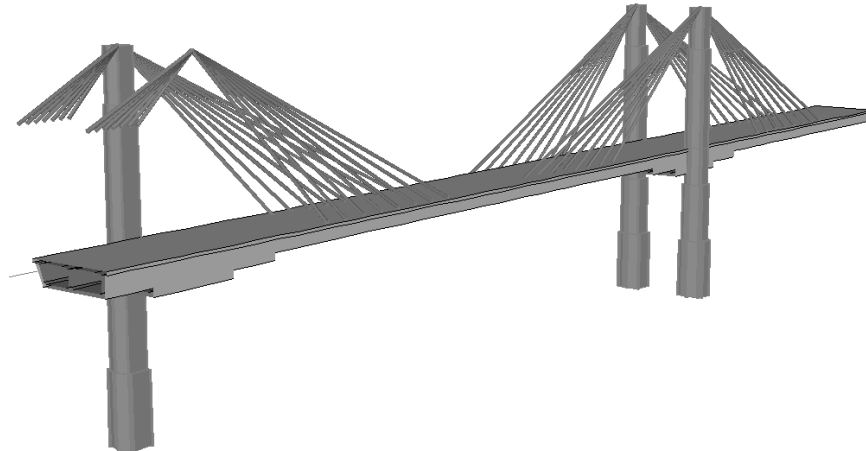


Figura 21 Detalle en 3D de la variación del canto del modelo en elementos finitos

Para la solución de la estructura ante cargas dinámicas se requieren obtener los valores y vectores propios y desarrollar la matriz de amortiguamiento. Para la solución se propone un modelo en 3 dimensiones con 6 grados de libertad en cada nodo, el modelo consta de 290 nodos y 353 elementos, y un total de 1740 grados de libertad. Para el modelo se obtiene los 1712 valores propios, con 28 grados restringidos, y sus respectivos vectores propios. Los vectores se normalizan y se obtiene los porcentajes de participación de masa para cada modo. Con los valores propios se obtiene las frecuencias y los periodos de la estructura.

El amortiguamiento crítico de la estructura se tomó del 2.0%, de acuerdo a la USNRC (United States Nuclear Regulatory Commission), (Fornóns, 1982). La matriz de amortiguamiento de la estructura **C**, se tomó siguiendo las formulaciones clásicas descritas anteriormente. La matriz, comprende un amortiguamiento distribuido en todos los elementos.

En el análisis dinámico se requiere determinar el paso en donde suceden los máximos esfuerzos en la estructura. Este paso se determinó a partir del desplazamiento máximo del punto superior de la torre donde se anclan los cables. Con el desplazamiento máximo de la estructura se determinan las fuerzas internas de la estructura.

A continuación se presenta un resumen de los pasos para la solución de puentes extradosados:

- Solución de la estructura con carga muerta
- Verificación de la sección transversal de los cables extradosados y el preesfuerzo, con deflexión cero en la zona de los cables de la luz central
- Solución de la estructura con carga Viva
- Obtención de la envolvente de diseño de la carga viva y muerta en servicio
- Verificación de los esfuerzos en la superestructura
- Solución de los factores multiplicadores para los cables de pre-esfuerzo interno.
- Solución de la estructura con los cables de preesfuerzo interno
- Solución de la ecuación dinámica para los sismos críticos
- Obtención de la envolvente de diseño para cada sismo incluyendo la carga muerta

7. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO

7.1 DESCRIPCIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

Las fuerzas sísmicas recomendadas por el CCDSP-95 tienen como objetivo el minimizar los daños causados a puentes con luces máximas de 150 metros. Para la obtención de estas fuerzas se permite la utilización de estudios detallados de sismicidad. El CCDSP-95 no contiene la filosofía de diseño por capacidad pero expone como finalidad en el diseño para puentes esenciales la operación antes y después del sismo. Los puentes esenciales son aquellos que pertenecen a vías troncales o puentes de vías urbanas arterias y obras de gran importancia como los puentes extradosados. Adicionalmente aplica categorías de comportamiento sísmico para la clasificación del tipo de análisis a realizar en la estructura, la clasificación depende directamente del coeficiente de aceleración pico del terreno al cual va a estar sometida la estructura.

Para el presente estudio la estructura se cataloga en Categoría de Comportamiento Sísmico (CCS) CCS-C con $0.19 \leq A_a \leq 0.29$, que corresponde a la ciudad de Bucaramanga. Para la clasificación el CCDSP-95 recomienda un procedimiento mínimo de análisis PAS-2, este procedimiento indica un análisis modal espectral con varios modos de vibración. En el estudio se utilizó el procedimiento de análisis sísmico 3 (PAS-3), que contempla integrar en el tiempo las ecuaciones de movimiento utilizando familias de acelerogramas.

7.1.1 Movimientos sísmicos para el análisis y diseño

En el presente trabajo se utilizó una familia de acelerogramas. Para determinar la amenaza se tomaron como referencia la Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga realizada por el Ingeominas en el 2001, (Ingeominas, 2001). Esto ubica al puente Extradadosado en una zona de amenaza sísmica alta y se toman los escenarios compatibles descritos en el estudio. Los escenarios posibles describen la magnitud de las fuentes y la distancia al sitio de la estructura.

En el estudio de microzonificación se realizó un análisis de amenaza sísmica para determinar la contribución individual de cada una de las fuentes sísmicas. Los valores del nivel de amenaza corresponden a un 10 % de excedencia en 50 años, es decir, un periodo de retorno de 475 años. Los escenarios críticos son los producidos por la falla Bucaramanga - Santa Marta con una Aceleración Máxima del terreno (A_m) de 0.16g y la falla Frontal de los Llanos Orientales con una Aceleración Máxima de 0.21g (Ingeominas 2001). Con los anteriores escenarios definidos, el estudio recomienda acelerogramas de diseño compatibles con las características de cada falla.

Las características de los acelerogramas para cada falla se muestran en la Tabla 8 y 9, y se grafican a la aceleración de ocurrencia de cada acelerograma en las Figuras 22 y 23. Adicionalmente se muestra el acelerograma de Chile (USGS, 2011) utilizado para verificar el efecto sobre la estructura en la Figura 24.

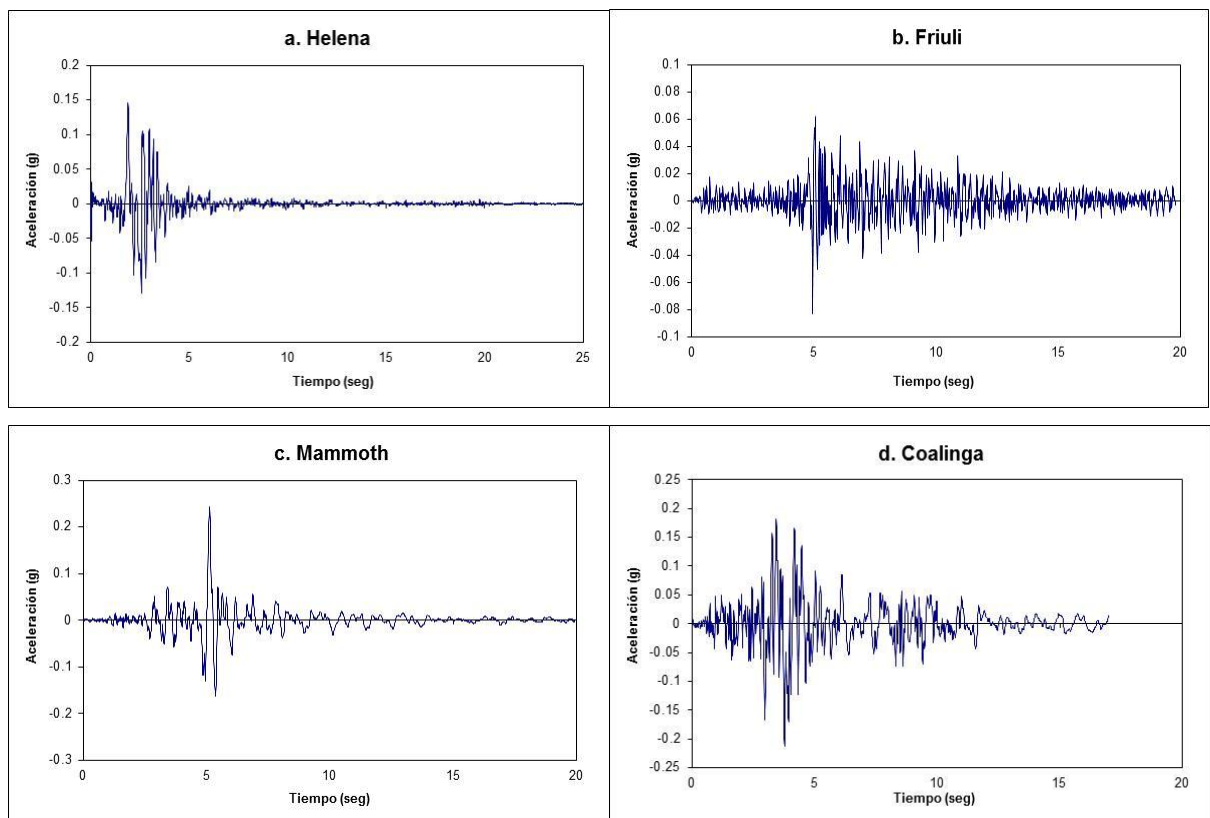
Fecha	Hora	Nombre Sismo	Ms	Estacion	De [km]	Am [g]	Vm [cm/s]	Du [s]	IA [m/s]
31/10/1935	18:37:49	Helena	6.0	Carr. Coll.	8	0.142	6.80	1.8	0.075
15/09/1976	15:09:19	Friuri	6.0	Robic	39	0.086	2.70	0.2	0.043
27/05/1980	14:50:57	Mam. Lak	6.0	Long. Val. D.	14	0.178	18.40	3.7	0.205
22/07/1983	02:39:54	Coalinga	5.8	Oil Fie.	13	0.188	14.00	8.3	0.227
01/10/1967	14:42:20	Whitter Narr	6.0	Wilson	18	0.164	4.60	6.0	0.248
26/09/1997	09:40:30	Umbria-Marche	5.9	Nocera Umbra	13	0.790	21.20	7.5	0.310

Tabla 8 Datos Acelerogramas de diseño compatibles con la Falla Bucaramanga Santa Marta

Fecha	Hora	Nombre Sismo	Ms	Estacion	De [km]	Am [g]	Vm [cm/s]	Du [s]	IA [m/s]
15/04/1979	06:19:41	Montenegro	7.0	Herceg Nov.	65	0.218	15.05	10.7	0.709
18/10/1989	00:04:02	Loma Prieta	7.1	Gilroy 1	60	0.452	35.20	9.7	1.644
25/04/1992	18:06:04	C. Mendocino	7.1	Butler Val. 2	60	0.152	13.20	8.3	0.352
12/11/1999	16:57:20	Duzce	7.3	Mud. Kaym. B.	60	0.120	15.10	14.2	0.730

Ms = Magnitud de onda superficial; De = Distancia epicentro; Am = Aceleración máxima del terreno; Vm = Velocidad máxima del terreno; Du = Duración de movimiento fuerte; IA = Intensidad de Arias

Tabla 9 Acelerogramas de diseño compatibles con la Falla Frontal



Continua en la siguiente pagina

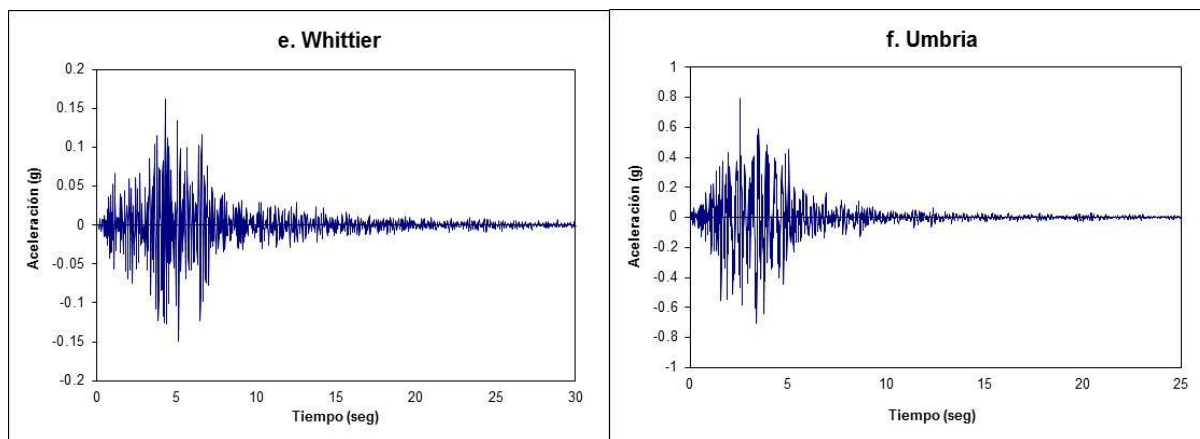


Figura 22 Acelerogramas de diseño compatibles con el escenario sísmico Bucaramanga Santa Marta, a. Helena, b. Friuli, c. Mammoth, d. Coalinga, e. Whittier y f. Umbria.

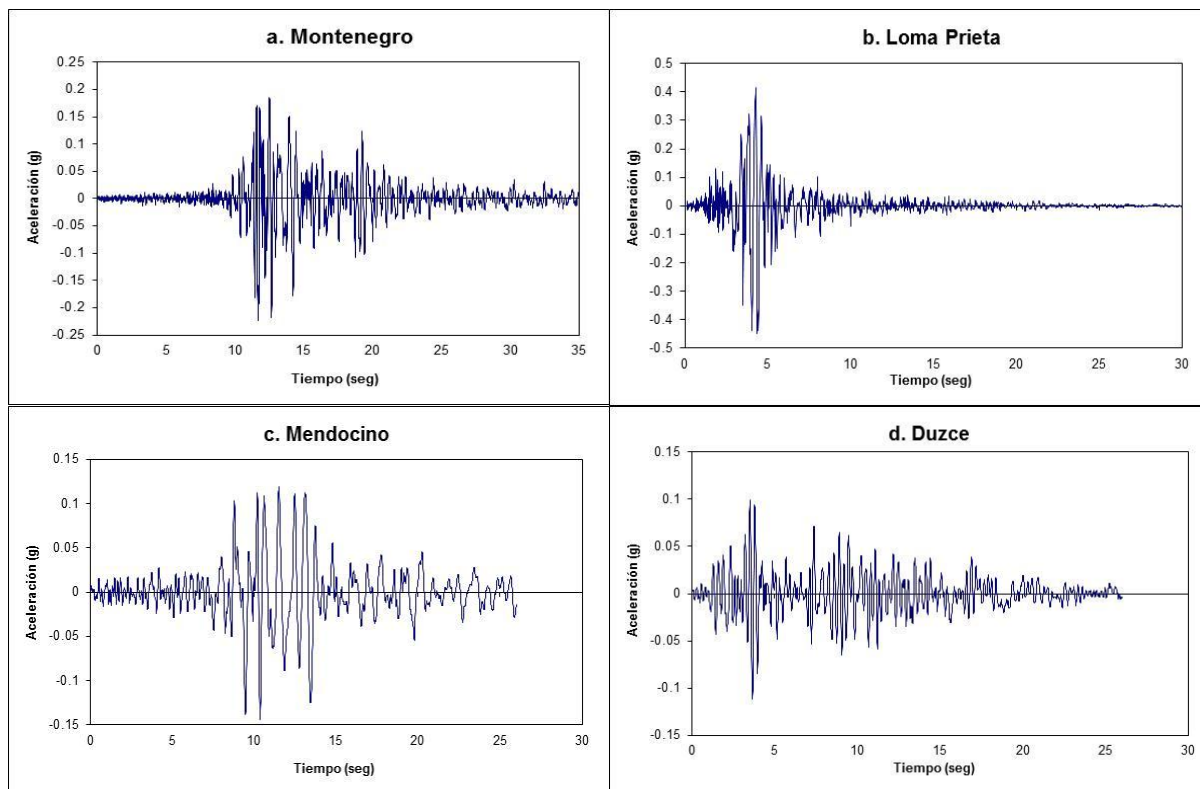


Figura 23 Acelerogramas de diseño compatibles con el escenario sísmico Falla Frontal, a. Montenegro, b. Loma Prieta, c. Mendocino y d. Duzce.

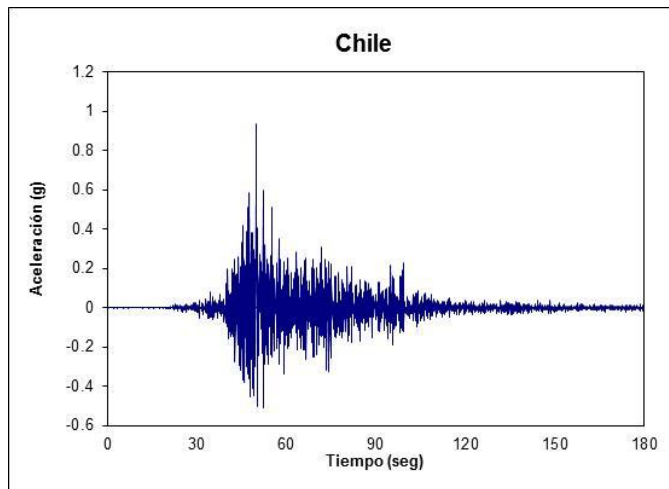


Figura 24 Acelerograma de diseño de Chile

Los acelerogramas seleccionados describen adecuadamente el movimiento del terreno en la zona de la meseta de Bucaramanga en términos de duración, energía, contenido frecuencial y de fases. Para el análisis del puente Extradosado se hace necesario escalar los acelerogramas a distintas aceleraciones máximas. Para el presente trabajo se escalaron los acelerogramas a 0.10g, 0.20g, 0.30g y 0.40g, clasificando según la magnitud del acelerograma en el CCDSP-95; la aceleración de 0.10g representa una zona de amenaza sísmica baja, para 0.20g zona intermedia, finalmente para 0.30g y 0.40g zona de amenaza sísmica alta.

7.2 ANÁLISIS MODAL DE PUENTES EXTRADOSADOS

Para conocer el comportamiento dinámico de una estructura es fundamental realizar un estudio modal. El comportamiento modal muestra la deformación de la estructura al momento de la entrada de un sismo. Por esto es importante conocer los periodos y las formas modales para predecir la respuesta de la estructura y los elementos críticos para el análisis y diseño.

Para puentes extradosados los periodos dominantes son los longitudinales (sentido X). Para puentes extradosados con luces de 120.0m los periodos

fundamentales con mayor participación de masa longitudinalmente están cercanos a 1.0 segundos, en sentido transversal son menores a 0.80s y sentido vertical presenta modos acoplados y con poca participación de masa vertical. A continuación se muestran en las Figuras 25 y 26 los modos de vibración para los modelos realizados con $H/L=0.10$. El resto de modelos se encuentran en el Anexo 2.

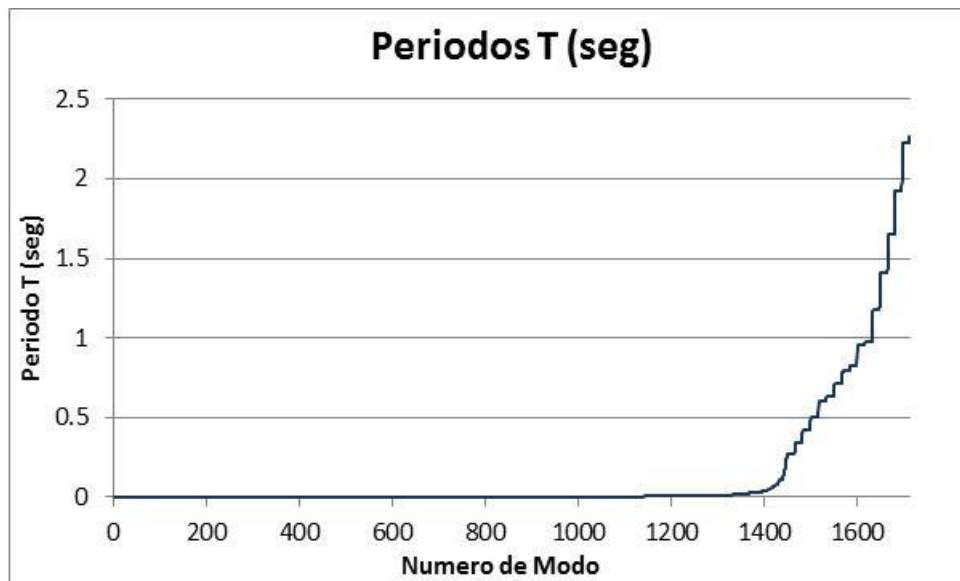
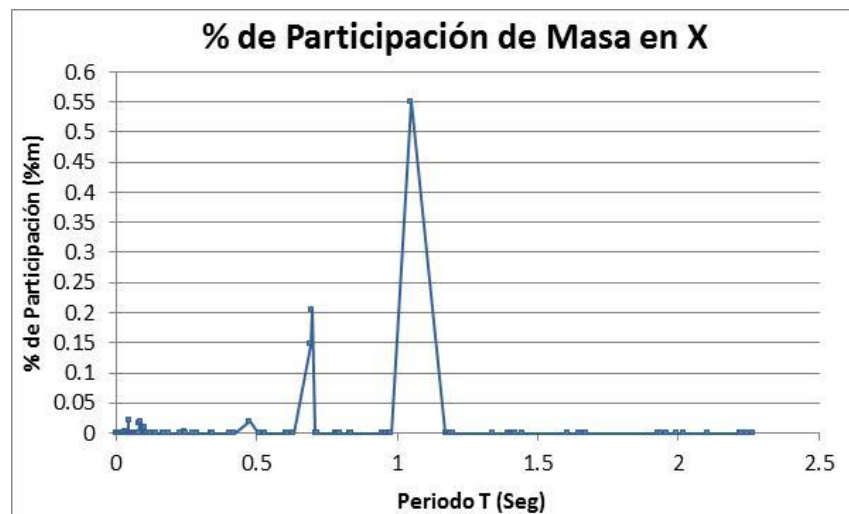


Figura 25 Periodos de los puentes extradosados para $H/L=0.10$



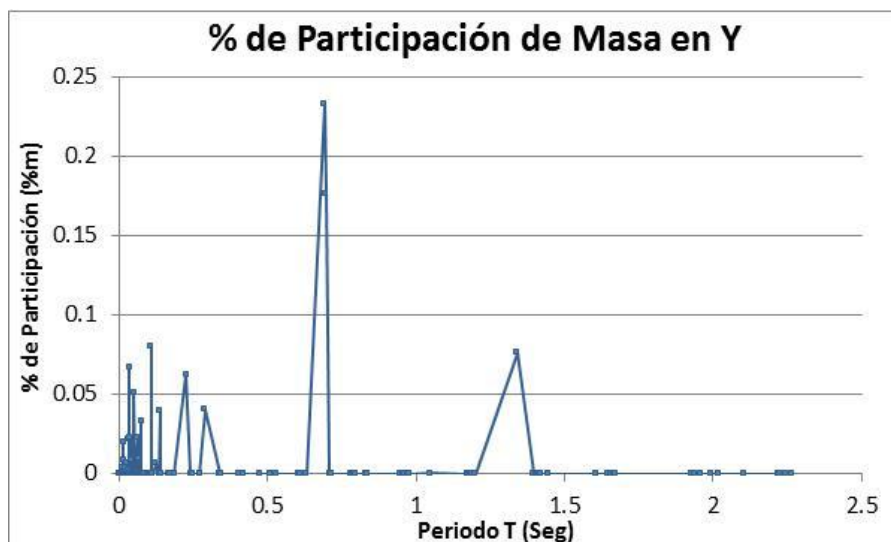
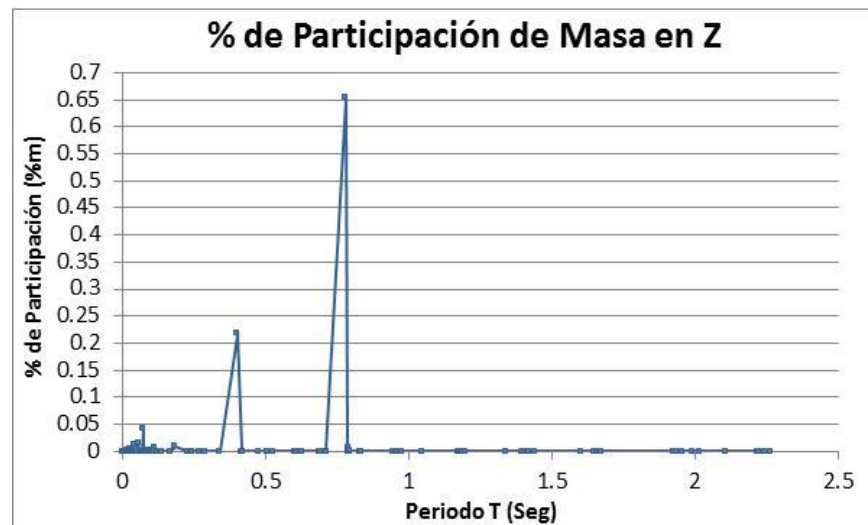


Figura 26 Porcentajes de participación de masa para $H/L=0.10$

Las formas modales en sentido longitudinal se muestran en la Figura 27, en sentido transversal en la Figura 28 y en sentido vertical en la Figura 29. En las figuras se muestran los dos modos con mayor participación de masa.

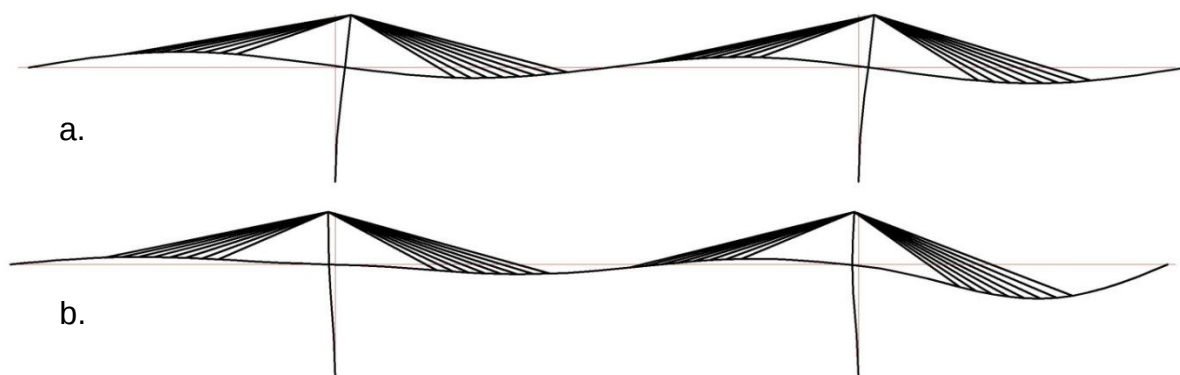


Figura 27 Modos principales en sentido longitudinal X a. primer modo, b. segundo modo

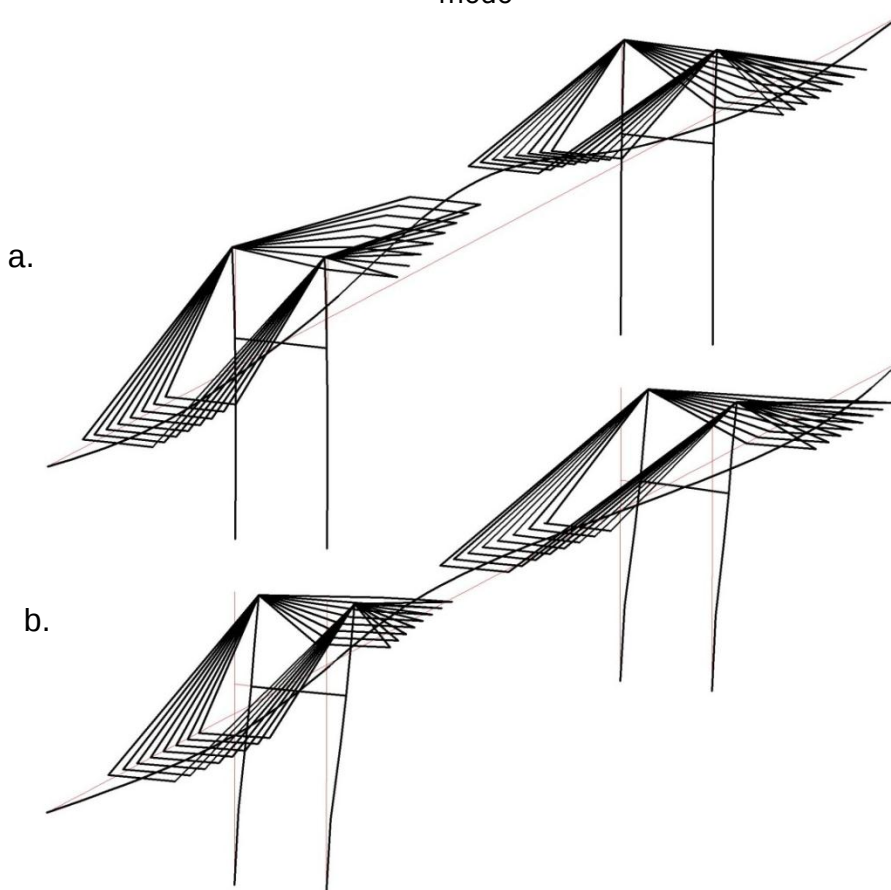


Figura 28 Modos principales en sentido transversal a. primer modo, b. segundo modo

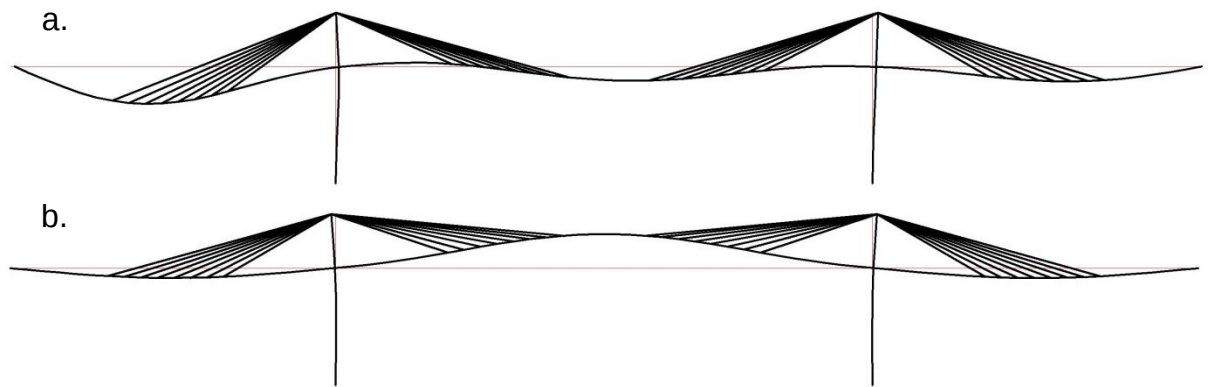


Figura 29 Modos principales en sentido vertical a. primer modo, b. segundo modo

El segundo modo longitudinal se presenta con vibración vertical. Es decir, los modos longitudinales generalmente suceden con desplazamientos verticales. En la Figura 29 el segundo modo vertical presenta desplazamientos longitudinales. Para estructuras de mayor luz central este modo se convierte en principal para el sentido longitudinal.

En sentido longitudinal, la mayor participación de la masa se concentró en dos modos que sumados representan cerca del 90.0% de la masa total de la estructura. Para el sentido Y vertical la participación de la masa está distribuida en un número mayor de modos y para el sentido Z transversal en dos modos se concentra más del 90.0% de la masa.

Para la solución del análisis dinámico se utilizó la matriz de amortiguamiento de Rayleigh. Tomando como base los dos modos principales en dirección X expuestos anteriormente para la construcción de la matriz de amortiguamiento en sentido longitudinal. Para este sentido, se concluye que la participación se concentra en dos modos con un porcentaje cercano al 90%. Para el sentido transversal es aplicable la matriz de Rayleigh pero en sentido vertical se hace necesaria la aplicación de la matriz de Caughey. Para el trabajo solo se realizó el análisis en sentido longitudinal por contener las formas modales de mayor

incidencia sobre los parámetros. En sentido transversal los modos principales son del tablero y no representan la influencia de los parámetros estudiados.

8. RESPUESTA ESTRUCTURAL DINÁMICA DE LOS PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO AL VARIAR LA ALTURA DE LA TORRE (H/L) Y EL CANTO DEL TABLERO (h_a/h_c)

En el presente trabajo se utilizó la familia de acelerogramas recomendados por el Ingeominas (Ingeominas, 2001) para la falla Bucaramanga Santa Marta, la falla Frontal y adicionalmente se verificó con el sismo de Chile. Para el análisis de los parámetros se examinaron los efectos de cada uno de los sismos con una aceleración de 0.30g sobre el tablero de la estructura. El resultados de los fuerza sísmicas sobre la placa son mostrados en la Figura 30, donde se identifican todos los acelerogramas analizados.

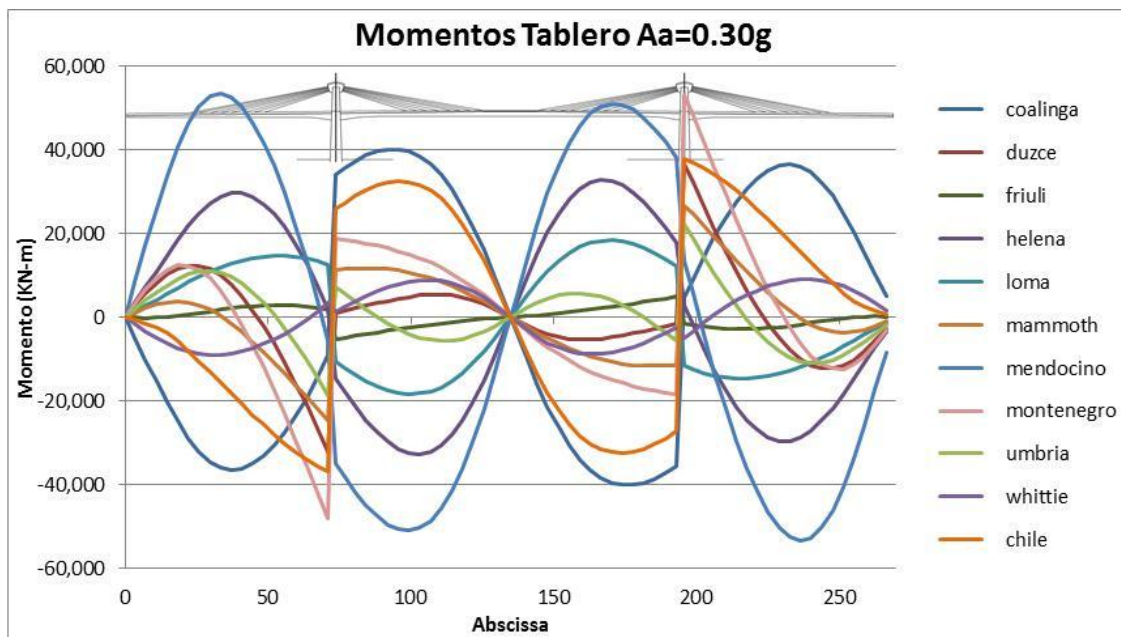


Figura 30 Momentos en el tablero producidos por todos los sismos

Al realizar un análisis de los resultados de la grafica 8.1 se puede observar la gran incidencia del sismo de Chile sobre la estructura. Adicionalmente los sismos de Mendocino y Loma Prieta son los que producen mayores efectos y generan una envolvente de esfuerzos máximos y mínimos para la carga sísmica. En conclusión, el análisis de los parámetros se realizó solo con los sismos de Mendocino y Loma Prieta que son representativos de la familia de acelerogramas y generan los mayores efectos sobre la estructura.

8.1 PARÁMETRO ALTURA DE LA TORRE (H/L).

Para analizar el efecto sísmico sobre el parámetro de la altura de la torre H/L , donde H es la altura de la torre y L es la longitud de la luz principal, se tomaron como base las recomendaciones realizadas por Chio (Chio, 2000) y Komiya (1999). Para analizar el efecto de altura de la torre se tomaron 4 relaciones de H/L que van de $0.05L$ a $0.20L$ y cada modelo se analizó con los sismos antes definidos escalados a aceleraciones de $0.10g$ a $0.40g$ como se muestra en la Tabla 10.

H/L	Aceleracion
	(g)
0.05	0.10: 0.20: 0.30: 0.40
0.10	0.10: 0.20: 0.30: 0.40
0.15	0.10: 0.20: 0.30: 0.40
0.20	0.10: 0.20: 0.30: 0.40

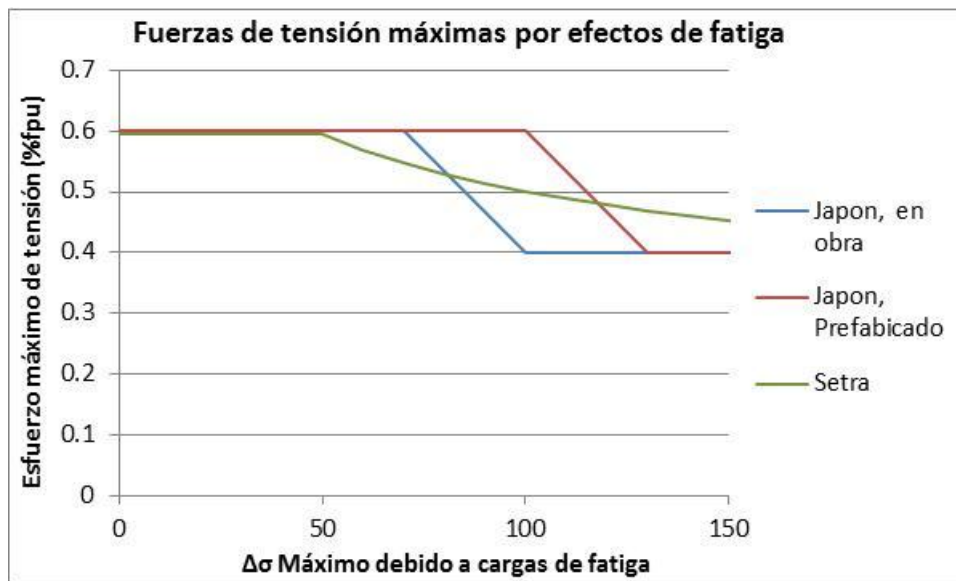
Referencia

Tabla 10 Casos analizados al variar la altura de la torre

De los resultados obtenidos en los modelos se analizaron los efectos sobre la tensión en los tirantes, las fuerzas internas y los esfuerzos en el tablero. Consideremos como referencia el modelo de $H/L=0.10$ descrito en el Título 6.2, los demás casos se pueden analizar en el Anexo 2.

8.1.1 Tensión en los tirantes

En todos los modelos se utilizaron 8 cables por abanico, con diferente número de torones tensionados al 0.6fpu. La tensión de los cables extradados depende de la variación de tensión y el efecto de fatiga. Siguiendo las recomendaciones de diseño de Japan Prestressed Concrete Engineering Association's Specifications expuestas por Kasuga (Kasuga, 2006) y Mermigas (Mermigas, 2008) para deltas de tensión menores a 100 MPa las tensiones máximas en el cables debe ser de 0.6fpu. Para variaciones mayores las tensiones deben ser reducidas como se muestran en la Figura 31.



Fuente: Kasuga (2006), Mermigas (2008)

Figura 31 Máximas tensiones en los cables extradosados por el efecto de fatiga

El límite de tensión se relaciona con las cargas de fatiga y restringe la tensión máxima para asegurar la integridad de los cables. Las cargas sísmicas de diseño se presentan una sola vez en la vida de la estructura y durante un espacio de tiempo muy corto. La carga sísmica no se considera que influya en la fatiga de los cables por tal razón se considero para el presente trabajo un límite de tensión del 0.9fpu. Este límite asegura que ante la carga sísmica de diseño los cables no presentan rotura asegurando el comportamiento de la estructura.

Las convenciones utilizada en las graficas son las siguientes: Fuerzas de tensión son negativas (-), fuerzas de compresión son positivas (+), la gravedad está en dirección -Y.

Las tensiones de los cables extremos fueron mayores que los cables interiores igual que en el caso de cargas estáticas, ver Figura 32. En el vano central las tensiones fueron mayores que en los vanos laterales.

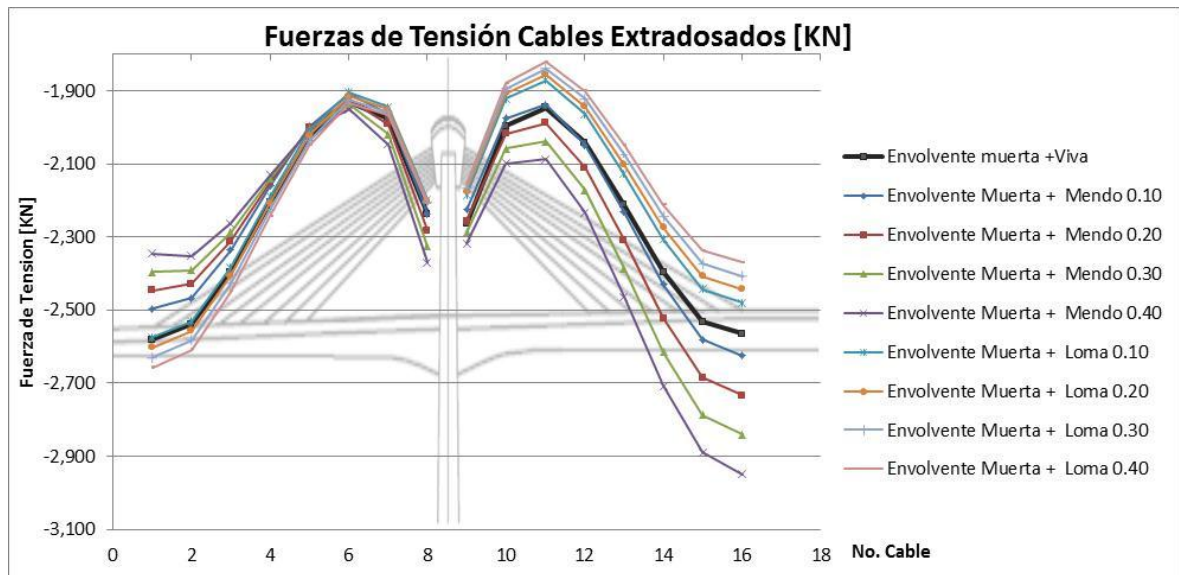


Figura 32 Fuerzas de tensión para los cables extradosados para el modelo H/L=0.10

Los esfuerzos en los cables ante cargas sísmicas fueron mayores a $0.6f_{pu}$, pero menores al límite de rotura de $0.9f_{pu}$, ver Figura 33. Algunos cables presentaron reducción de la tensión pero no llegaron al estado de relajación.

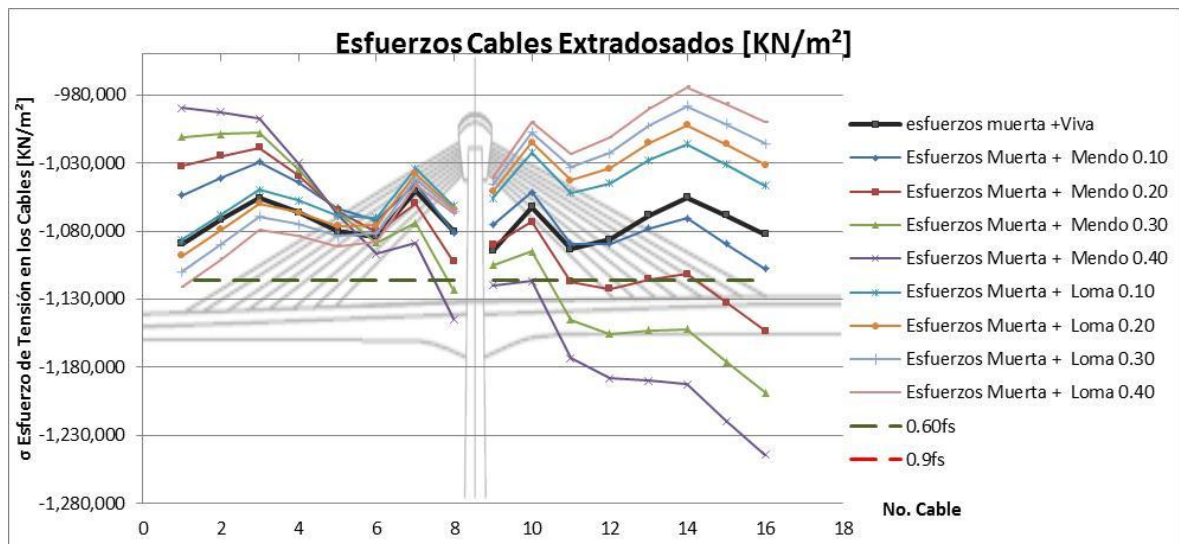


Figura 33 Esfuerzos de tensión en los cables extradosados para el modelo H/L=0.10

Las variaciones de tensiones $\Delta\sigma$ de la combinación Carga Muerta + Viva + Preesforzado menos las Cargas Muerta + Sismo + Preesforzado se muestran en la Figura 34. Las variaciones de tensiones ante cargas sísmicas son

considerables, para amenazas sísmicas altas las variaciones pueden llegar a los 150 MPa, ver Figura 34. Para zonas de amenaza intermedia y baja son menores a 60 MPa. Las variaciones de tensión son mayores para los cables de la luz central. El cable más alejado de la torre en el vano central es el que presenta mayor variación de tensión.

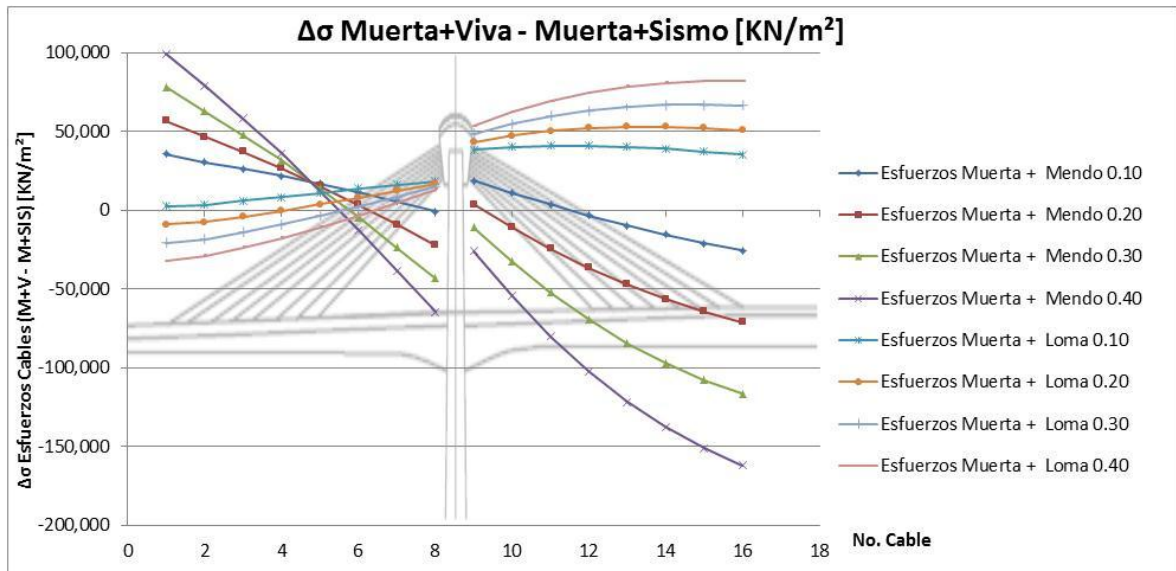


Figura 34 Delta de esfuerzos de carga viva vs carga sísmica para el modelo H/L=0.10

La fuerza promedio de tensión disminuye a medida que aumenta la altura de la torre, ver Tabla 11, para los casos de carga sísmica. Al igual que la fuerza promedio, la fuerza máxima de tensión sobre los cables se reduce con el aumento de la torre. A medida que aumenta la altura de la torre los cables extradosados son menos eficientes ante efectos sísmicos manteniendo el comportamiento ante la combinación de carga Muerta + Preesforzado + Viva (M+P+Viva) descrito por Chio (Chio, 2000). Para amenazas sísmicas bajas la tensión de los cables es similar a la de cargas vivas, la tensión aumenta a medida que aumenta la amenaza manteniendo constante el promedio de las tensiones.

Caso H/L	Altura Torre H [m]	Canto en pila h [m]	Muerta+Viva		Aa = 0.10g		Aa = 0.20g		Aa = 0.30g		Aa = 0.40g	
			Carga Axial Cables		Carga Axial Cables		Carga Axial Cables		Carga Axial Cables		Carga Axial Cables	
			Maximo	Promedio	Maximo	Promedio	Maximo	Promedio	Maximo	Promedio	Maximo	Promedio
			[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
0.05	6.1	3.5	-3773.6	-3559.9	-3773.6	-3514.3	-3836.6	-3514.3	-3899.7	-3514.3	-3966.9	-3514.3
0.10	12.2	3.5	-2582.2	-2239.8	-2625.3	-2192.9	-2733.1	-2192.9	-2840.9	-2192.9	-2948.7	-2192.9
0.15	18.3	3.5	-2284.6	-1640.8	-2342.2	-1598.7	-2472.3	-1598.7	-2602.3	-1598.7	-2732.4	-1598.7
0.20	24.4	3.5	-2085.6	-1332.5	-2155.8	-1294.6	-2304.0	-1294.6	-2452.2	-1294.6	-2600.4	-1294.6

Tabla 11 Fuerzas máxima y promedio de tensión en los cables extradados al variar la altura de la torre

Como se describió anteriormente las tensiones máximas disminuyen a medida que la altura de la torre aumenta. La diferencia de tensiones entre los cables de un mismo abanico, se hace mayor al aumentar la altura de la torre, esto se denota en el alejamiento del promedio de tensiones de la tensión máxima como se muestra en la Figura 35. A mayor amenaza sísmica y mayor altura de la torre, aumenta la tensión en los cables. Para alturas de torre $H/L=0.05$ las fuerzas de tensión asumidas para diferentes amenazas son casi iguales, y presenta variación de 200KN aproximadamente. Para $H/L=0.20$ las tensiones en los cables presentan una mayor variación con una desviación de 500KN aprox.

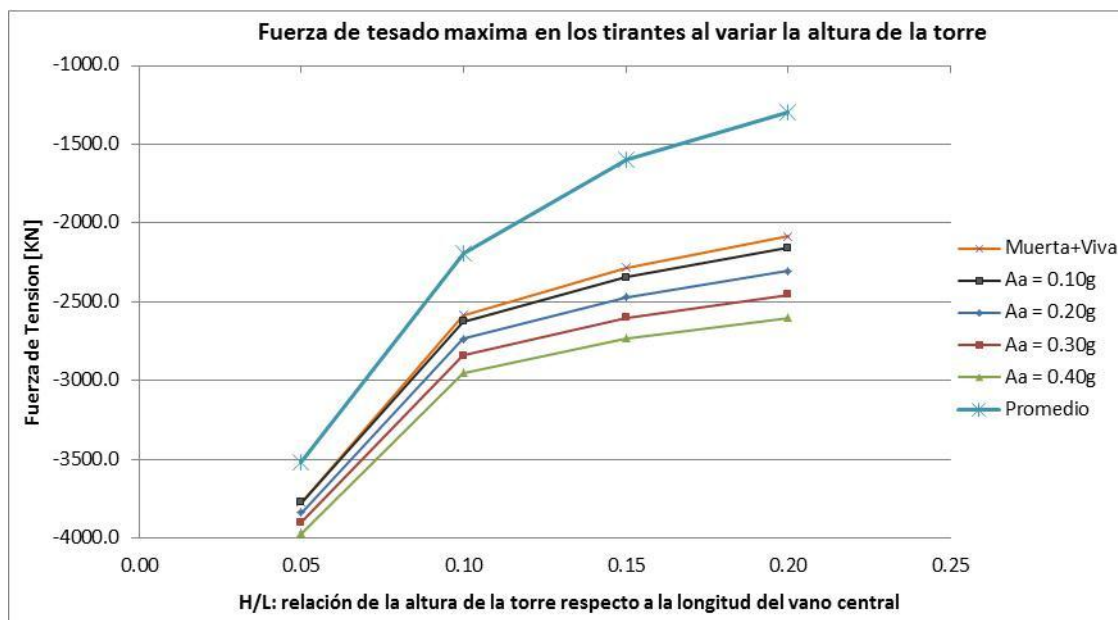


Figura 35 Comportamiento de la fuerza de tensión en cables extradados al variar la altura de la torre

Las oscilaciones de tensión en los cables aumentan con la demanda sísmica y con la altura de la torre como se puede observar en la Figura 36. Las variación de tensión se ubican en un rango de entre 11MPa para $A_a=0.10g$ $H/L=0.05$ y 272 MPa para $A_a=0.40g$ y $H/L=0.20$. Para $A_a=0.10g$ y altura de torre $0.05L$ la diferencia de tensión entre el cable más tensionado y el de menor tensión es de 3.8% fpu, pero para $A_a=0.40g$ y altura de torre $0.20L$ la variación fue de 32.7% fpu. Las tensiones no fueron mayores de 0.75fpu, ante ningún grado de amenaza sísmica como se puede verificar el Tabla 12. Es decir, que para amenazas sísmicas altas no se presentaron roturas de los cables en condiciones ideales del material.

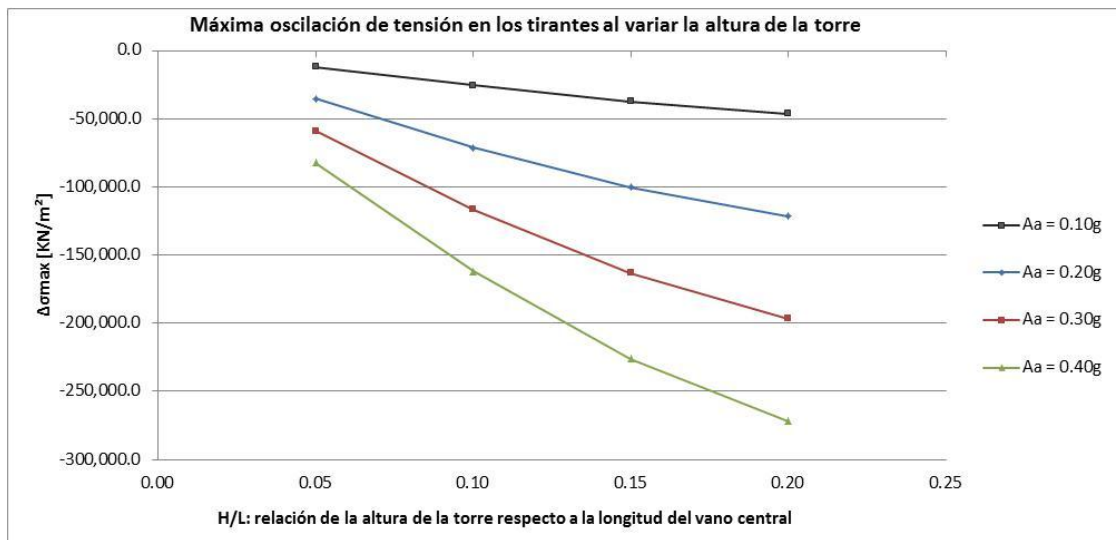


Figura 36 Comportamiento del $\Delta\sigma$ de tensión máxima para los cables extradados al variar la altura de a torre

Caso H/L	Altura Torre H	Canto en pila h	Numero de		Δσ de Tension de los Tirantes con respecto a Carga Muerta+Viva							
			Minimo # de	Maximo # de	Carga Muerta+Viva		Aa = 0.10g		Max* Osc. de tension Δσmax	Aa = 0.20g		Max Osc. de tension Δσmax
					F min %Fu	F max %Fu	F min %Fu	F max %Fu		F min %Fu	F max %Fu	
[m]	[m]	1/2"	1/2"	%Fu	%Fu	%Fu	%Fu	[KN/m²]	%Fu	%Fu	[KN/m²]	
0.05	6.1	3.5	29	35	56.9	58.8	55.0	58.8	-11,849.9	53.7	59.8	-35,403.3
0.10	12.2	3.5	18	24	56.5	58.8	53.1	59.6	-25,592.4	50.9	62.0	-71,086.0
0.15	18.3	3.5	12	21	54.7	59.3	51.2	60.8	-37,517.0	49.3	64.2	-100,350.0
0.20	24.4	3.5	9	20	53.0	59.6	49.2	59.9	-46,374.7	46.5	63.7	-121,602.0

Continuación en la siguiente pagina

Caso H/L	Altura Torre H [m]	Canto en pila h [m]	Numero de		$\Delta\sigma$ de Tension de los Tirantes con respecto a Carga Muerta+Viva					
			Minimo # de 1/2"	Maximo # de 1/2"	Aa = 0.30g		Max Osc. de tension $\Delta\sigma_{max}$ [KN/m ²]	Aa = 0.40g		Max Osc. de tension $\Delta\sigma_{max}$ [KN/m ²]
					F min %Fu	F max %Fu		F min %Fu	F max %Fu	
					[%Fu]	[%Fu]		[%Fu]	[%Fu]	
0.05	6.1	3.5	29	35	52.5	60.8	-58,956.7	51.2	62.0	-82,510.1
0.10	12.2	3.5	18	24	48.7	64.4	-116,579.6	46.5	66.9	-162,073.2
0.15	18.3	3.5	12	21	46.7	67.6	-163,183.0	43.5	71.0	-226,016.0
0.20	24.4	3.5	9	20	42.5	67.4	-196,829.3	38.5	71.2	-272,056.6

Tabla 12 $\Delta\sigma$ de tensión de los cables con respecto a la carga Muerta + Viva al variar la altura de la torre

La cantidad de cables extradosados disminuye a medida que aumenta la altura de la torre al igual que los descrito por Chio (Chio, 2000). La diferencia del número de torones entre los diferentes cables se amplía con la altura de la torre. Es decir, para altura de torre menor o iguales a 0.10L el número de torones para los cables es muy similar a diferencia de alturas de torre mayores, ver Figura 37. Lo anterior indica que la distribución de carga en los cables es más efectiva para alturas de torres menores o iguales a 0.10L que para alturas mayores.

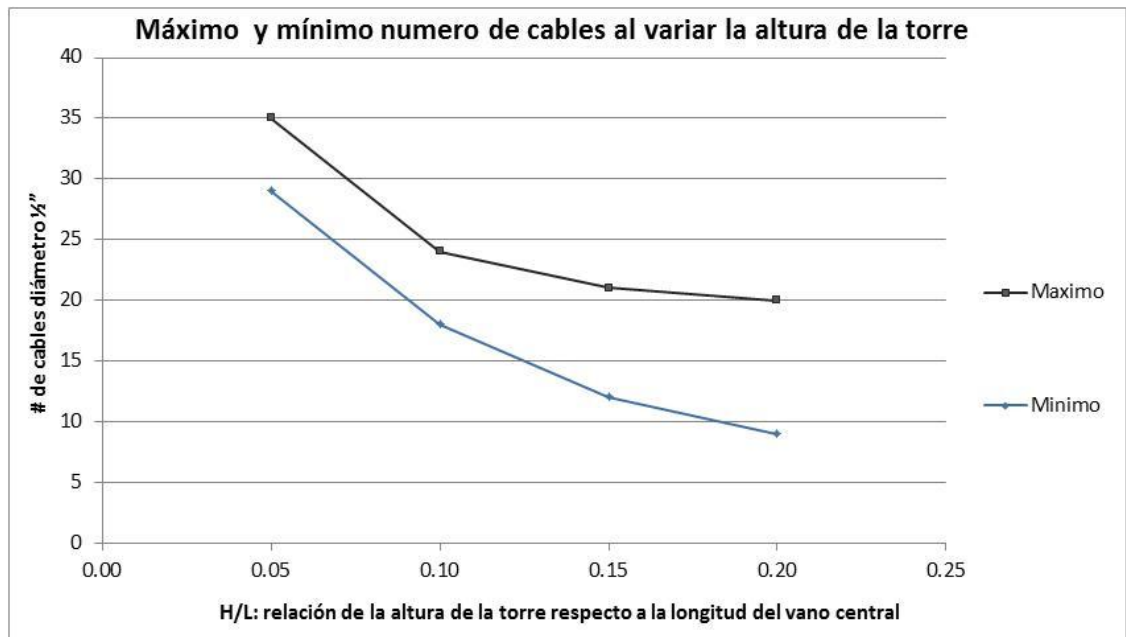


Figura 37 Máximo y mínimo número de cables extradosados al variar la altura de la torre

8.1.2 Fuerzas internas del tablero

Para el análisis de la importancia de la altura de la torre en el comportamiento del tablero se analizaron las fuerzas de momento, cortante y axial producidas por las combinaciones de carga Muerta + Preesforzado + Sismo. El análisis de los esfuerzos de momento y axiales se relaciona directamente con la cantidad y el comportamiento del preesforzado interno. El estudio de las fuerzas cortantes se relaciona con las dimensiones de la sección transversal de las paredes del tablero.

Los diagramas de cortante son similares a los obtenidos por carga M+P+Viva como se puede observar en la Figura 38. Los máximos cortantes se presentan en la sección cercana a la torre y en la sección cercana al estribo.

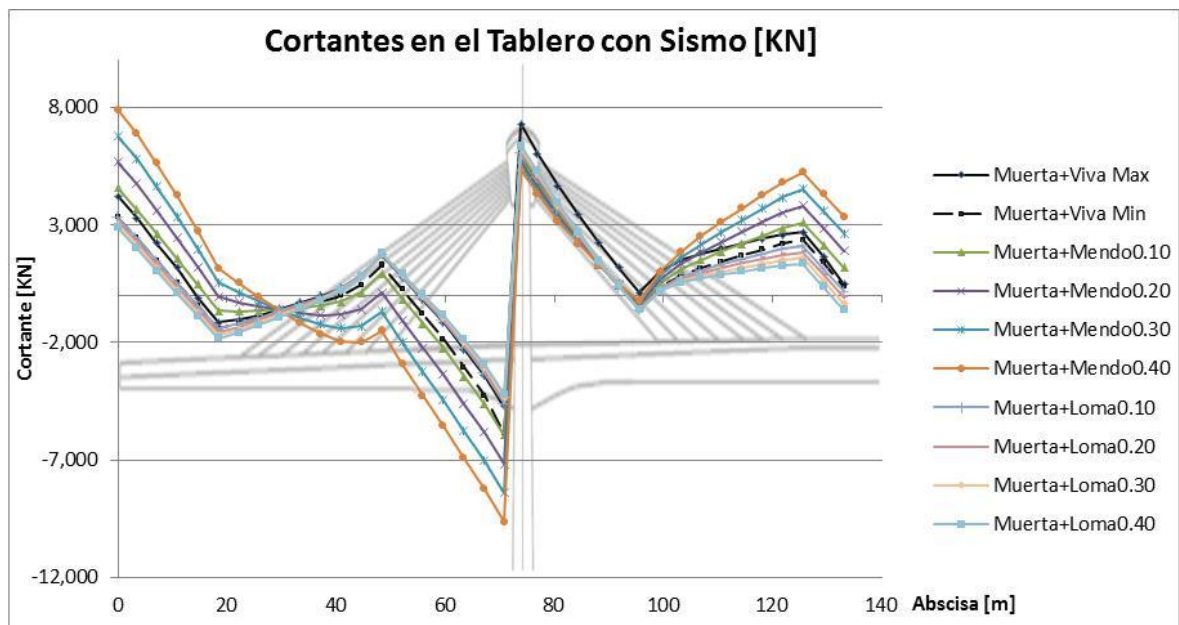


Figura 38 Diagrama de fuerzas cortantes del tablero para la carga Muerta + Sismo con $H/L=0.10$

Los diagramas de cargas axiales por carga M+P+Sismo son similares a los que se presentan por carga M+P+Viva, ver Figura 39. Las máximas variaciones de cargas axiales se presentan cerca a la torre. En el modelo de análisis la restricción longitudinal solo se presenta en los apoyos de la torre. Por lo anterior en los vanos

laterales no se presentan variaciones de cargas axiales adicionales a las producidas por el preesforzado.

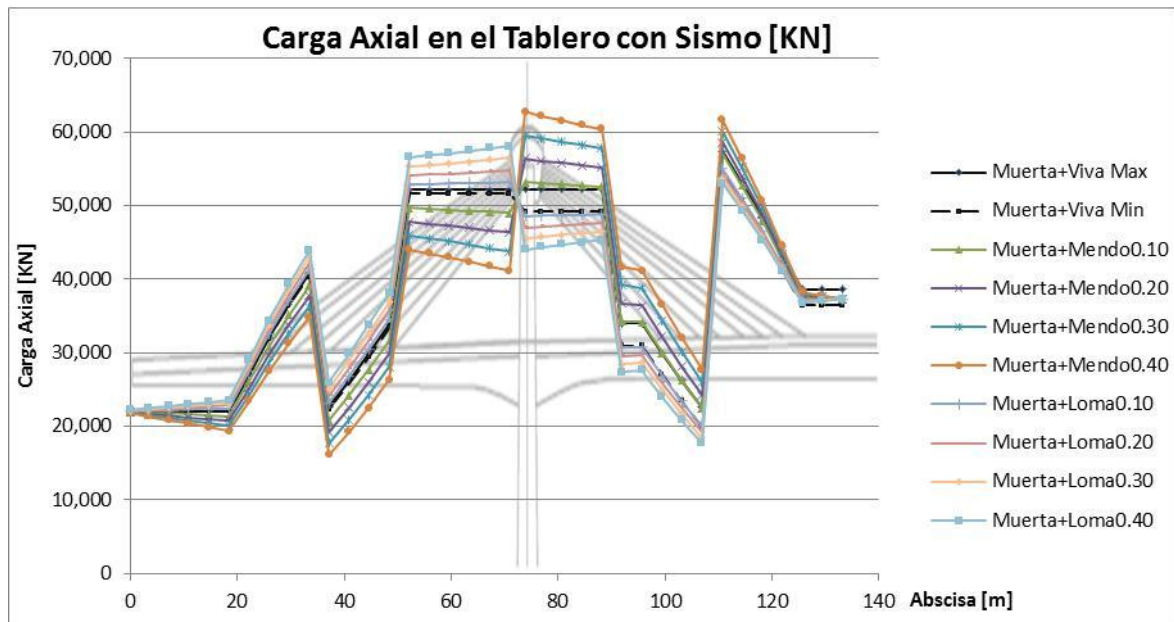


Figura 39 Diagrama de fuerza axiales del tablero para carga Muerta + Sismo con $H/L=0.10$

Los diagramas de momentos por carga M+P+Sismo son similares a los de la carga M+P+Viva. Los momentos presentan una particularidad que cabe anotar, la diferencia de los momentos en el centro de la luz es cercana a cero e igual para todos los modelos. Esto se puede explicar por medio de las formas modales de la estructura, en el centro se presenta un punto de rotación del nodo igual a cero, ver Figura 27. El momento máximo positivo se presenta cercano a la torre y los máximos negativos en el vano lateral cerca el anclaje del primer cable, ver Figura 40.

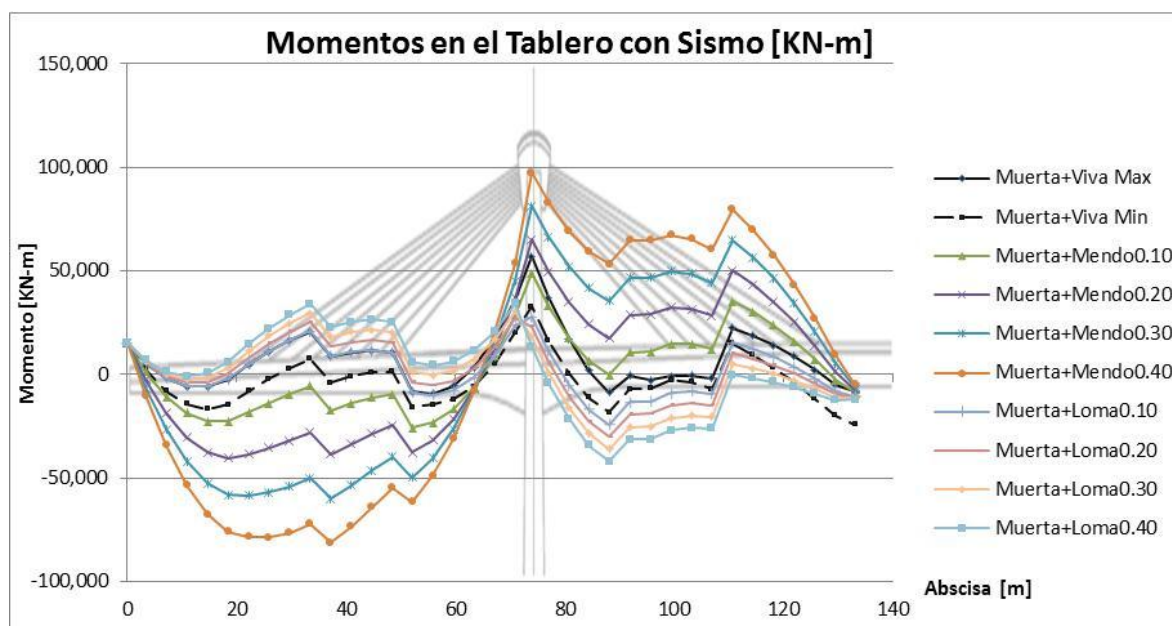


Figura 40 Diagrama de momentos flectores en el tablero por carga Muerta + Sismo para $H/L=0.10$

A continuación se presenta la síntesis de los resultados del análisis del tablero ante cargas sísmicas. Los cortantes producidos por carga M+P+Viva son similares a los producidos por M+P+Sismo con $Aa=0.10g$. La variación del cortante entre las zona de baja amenaza y la de alta amenaza sísmicas fue cercano a 3500 KN. Esta variación está entre el 10% y el 100% del cortante por carga M+P+Viva. El cortante para altura de torre mayor a $0.05L$ no varía significativamente como se puede observar en la Tabla 13.

Caso H/L	Altura Torre H [m]	Canto en pila h [m]	Fuerza Cortante M+PE+V [KN]	Cortante max. en el tablero en la cara de la pila con Carga Muerta+Preesforzado+Sismo			
				Aa = 0.10g [KN]	Aa = 0.20g [KN]	Aa = 0.30g [KN]	Aa = 0.40g [KN]
0.05	6.1	3.5	-6,467.3	-6,989.5	-8,146.4	-9,303.3	-10,460.2
0.10	12.2	3.5	-4,948.6	-5,953.4	-7,179.9	-8,406.4	-9,632.9
0.15	18.3	3.5	-4,763.4	-5,962.5	-7,242.9	-8,523.4	-9,803.8
0.20	24.4	3.5	-4,760.2	-6,028.8	-7,300.9	-8,572.9	-9,845.0

Tabla 13 Cortantes máximos en el tablero al variar la altura de la torre

Los cortantes máximos del tablero para alturas de torre entre $0.05L$ y $0.10L$ disminuyen y entre 0.10 y 0.20 permanecen casi sin cambios para la misma demanda sísmica. Al aumentar la demanda sísmica los cortantes aumentan, como se observa en la Figura 41.

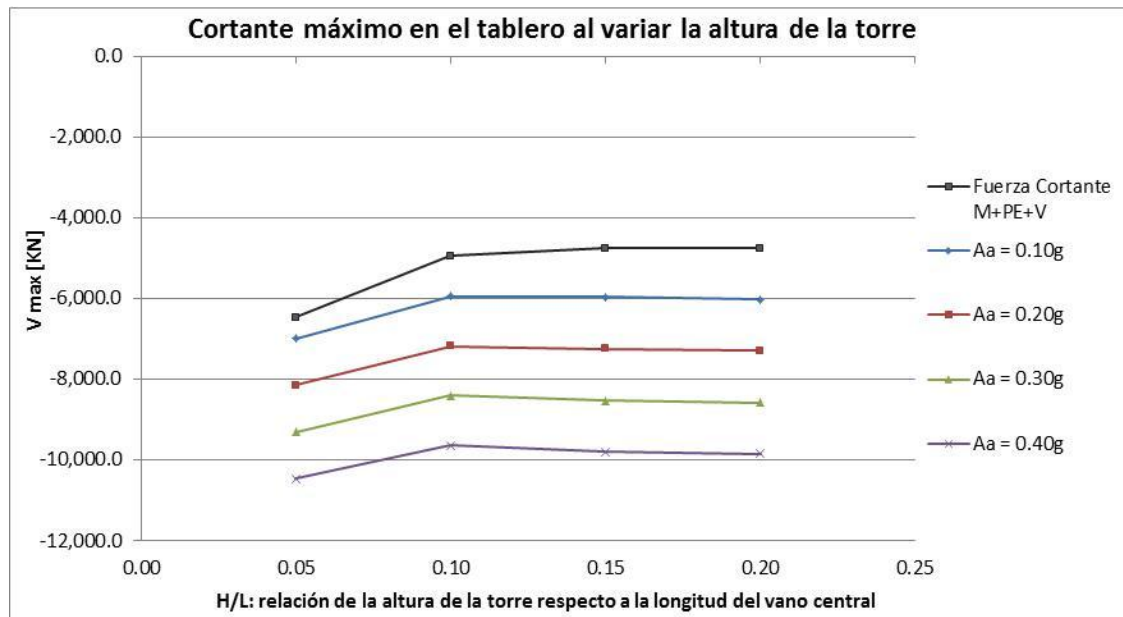


Figura 41 Comportamiento de los Cortantes en el tablero al variar la altura de la torre

Las fuerzas de compresión por sismo en el tablero disminuyen significativamente al aumentar la altura de la torre asumiendo el mismo comportamiento ante cargas M+P+Viva descrito por Chio (Chio, 2000). Este comportamiento tiene una incidencia en la cantidad de cables internos ya que al disminuir la carga axial se debe aumentar la cantidad de refuerzo por preesforzado interno. Las cargas axiales sufren poca variación al aumentar la demanda sísmica, ver Tabla 14. Para zonas de amenaza sísmica baja se presenta una variación de las fuerzas menor al 5% frente a las producidas por cargas M+P+Viva.

Caso H/L	Altura Torre H [m]	Canto en pila h [m]	Fuerza Axial M+PE+V [KN]	Fuerzas de compresion max. en el tablero en cara de pila con Carga Muerta+Preesforzado+Sismo			
				Aa = 0.10g [KN]	Aa = 0.20g [KN]	Aa = 0.30g [KN]	Aa = 0.40g [KN]
0.05	6.1	3.5	86,984.6	86,698.2	88,837.0	91,688.6	94,863.1
0.10	12.2	3.5	57,355.5	57,123.9	58,617.6	60,111.2	62,745.2
0.15	18.3	3.5	44,931.8	46,922.8	49,389.1	51,857.0	54,845.4
0.20	24.4	3.5	42,664.3	44,706.7	47,162.8	49,618.9	52,218.5

Tabla 14 Fuerzas axiales máximas en el tablero al variar la altura de la torre

Las fuerzas axiales disminuyen al aumentar la altura de la torre. Para torres bajas $H/L=0.05$ las fuerzas axiales son del orden de 90.000KN, ver Figura 42. Para alturas de torre de 0.10L las fuerzas disminuyen en un 30% y para alturas de 0.20L disminuyen 18%. Esta diferencia en las cargas es debido a la pérdida de compresión ejercida por los cables exteriores al aumentar el ángulo de inclinación de estos. Al aumentar la altura de la torre los cables pierden parte de la componente horizontal y actúan como soportes verticales elásticos.

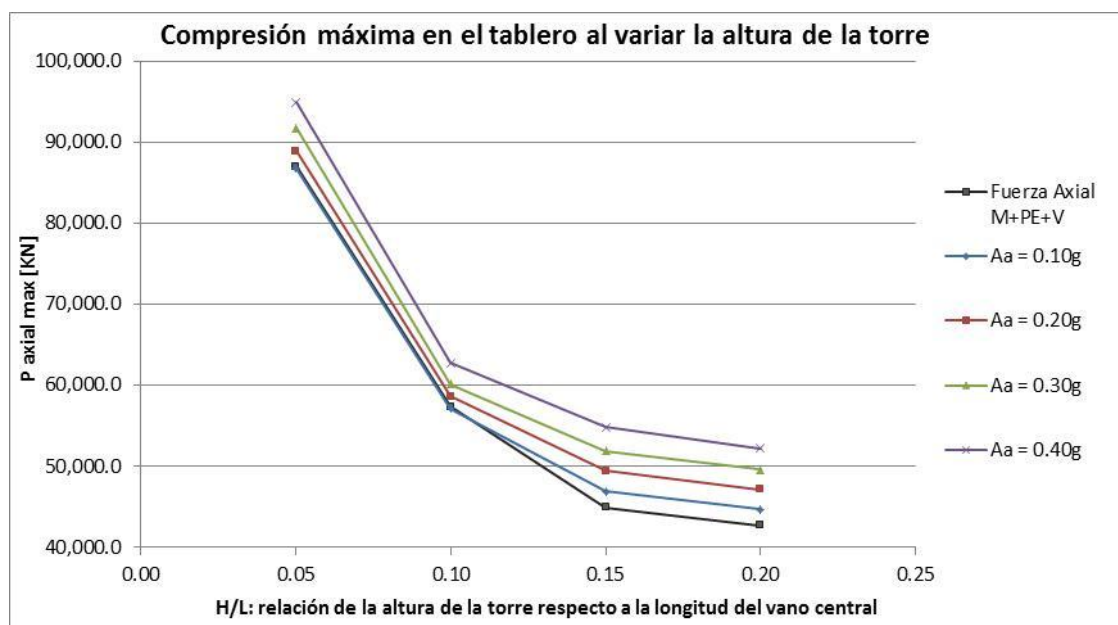


Figura 42 Comportamiento de la fuerza Axial en el tablero al variar la altura de la torre

Los momentos negativos máximos en el vano lateral del tablero aumentan considerablemente con el aumento de la demanda sísmica. Los momentos máximos negativos crecen a una tasa promedio de 20.000 KN-m al aumentar la demanda sísmica 0.10g. Los momentos para amenazas sísmicas bajas frente a las necesarias por carga viva en las luces laterales se duplican afectando la cantidad de preesforzado interno necesario. Para la combinación de carga M+P+Sismo los momentos negativos en el vano lateral no varían sustancialmente al cambiar la altura de la torre, ver Tabla 15, como si sucede ante cargas estáticas, aunque las cargas sísmicas son mucho mayores.

Caso H/L	Altura Torre H	Canto en pila h	Momento M+PE+V [KN-m]	Momento max. (-) en el vano lateral con Carga Muerta+Preesforzado+Sismo			
				Aa = 0.10g	Aa = 0.20g	Aa = 0.30g	Aa = 0.40g
	[m]	[m]		[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]
0.05	6.1	3.5	-8,380.8	-26,155.9	-43,215.0	-63,545.9	-84,593.4
0.10	12.2	3.5	-9,265.8	-25,527.1	-40,334.4	-59,808.9	-81,146.0
0.15	18.3	3.5	-12,722.5	-28,223.3	-40,183.8	-61,412.7	-83,161.6
0.20	24.4	3.5	-14,725.2	-30,071.5	-41,633.0	-62,106.5	-83,781.1

Tabla 15 Momentos negativos máximos en el tablero al variar la altura de la torre

La variación de la altura de la torre no influye significativamente en los momentos negativos del tablero a diferencia del aumento de la demanda sísmica. La variación de momentos negativos en el vano lateral es menor al 5% al variar la altura de la torre y manteniendo la demanda constante, como se puede ver en la Figura 43.

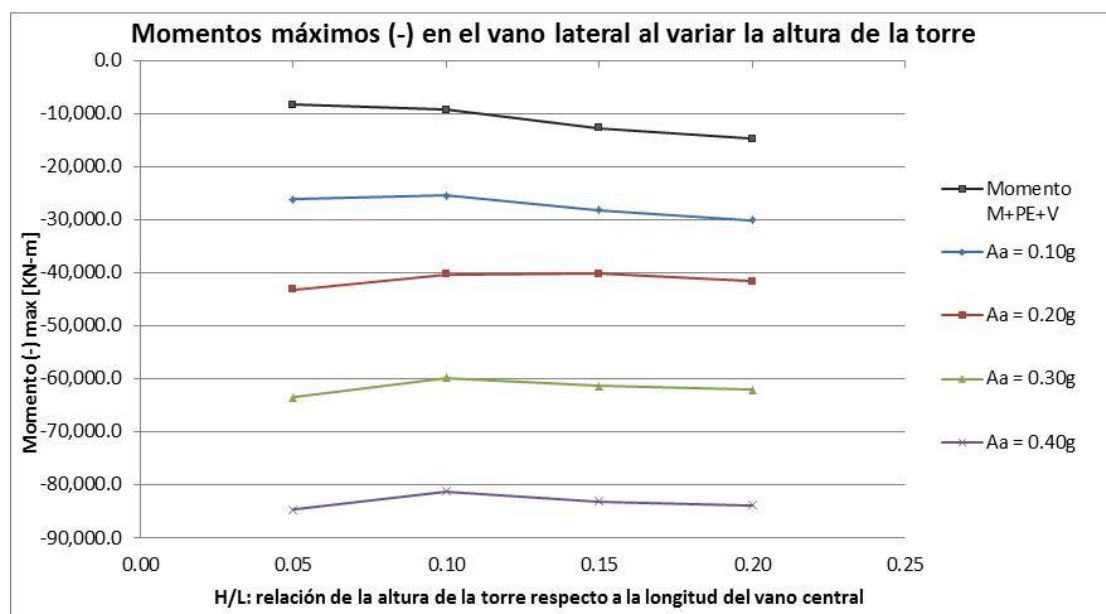


Figura 43 Comportamiento del Momento negativo máximo en el tablero al variar la altura de la torre

Los momentos máximos positivos crecen al aumentar demanda sísmica como es lógico al aumentar las solicitaciones. Al aumentar la altura de la torre, los momentos positivos disminuyen, esto se debe a que los cables funcionan cada vez más como apoyos elásticos verticales similar a un puente atirantado. Para una aceleración de 0.10g los momentos positivos son menores a los generados por la carga M+P+Viva (Tabla 16).

Caso H/L	Altura Torre H	Canto en pila h	Momento M+PE+V	Momento max. (+) sobre la pila con Carga Muerta+Preesforzado+Sismo			
				Aa = 0.10g	Aa = 0.20g	Aa = 0.30g	Aa = 0.40g
				[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]
0.05	6.1	3.5	91,771.8	84,531.9	105,322.6	126,113.4	146,904.1
0.10	12.2	3.5	56,968.6	48,881.1	65,082.0	83,834.8	105,515.0
0.15	18.3	3.5	50,943.9	41,264.6	61,338.1	84,062.8	106,787.6
0.20	24.4	3.5	50,074.9	39,583.2	60,081.1	82,805.8	105,530.5

Tabla 16 Momentos positivos máximos en el tablero al variar la altura de la torre

Para alturas de torre de 0.05L los momentos positivos son mayores que para el resto de alturas. De 0.10L a 0.20L la variación de los momentos es lineal, ver Figura 44.

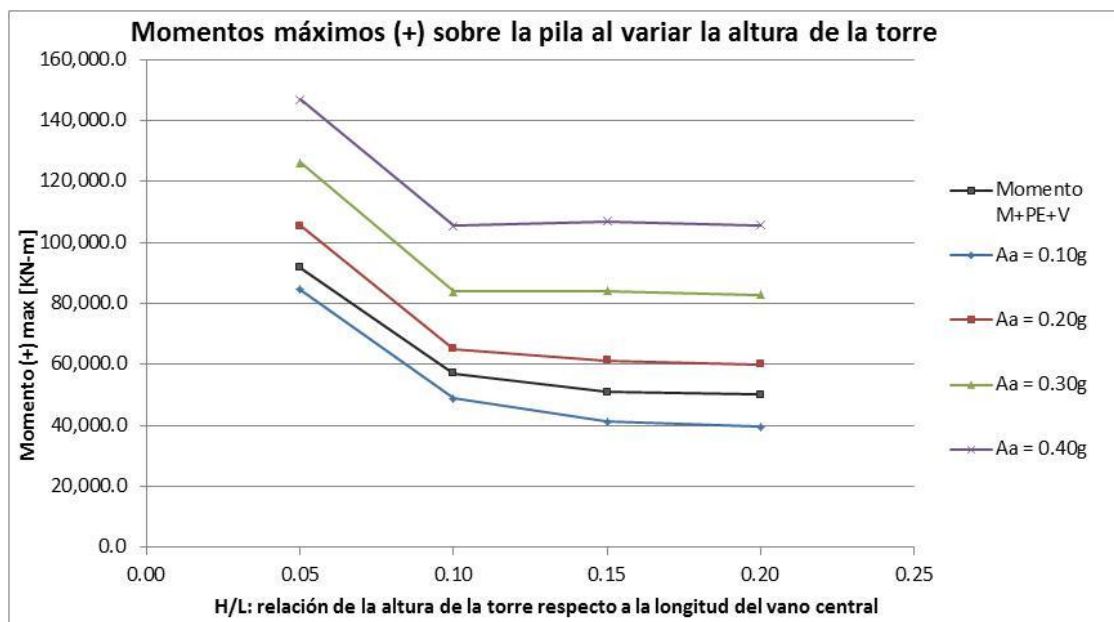


Figura 44 Comportamiento del Momento positivo máximo en el tablero al variar la altura de la torre

8.1.3 Tensiones del tablero

El presente trabajo no pretende realizar un estudio exhaustivo sobre el pretensado interior requerido. Solamente identificar las variaciones de tensiones y secciones críticas para determinar proporcionalmente el aumento del pretensado interno o extradosado. Cabe recordar que el límite de tensión determinado para el presente trabajo es de -30 KN/m^2 y el de compresión es de 23.500 KN/m^2 siguiendo las recomendaciones de la AASHTO (AASHTO, 2002).

Los diagramas de esfuerzos por M+P+Sismo son similares a los determinados para carga M+P+Viva. La sección crítica de tensión para los esfuerzos en la fibra superior se presenta en la luz central aunque para amenazas sísmicas altas (0.30g y 0.40g) también se presentan esfuerzos de tracción en la luz lateral (ver Figura 45). Para amenaza sísmica baja los esfuerzos en la fibra superior de la luz lateral del tablero son cercanos a los permitidos.

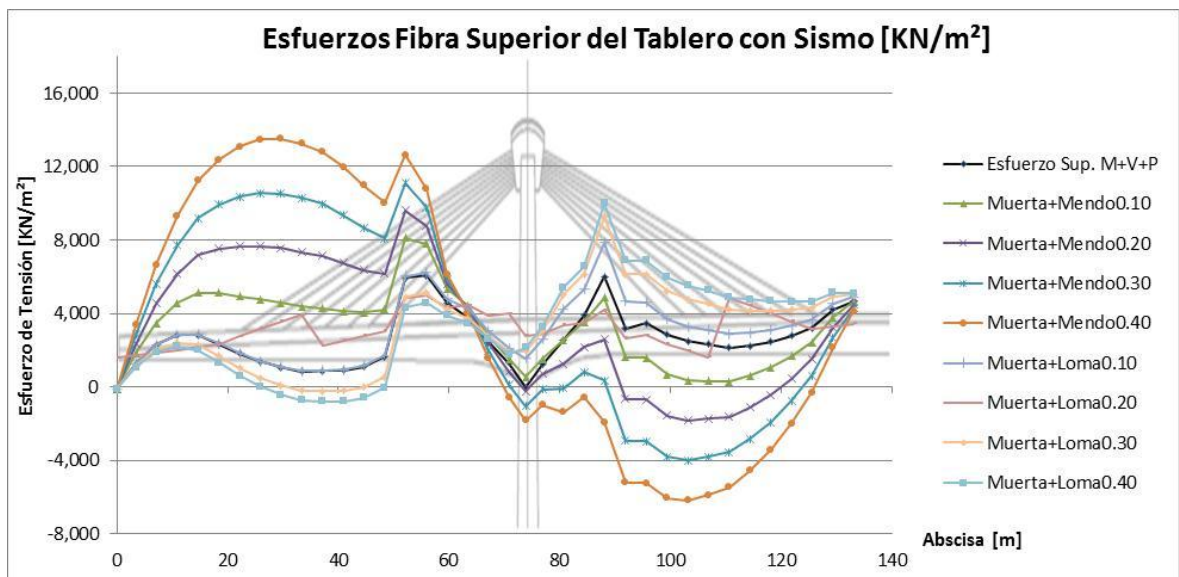


Figura 45 Diagramas de tensiones en la fibra superior del tablero para $H/L=0.10$

La sección crítica de esfuerzos en la fibra inferior se presenta en la luz lateral aunque para amenazas sísmicas altas (0.30g y 0.40g) también se presentan esfuerzos de tracción en la luz central (Ver Figura 46). Para amenaza sísmicas bajas los esfuerzos de la fibra inferior en la luz central del tablero son cercanos a los permitidos.

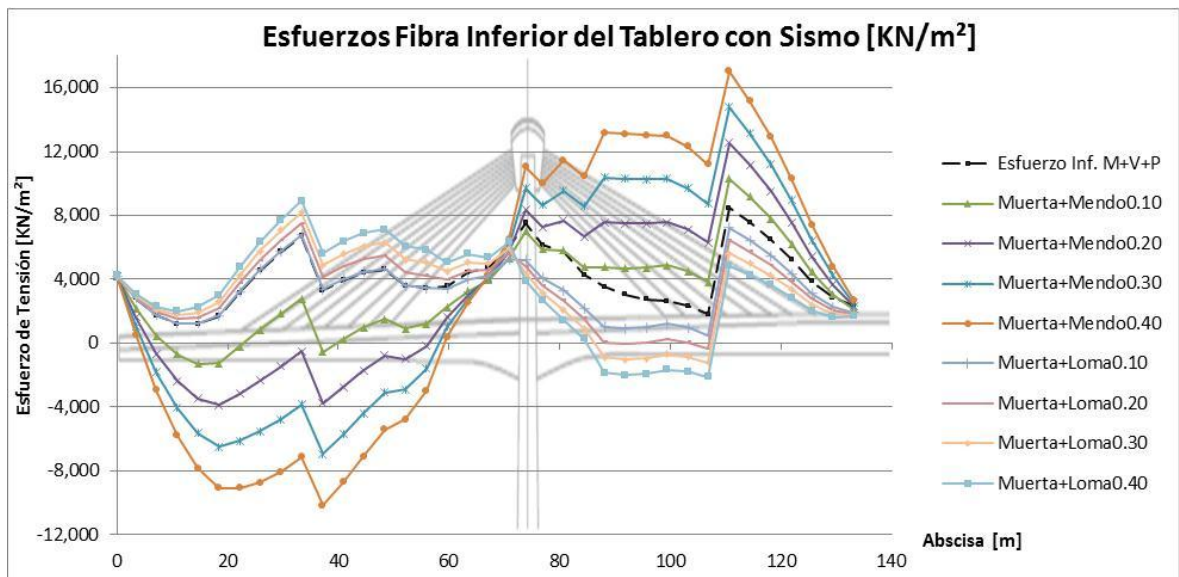


Figura 46 Diagramas de tensiones en la fibra inferior del tablero para $H/L=0.10$

A continuación se analizaran las tensiones para la luz lateral y para la luz central que incluye la zona de la pila. A medida que aumenta la altura de la torre los esfuerzos en el tablero aumentan. Esto es debido a la disminución de la compresión ejercida por los cables extradados. Para la luz lateral los esfuerzos críticos se presentan en la fibra inferior (ver Tabla 17). Las tensiones en el tablero aumentan a medida que aumenta la demanda sísmica. Para altura de torre de 0.05L los esfuerzos de tensión en la fibra superior fueron cero para todas las aceleraciones.

Caso H/L	Altura Torre H [m]	Canto en pila h [m]	Tensión superior M+PE+V [KN/m ²]	Tensión inferior M+PE+V [KN/m ²]	Tensión máxima con Carga M+P+Sismo luz lateral							
					Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
					Aa = 0.10g		Aa = 0.20g		Aa = 0.30g		Aa = 0.40g	
					[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]
0.05	6.1	3.5	1,459.6	1,464.4	0.0	-1,146.0	0.0	-3,653.9	0.0	-6,375.8	0.0	-9,531.2
0.10	12.2	3.5	837.0	1,198.8	-120.1	-1,274.3	-125.3	-3,875.8	-229.1	-6,942.8	-803.2	-10,138.7
0.15	18.3	3.5	275.4	1,033.7	-106.6	-1,463.6	-111.6	-4,490.2	-736.3	-7,737.4	-1,286.4	-10,984.7
0.20	24.4	3.5	-50.8	955.1	-100.3	-1,700.4	-105.2	-4,935.0	-1,022.0	-8,169.6	-1,562.1	-11,404.2

Tabla 17 Tensiones máximas en la luz lateral al variar la altura de la torre

Las tensiones de la fibra superior e inferior debidas al carga M+P+Sismo presentan un comportamiento lineal. Las tensiones aumentan al crecer la altura de la torre como se observa en las Figuras 47 y 48. Al comparar las Figuras 47 y 48 es claro que la mayor cantidad de refuerzo se necesita en la zona inferior del tablero.

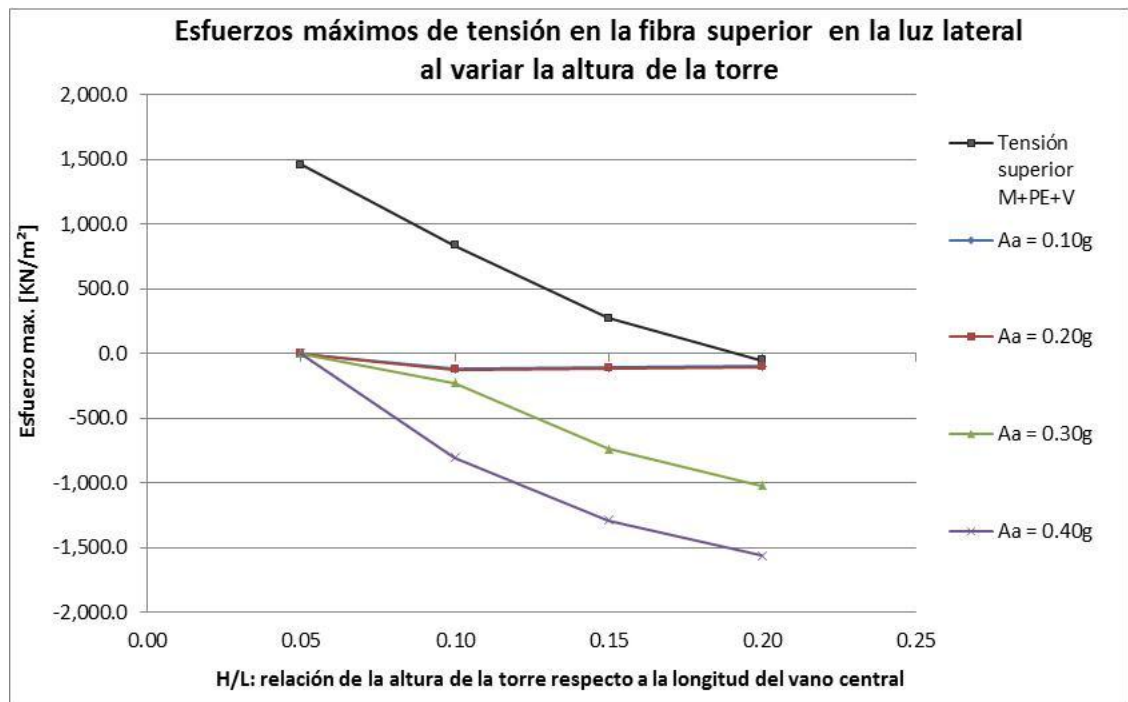


Figura 47 Comportamiento de las tensiones de la fibra superior para la luz lateral al variar la altura de la torre.

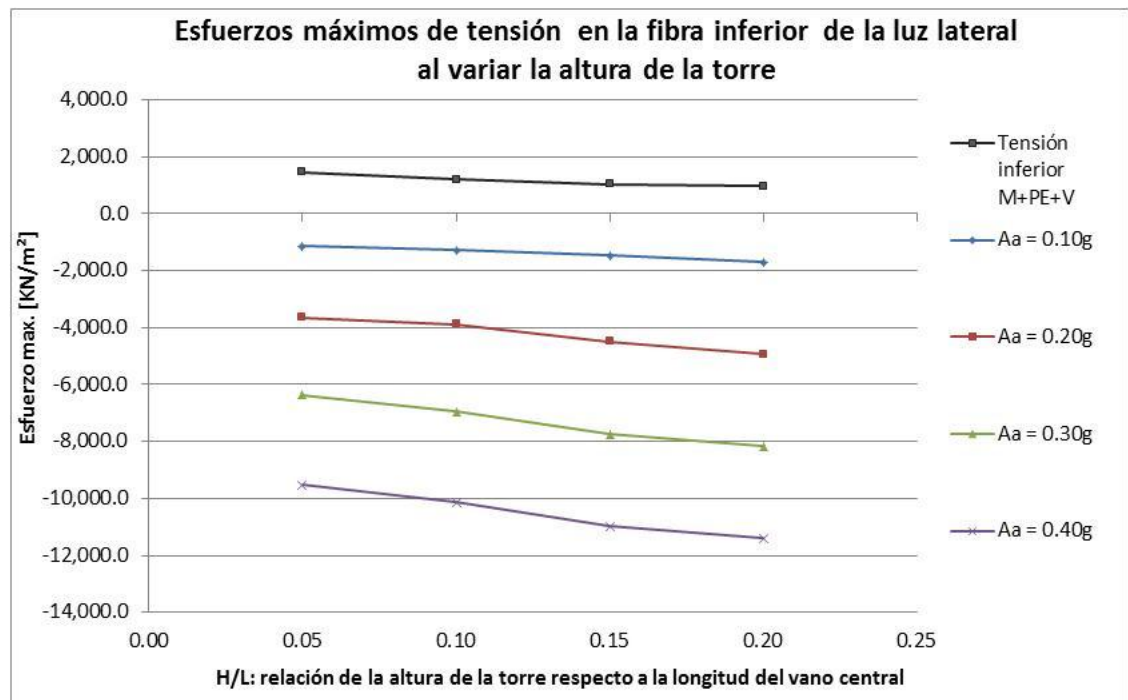


Figura 48 Comportamiento de las tensiones de la fibra inferior para la luz lateral al variar la altura de la torre.

Para la luz central y la zona de apoyo sobre la pila a medida que aumenta la altura de la torre aumenta las tensiones en el tablero. Esto se debe a la pérdida de fuerza de compresión de los cables extradados sobre la placa. Para la luz central los esfuerzos críticos se presentan en la fibra superior (ver Tabla 18). Es claro que a mayor demanda sísmica aumenta las tensiones del tablero. Las tensiones en la luz central para la fibra superior e inferior no presentan diferencias significativas para amenazas sísmicas bajas e intermedias, para amenazas altas las tensiones superiores prevalecen sobre las inferiores.

Caso H/L	Altura Torre H [m]	Canto en pila h [m]	Tensión superior M+PE+V [KN/m ²]	Tensión inferior M+PE+V [KN/m ²]	Tensión máxima con Carga M+P+Sismo luz central							
					Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
					Aa = 0.10g		Aa = 0.20g		Aa = 0.30g		Aa = 0.40g	
					[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]	[KN/m ²]
0.05	6.1	3.5	-30.0	1,656.6	489.0	439.3	-629.8	-369.3	-3,087.2	-1,177.9	-5,544.6	-1,986.5
0.10	12.2	3.5	-30.0	1,801.5	293.6	516.8	-1,834.1	-356.3	-4,017.1	-1,229.3	-6,200.1	-2,102.4
0.15	18.3	3.5	-30.1	1,451.7	-604.2	-84.9	-2,842.4	-999.1	-5,080.6	-1,916.5	-7,318.8	-2,859.5
0.20	24.4	3.5	-30.0	1,181.3	-1,080.9	-477.0	-3,302.0	-1,352.5	-5,523.0	-2,227.9	-7,744.0	-3,103.4

Tabla 18 Tensiones máximas en la luz central al variar la altura de la torre

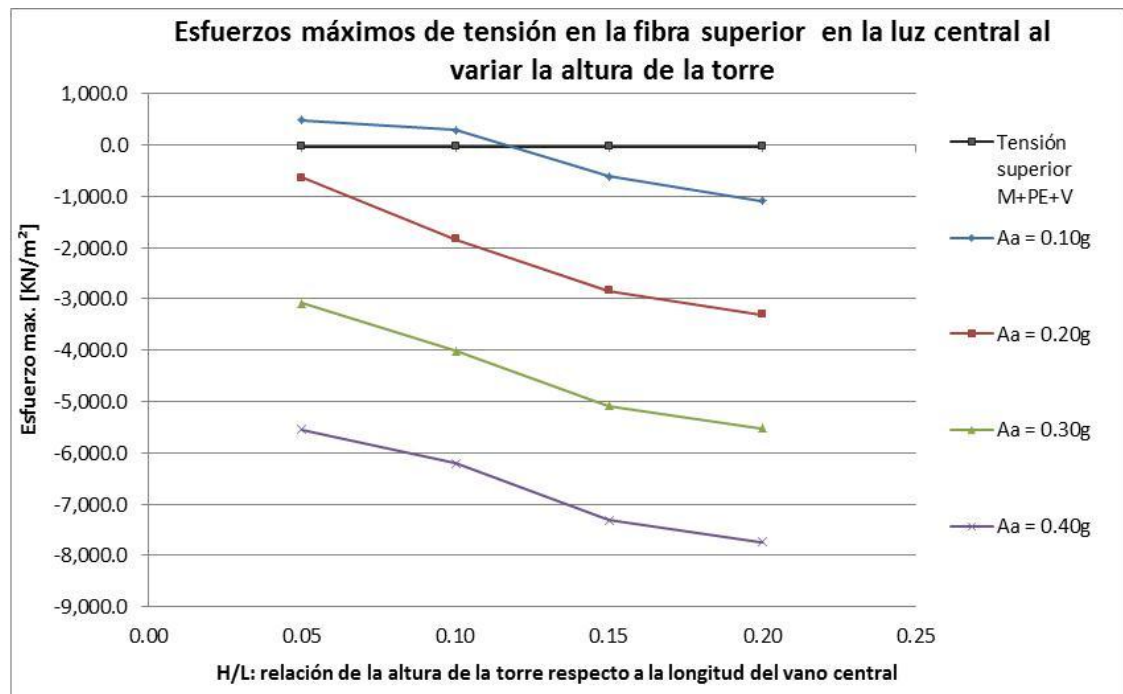


Figura 49 Comportamiento de las tensiones de la fibra superior para la luz central al variar la altura de la torre

Las tensiones debidas a la carga M+P+Sismo en el vano central presentan un comportamiento lineal y aumentan a medida que crece la altura de la torre. Como se puede observar en las Figuras 49 y 50 a mayor demanda sísmica las tensiones son mayores en el vano central. Analizando las Figuras 49 y 50 demuestra que el tablero requiere un preesforzado adicional en la zona superior.

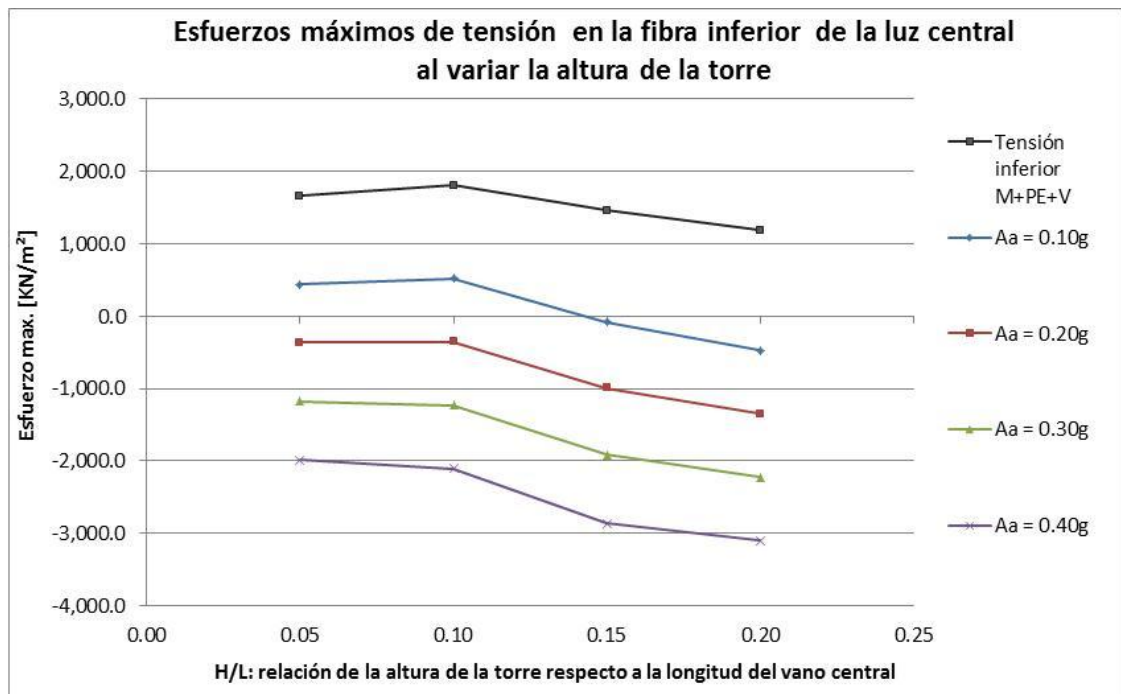


Figura 50 Comportamiento de las tensiones de la fibra inferior para la luz central al variar la altura de la torre

El preesforzado necesario en la luz central es menor al requerido en el vano central. Las fuerzas de tensión máximas en el vano lateral para un $Aa = 0.40g$ y una relación de $H/L = 0.10$ es de 10.138 KN/m^2 mientras que para el vano central bajo las mismas condiciones la tensión a compensar fue de 6.200 KN/m^2 . Los anteriores resultados consideran las condiciones de apoyo antes descritas. Para restricciones longitudinales sobre el estribo, las fuerzas sobre el vano lateral se aumentan considerablemente ya que se incluirían las tensiones ejercidas por las fuerzas sísmicas longitudinales aplicadas al puente.

8.2 PARÁMETRO RELACIÓN DEL CANTO DEL TABLERO (HA/HC)

Para analizar el efecto sísmico sobre el parámetro que relaciona el canto en la pila (ha) y el canto del tablero en el vano central (hc), se tomaron como base las recomendaciones realizadas por Chio (Chio, 2000) y Komiya (1999). Para analizar el efecto de la variación del canto del tablero se tomaron 2 relaciones de $ha/hc = 1.5$ y 2.0 . Estas relaciones fueron recomendadas como optimas para puentes extradosados por Chio (Chio, 2000). Con $ha/hc = 2.0$ el puente se acerca a la tipología de puentes simples de viga cajón. Valores mayores a 2.0 no se consideraron ya que estarían en el límite superior de los puentes de viga cajón y perdería la esencia del puente extradosado. El parámetro de variación del espesor del canto se relacionó con la altura de la torre para esto se generó dos casos de altura de torre $HL=0.10$ y 0.20 . El modelo con $ha/hc = 1.5$ se expuso en el titulo anterior del parámetro de variación de la torre. Estos modelos se tomaron como puntos de referencia para comparar el comportamiento de la estructura al aumentar el espesor del tablero en la pila. Adicionalmente cada modelo se solucionó con los sismos antes definidos, escalados a aceleraciones de $0.10g$ a $0.40g$ como se muestra en la Tabla 19.

ha/hc	H/L	Aceleracion	
		(g)	
1.50	0.10	0.10: 0.20: 0.30: 0.40	Referencia
2.00	0.10	0.10: 0.20: 0.30: 0.40	
1.50	0.20	0.10: 0.20: 0.30: 0.40	
2.00	0.20	0.10: 0.20: 0.30: 0.40	

Tabla 19 Casos analizados al variar la relación de cantos del tablero

De los resultados obtenidos en los modelos se analizaron los efectos sobre la tensión en los tirantes, las fuerzas internas y los esfuerzos en el tablero. Consideremos como referencia el modelo de $ha/hc=2.0$ y $H/L=0.10$ descrito en el

titulo 6.2., los demás casos se pueden analizar en el Anexo 2. Para el modelo en elementos finitos se mantiene constante la sección de 2.2m y se varia los elementos de la cartela por las secciones descritas en el Tabla 6 para cada caso de h_a/h_c .

8.2.1 Tensión en los tirantes

En todos los modelos se utilizaron 8 cables tensionados al 0.6fpu. La tensión de los cables extradosados depende de la variación de tensión y el efecto de fatiga. Se siguieron las recomendaciones para cables extradosados descritos para el parámetro anterior. Las convenciones utilizada en las graficas son las siguientes: Fuerzas de tensión son negativas (-), fuerzas de compresión son positivas (+), la gravedad está en dirección -Y.

Las tensiones de los cables extremos fueron mayores que los cables interiores para un mismo abanico igual que en el caso de cargas estáticas, ver Figura 51. En el vano central las tensiones fueron mayores que en los vanos laterales para $h_a/h_c = 1.5$, para $h_a/h_c = 2.0$ las mayores tensiones se presentan en la luz lateral. Para el vano lateral las tensiones son muy parecidas a las cargas estáticas.

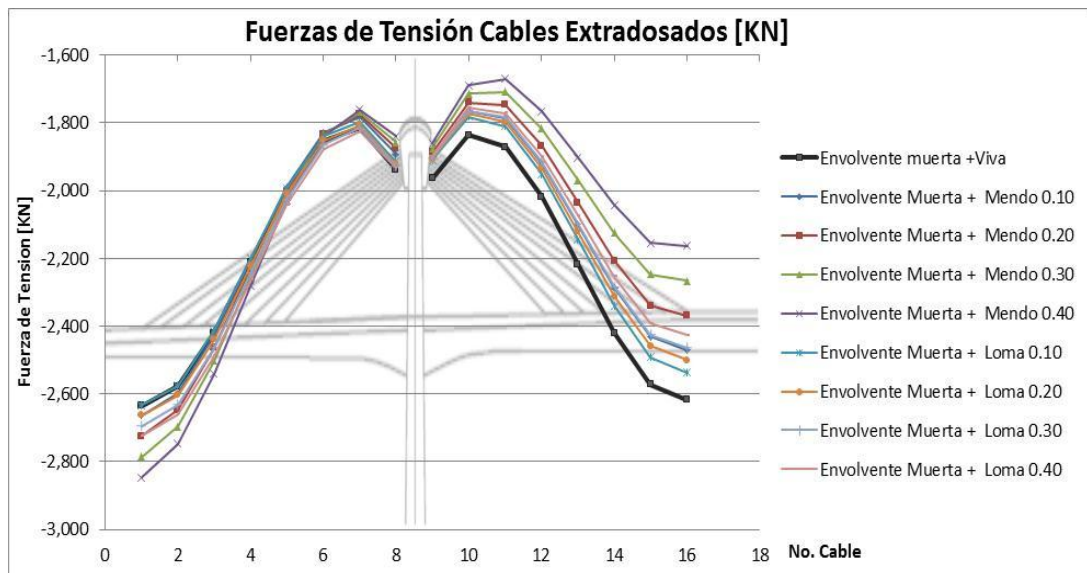


Figura 51 Fuerzas de tensión para los cables extradosados para el modelo $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$

Los esfuerzos en los cables ante cargas sísmicas fueron mayores a $0.6f_{pu}$, pero menor al límite de rotura $0.9f_{pu}$, ver Figura 8.23. Algunos cables presentaron reducción de la tensión pero no llegaron al estado de relajación.

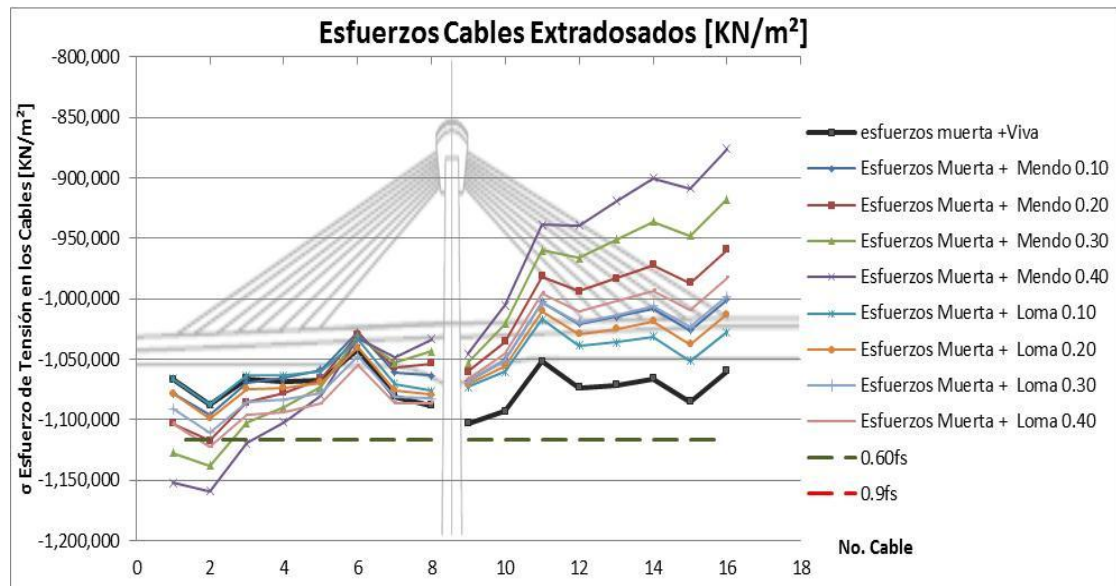


Figura 52 Esfuerzos de tensión en los cables extradosados para el modelo $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$

Las variaciones de tensiones $\Delta\sigma$ de la combinación Carga M+P+Viva menos las Cargas M+P+Sismo se muestran en la Figura 53. Las variaciones de tensiones ante cargas sísmicas son considerables, para amenazas sísmicas altas las variaciones pueden llegar a los 250 MPa, ver Figura 53. Para zonas de amenaza intermedia y bajas son menores a 100 MPa. Las variaciones de tensión son mayores para los cables en la luz central. El cable más alejado de la torre en el vano central es el que presenta mayor variación de tensión.

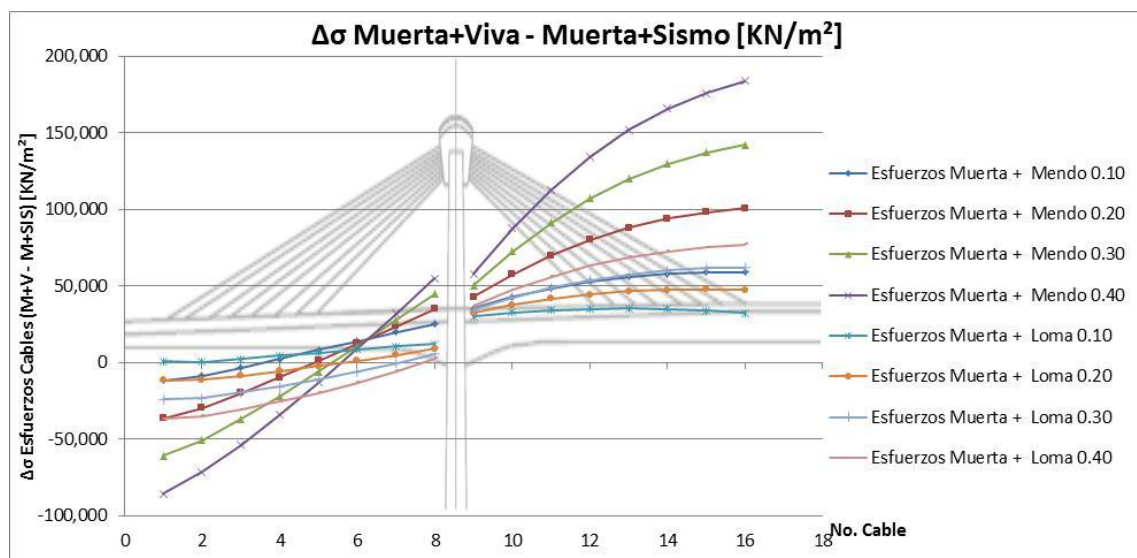


Figura 53 Delta de esfuerzos de carga M+P+Viva vs carga M+P+Sismo para el modelo $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$

La fuerza promedio de tensión disminuye a medida que aumenta la relación h_a/h_c , ver Tabla 20, para los casos de carga sísmica. La fuerza máxima de tensión sobre los cables es casi igual al aumentar la relación h_a/h_c . Esto es debido que los cables extradados se dimensionan para la compensación de una aparte de la carga Muerta + Preesforzado + Viva (M+P+Viva) descrito por Chio (Chio, 2000) el resto de fuerzas son asumidas por la placa que para este estudio se vuelve más rígida. La tensión aumenta a medida que aumenta la amenaza sísmica, manteniendo constante el promedio de las tensiones. Para alturas de torre de $0.10L$ las tensiones máximas y las tensiones promedio son mayores a las que presentan alturas de torre de $0.20L$ considerando ambos cantos.

Caso H/L	Canto en pila h	Rela. cantos h_a/h_c	Muerta+Viva		Aa = 0.10g		Aa = 0.20g		Aa = 0.30g		Aa = 0.40g	
			Carga Axial Cables		Carga Axial Cables		Carga Axial Cables		Carga Axial Cables		Carga Axial Cables	
			Maximo	Promedio	Maximo	Promedio	Maximo	Promedio	Maximo	Promedio	Maximo	Promedio
	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
0.10	3.5	1.50	-2,582.2	-2,239.8	-2,625.3	-2,192.9	-2,733.1	-2,192.9	-2,840.9	-2,192.9	-2,948.7	-2,192.9
0.10	4.4	2.00	-2,635.4	-2,184.7	-2,672.6	-2,146.1	-2,775.3	-2,146.1	-2,877.9	-2,146.1	-2,980.6	-2,146.1
0.20	3.5	1.50	-2,085.6	-1,332.5	-2,155.8	-1,294.6	-2,304.0	-1,294.6	-2,452.2	-1,294.6	-2,600.4	-1,294.6
0.20	4.4	2.00	-2,102.0	-1,306.5	-2,177.3	-1,274.4	-2,323.7	-1,274.4	-2,470.1	-1,274.4	-2,616.5	-1,274.4

Tabla 20 Fuerzas Máximas y Promedio de tensión en los cables extradados al variar la relación de cantos del tablero

Como se describió anteriormente las tensiones máximas son casi iguales a medida que h_a/h_c aumenta, las diferencias son del orden del 5%. Las tensiones máximas presentan una variación lineal constante como se muestra en la Figura 54. A mayor amenaza mayor tensión y a mayor altura de torre menor tensión.

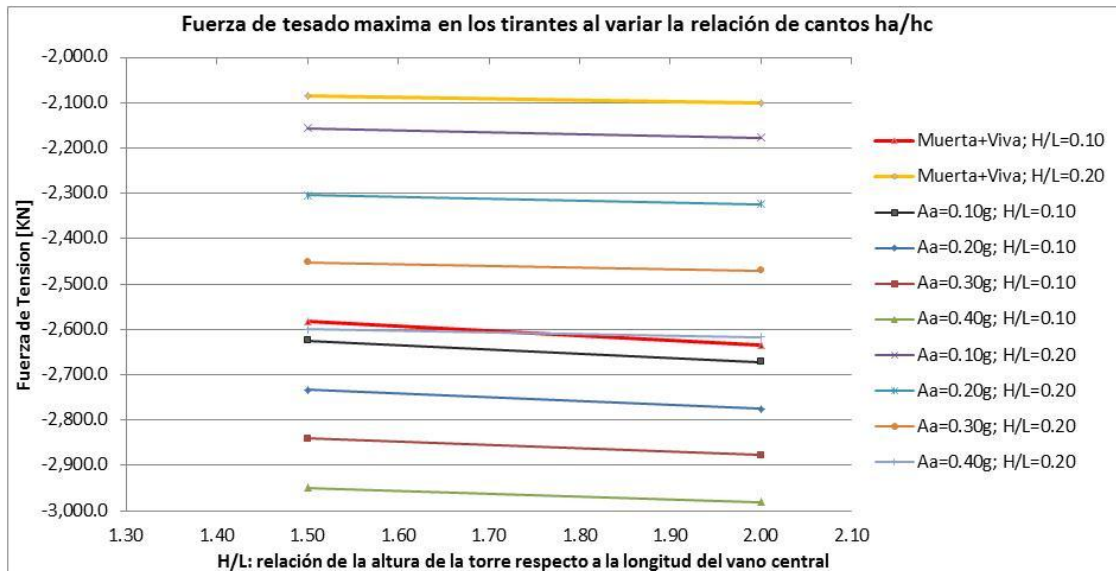


Figura 54 Comportamiento de la fuerza de tensión en cables extradosados al variar la relación de cantos del tablero

Las oscilaciones de tensión en los cables aumentan con la demanda sísmica pero son constantes al aumentar el espesor del canto sobre la pila, ver Figura 55. Las variación de tensión se ubican en un rango de 23 MPa para $A_a=0.10g$ $h_a/h_c=1.5$ y 272 MPa para $A_a=0.40g$ y $h_a/h_c=2.0$. La variación de tensión en los cables es marcada con el aumento de la torre. Las tensiones no fueron mayores 0.75fpu, ante ningún grado de amenaza sísmica como se puede verificar el Tabla 21. Es decir, que para amenazas sísmicas altas no se presentaron roturas de los cables en condiciones ideales del material.

Caso H/L	Canto en pila h [m]	Rela. cantos ha/hc [m]	Numero de		$\Delta\sigma$ de Tension de los Tirantes Con respecto a Carga Muerta+Viva							
			Minimo # de 1/2"	Maximo # de 1/2"	Carga Muerta+Viva		Aa = 0.10g		Max* Osc. de tension $\Delta\sigma_{max}$ [KN/m ²]	Aa = 0.20g		Max Osc. de tension $\Delta\sigma_{max}$ [KN/m ²]
					F min %Fu [%Fu]	F max %Fu [%Fu]	F min %Fu [%Fu]	F max %Fu [%Fu]		F min %Fu [%Fu]	F max %Fu [%Fu]	
0.10	3.5	1.50	18	24	56.5	58.8	53.1	59.6	-25,592.4	50.9	62.0	-71,086.0
0.10	4.4	2.00	17	25	56.0	59.3	53.8	59.3	-23,956.8	51.6	61.4	-65,529.7
0.20	3.5	1.50	9	20	53.0	59.6	49.2	59.9	-46,374.7	46.5	63.7	-121,602.0
0.20	4.4	2.00	8	20	54.5	59.5	50.4	60.5	-48,224.5	47.3	64.2	-122,543.5

Caso H/L	Canto en pila h [m]	Rela. cantos ha/hc [m]	Numero de		$\Delta\sigma$ de Tension de los Tirantes Con respecto a Carga Muerta+Viva					
			Minimo # de 1/2"	Maximo # de 1/2"	Aa = 0.30g		Max Osc. de tension $\Delta\sigma_{max}$ [KN/m ²]	Aa = 0.40g		Max Osc. de tension $\Delta\sigma_{max}$ [KN/m ²]
					F min %Fu [%Fu]	F max %Fu [%Fu]		F min %Fu [%Fu]	F max %Fu [%Fu]	
0.10	3.5	1.50	18	24	48.7	64.4	-116,579.6	46.5	66.9	-162,073.2
0.10	4.4	2.00	17	25	49.3	63.5	-107,102.6	47.1	65.6	-148,675.6
0.20	3.5	1.50	9	20	42.5	67.4	-196,829.3	38.5	71.2	-272,056.6
0.20	4.4	2.00	8	20	43.3	67.9	-196,862.5	39.3	71.5	-271,181.5

Tabla 21 $\Delta\sigma$ de tensión de los cables con respecto a la carga Muerta + Viva al variar la relación de cantos del tablero

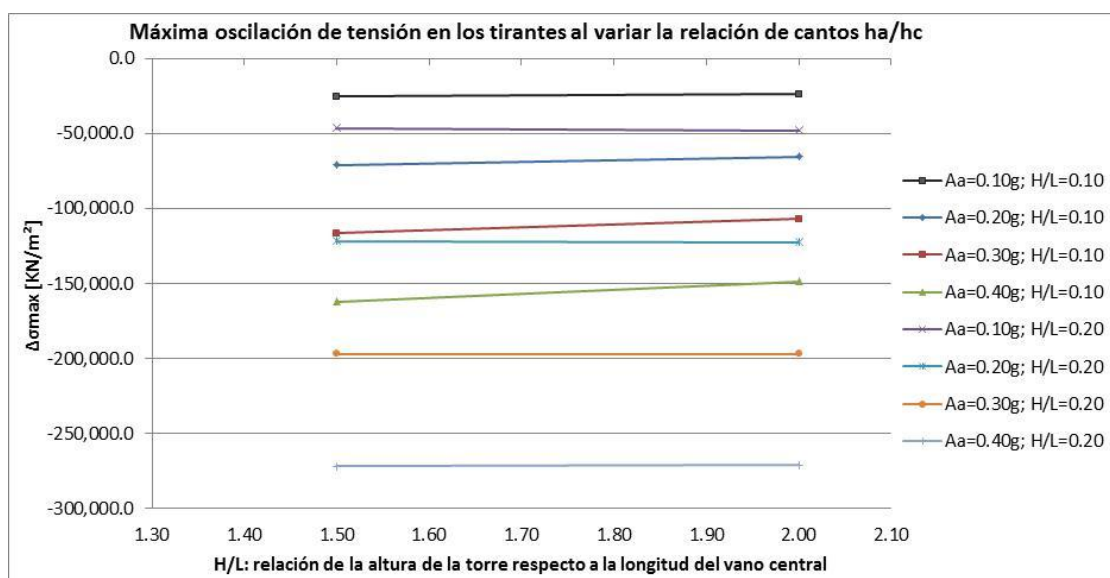


Figura 55 Comportamiento del $\Delta\sigma$ de tensión máxima para los cables extradosados al variar la relación de cantos del tablero

La cantidad de cables extradosados disminuye a medida que aumenta la altura de la torre al igual que los descrito por Chio (Chio, 2000). La variación de la altura de cantos del tablero no genera cambios significativos en la cantidad de cables como se puede verificar en la Figura 56.

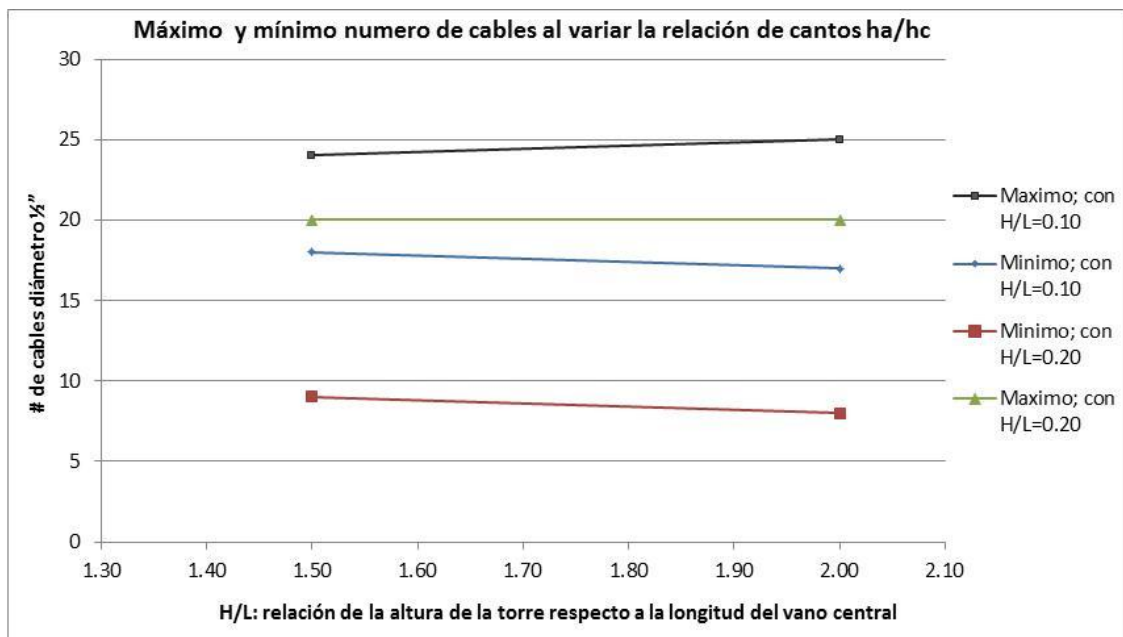


Figura 56 Máximo y mínimo número de cables extradosados al variar la relación de cantos del tablero

Para relaciones de H/L altas no es efectivo para los cables realizar los cambios de sección, ya que este no produce una disminución apreciable en la cantidad de los cables ni en las tensiones debidas al sismo sobre estos. Para alturas de torre $0.10L$ las variaciones de tensiones si presentan reducción al cambiar la relación h_a/h_c . Adicionalmente presentan cambios en las formas modales. La estructura con relación de cantos $h_a/h_c = 2.0$ se comporta como un pórtico, cercano a un puente cajón normal. Ante este comportamiento los cables de las luces laterales son las que presentan mayores solicitaciones debidas a las cargas sísmicas. Se puede concluir que manteniendo la longitud de la cartela y el número de cables extradosados constantes el parámetro de cantos del tablero tiene poca incidencia sobre la tensión de los cables al considerar las cargas sísmicas. La tensión de los cables depende fuertemente del parámetro altura de la torre.

8.2.2 Fuerzas internas del tablero

Para el análisis de la variación de cantos en el comportamiento del tablero se analizaron las fuerzas de momento, cortante y axial producidas por las

combinaciones de carga M+P+Sismo. El análisis de las fuerzas de momento y axial se relaciona directamente con el comportamiento del preesforzado interno junto con la altura de la sección. El estudio de las fuerzas cortantes se relaciona con las dimensiones de los muros de la sección transversal del tablero.

Los diagramas de cortantes son similares a los obtenidos por carga M+P+Viva como se puede observar en la Figura 57. Los máximos cortantes se presentan en la sección cercana a la torre para relaciones $h_a/h_c = 1.5$ y en las secciones cercanas al estribo para relaciones $h_a/h_c = 2.0$.

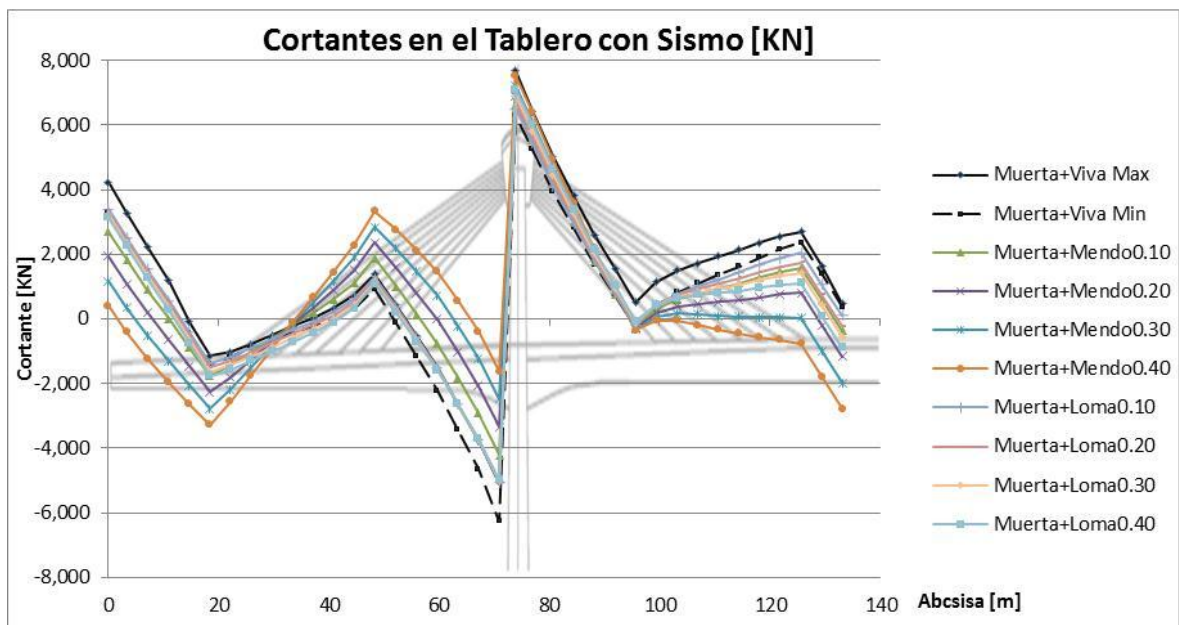


Figura 57 Diagrama de fuerzas cortantes del tablero para la carga Muerta + Sismo con $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$

Los diagramas de cargas axiales por sismo son similares a los que se presentan por carga M+P+Viva, ver Figura 58. Las máximas variaciones de cargas axiales se presentan cerca a la torre. En el modelo de análisis la restricción longitudinal solo se presenta en los apoyos de la torre. Por lo anterior en los vanos laterales no se presentan variaciones de cargas axiales adicionales a las producidas por el preesforzado.

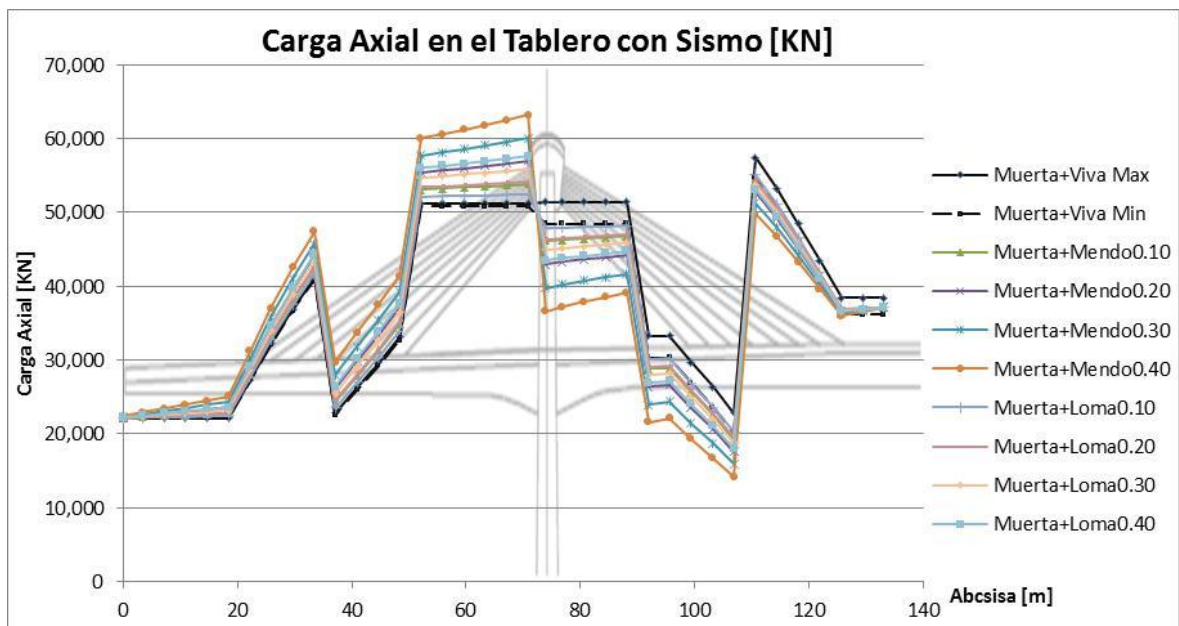


Figura 58 Diagrama de fuerza axiales del tablero para carga Muerta + Sismo con $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$

Los diagramas de momentos por carga $M+P+Sismo$ son similares a los de la carga $M+P+Viva$. Los momentos presentan una particularidad que cabe anotar, la diferencia de los momentos en el centro de la luz es cercana a cero e igual para todos los modelos. Esto se puede explicar por medio de las formas modales de la estructura, en el centro se presenta un punto de rotación del nodo igual a cero, ver Figura 27. El momento máximo positivo se presenta en el vano lateral cerca el anclaje del primer cable y los máximos negativos se presentan en el vano central en la zona del anclaje del primer cable del segundo abanico, ver Figura 59. Para el caso anterior los momentos máximos presentan una inversión en la ubicación con respecto al modelo de altura de canto $h_a/h_c = 1.5$. Esto es debido a las formas modales de la estructura.

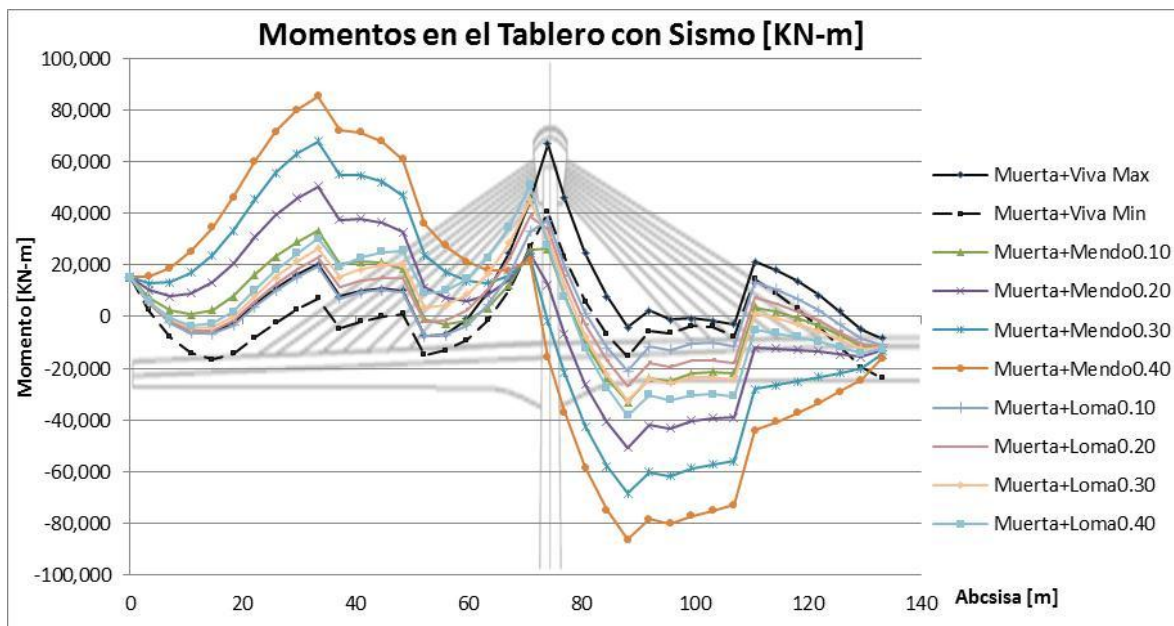


Figura 59 Diagrama de momentos flectores en el tablero por carga Muerta + Sismo para $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$

A continuación se presenta la síntesis de los resultados del análisis del tablero ante cargas sísmicas. Los cortantes producidos por carga M+P+Viva son similares a los producidos por carga M+P+Sismo con $A_a = 0.10g$. Para alturas de torre de $0.10L$ y relación de cantos de 2.0 las variaciones de cortante son mínimas cuando se aumenta la amenaza sísmica, ver Tabla 22. Esto es debido a la efectividad de los cables como se describió en el título anterior junto con una mayor rigidez del tablero que permite aumentar las cargas sin sufrir mayores cortantes en la cara la torre. Para el modelo de $h_a/h_c = 2.0$ y altura de torre de $0.20L$ cabe recordar que los cortantes máximos ocurren en la zona cercana al estribo. Para este modelo los cortantes en la torre presentan el mismo comportamiento que para el modelo de altura de torre $0.10L$ descrito anteriormente. La variación del cortante entre las zonas de baja amenaza y las de alta amenaza sísmica es cercana a 5.000 KN para el resto de modelos. La variación está entre el 10% y el 100% del cortante por carga M+P+Viva dependiendo de la amenaza sísmica.

Caso H/L	Canto en pila h [m]	Rela. cantos ha/hc [m]	Fuerza Cortante M+PE+V [KN]	Cortante max. en el tablero en la cara de la pila con Carga Muerta + Preesforzado + Sismo			
				Aa = 0.10g	Aa = 0.20g	Aa = 0.30g	Aa = 0.40g
				[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
0.10	3.5	1.50	-4,948.6	-5,953.4	-7,179.9	-8,406.4	-9,632.9
0.10	4.4	2.00	-5,295.3	-5,092.0	-5,029.6	-5,010.5	-5,653.6
0.20	3.5	1.50	-4,760.2	-6,028.8	-7,300.9	-8,572.9	-9,845.0
0.20	4.4	2.00	-5,024.2	-6,417.3	-7,822.6	-9,228.0	-10,633.3

Tabla 22 Cortantes máximos en la viga al variar la relación de cantos del tablero

Los cortantes del tablero para relaciones de canto $ha/hc = 2.0$ y altura de torre $0.10L$ son menores que para el resto de modelos y con poca variación al aumentar la demanda sísmica. Para el resto de modelos al aumentar la demanda sísmica los cortantes máximos aumentan, como se observa en la Figura 60. Para relaciones de canto de $1.5hc$ los cortantes crecen junto con la demanda sísmica para las diferentes alturas de la torre. Al aumentar la altura de la torre el aumento de la relación ha/hc pierde efectividad sobre los cortantes en la sección.

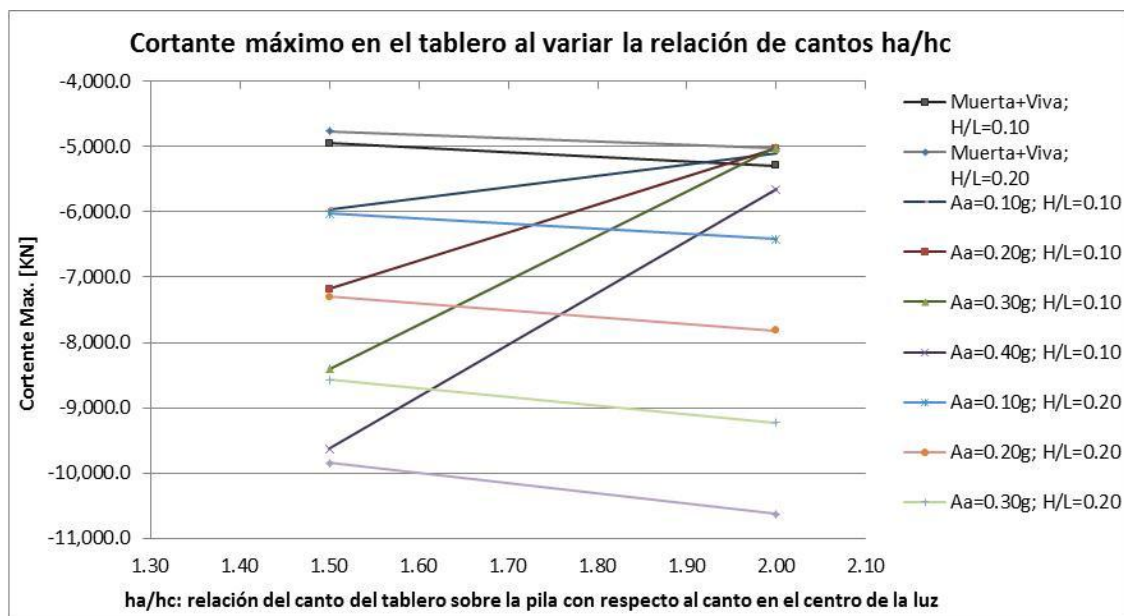


Figura 60 Comportamiento de los Cortantes en la viga al variar la relación de cantos del tablero

Las fuerzas de compresión por cargas M+P+Sismo en el tablero no cambian al aumentar la relación h_a/h_c , ver Tabla 23. Al aumentar el canto del tablero se puede ganar excentricidad del preesforzado y disminuye la cantidad de preesforzado. Pero el aumentar el espesor de la placa no interviene en las fuerzas de compresión. Las fuerzas de compresión dependen fuertemente de la altura de la torre como se observa en la Figura 61.

Caso H/L	Canto en pila h [m]	Rela. cantos h_a/h_c [m]	Fuerza Axial M+PE+V [KN]	Fuerzas de compresión max. en el tablero en cara de pila con Carga Muerta + Preesforzado + Sismo			
				Aa = 0.10g	Aa = 0.20g	Aa = 0.30g	Aa = 0.40g
				[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
0.10	3.5	1.50	57,355.5	57,123.9	58,617.6	60,111.2	62,745.2
0.10	4.4	2.00	57,389.6	57,160.8	58,649.1	60,137.4	63,143.2
0.20	3.5	1.50	42,664.3	44,706.7	47,162.8	49,618.9	52,218.5
0.20	4.4	2.00	41,497.2	43,457.6	45,817.8	48,178.1	50,691.9

Tabla 23 Fuerzas axiales máximas de la viga al variar la relación de cantos del tablero

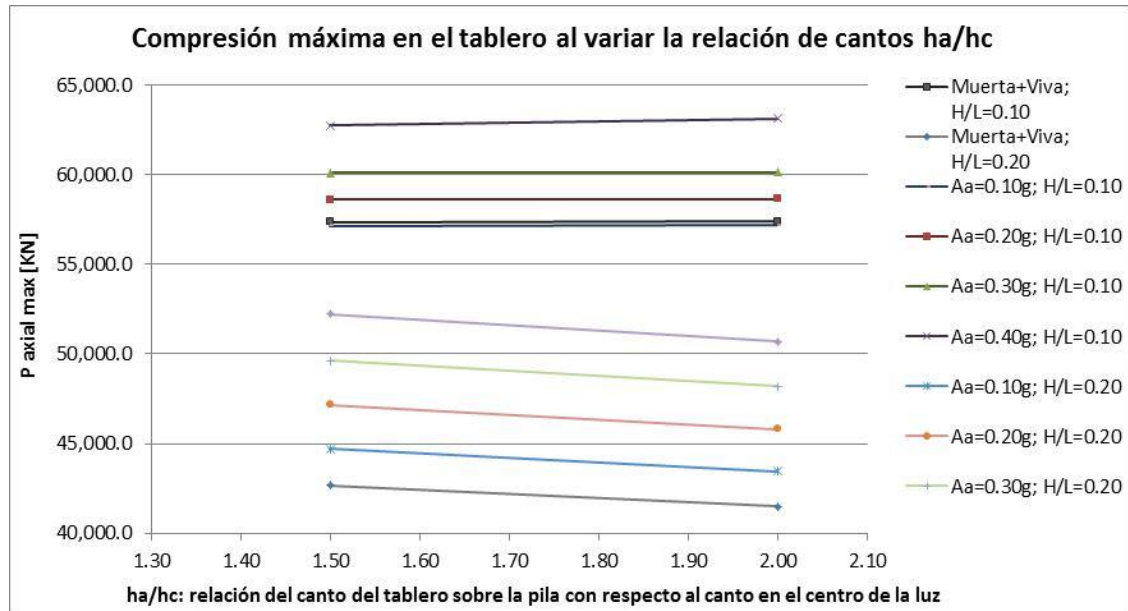


Figura 61 Comportamiento de la fuerza Axial en la viga al variar la relación de cantos del tablero

Es necesario acotar que para el modelo de $h_a/h_c = 2.0$ y $H/L = 0.10$ las formas modales producen una inversión de los momentos. Es decir, para este modelo los momentos máximos negativos se presentan en la luz central y para el resto de

modelos se presenta en la luz lateral. De igual forma sucede para los momentos máximos positivos que suceden en la luz lateral y para el resto de modelos suceden en la luz central.

Los momentos negativos máximos del tablero aumentan considerablemente con el aumento de la demanda sísmica, ver Tabla 24. Los momentos máximos negativos crecen a una tasa promedio de 20.000 KN-m al aumentar la demanda sísmica 0.10g. Los momentos negativos son menores para la relación $h_a/h_c = 2.0$ que para la relación de $h_a/h_c = 1.5$, considerando alturas de torre de 0.10L. Para alturas de torre de 0.20L el aumento de la relación h_a/h_c no disminuye los momentos negativos, ver Tabla 24. Para alturas de torre de 0.20L el comportamiento del momento negativo es independiente del canto del tablero, ver Figura 62.

Caso H/L	Canto en pila h [m]	Rela. cantos h_a/h_c [m]	Momento M+PE+V [KN-m]	Momento max. (-) con Carga Muerta + Preesforzado + Sismo			
				Aa = 0.10g	Aa = 0.20g	Aa = 0.30g	Aa = 0.40g
				[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]
0.10	3.5	1.50	-9,265.8	-25,527.1	-40,334.4	-59,808.9	-81,146.0
0.10	4.4	2.00	-13,966.9	-22,596.7	-32,728.2	-44,819.7	-61,472.1
0.20	3.5	1.50	-14,725.2	-30,071.5	-41,633.0	-62,106.5	-83,781.1
0.20	4.4	2.00	-18,259.1	-28,859.3	-42,467.3	-64,678.1	-86,888.8

Tabla 24 Momentos negativos máximos en la viga al variar la relación de cantos del tablero

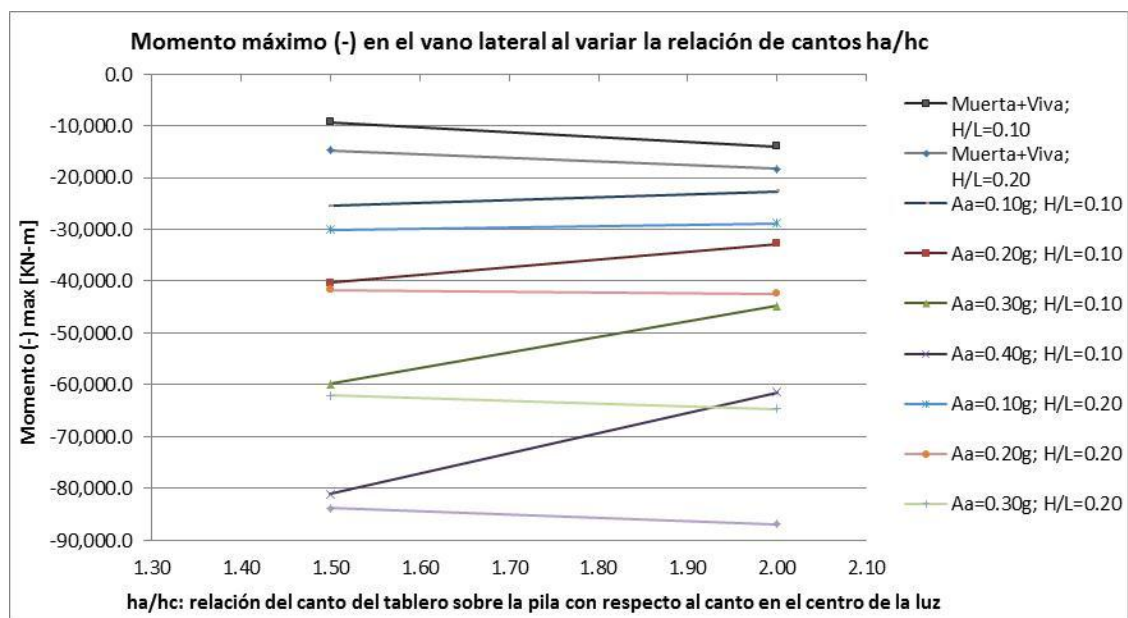


Figura 62 Comportamiento del Momento negativo máximo en la viga al variar la relación de cantos del tablero

Los momentos máximos positivos crecen al aumentar la demanda sísmica. El comportamiento de los momentos positivos es similar al de los momentos negativos. Para modelos con altura de torre de 0.10L los momentos por carga M+P+Sismo positivos disminuyen al aumentar la relación ha/hc (ver Tabla 25). Para alturas de torre iguales a 0.20L la variación de la relación ha/hc no influye en los momentos positivos, ver Figura 63. Los momentos positivos para una zona de amenaza sísmica baja son menores a los generados por la carga M+P+Viva. Al aumentar la altura de la torre la variación del parámetro ha/hc no interviene frente a los momentos sísmicos positivos.

Caso H/L	Canto en pila h	Rela. cantos ha/hc	Momento M+PE+V	Momento max. (+) con Carga Muerta + Preesforzado + Sismo			
				Aa = 0.10g	Aa = 0.20g	Aa = 0.30g	Aa = 0.40g
				[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]
0.10	3.5	1.50	56,968.6	48,881.1	65,082.0	83,834.8	105,515.0
0.10	4.4	2.00	66,902.6	48,529.5	55,286.7	70,290.0	85,293.3
0.20	3.5	1.50	50,074.9	39,583.2	60,081.1	82,805.8	105,530.5
0.20	4.4	2.00	58,226.5	48,721.3	67,280.9	85,840.4	108,790.3

Tabla 25 Momentos positivos máximos en la viga al variar la relación de cantos del tablero

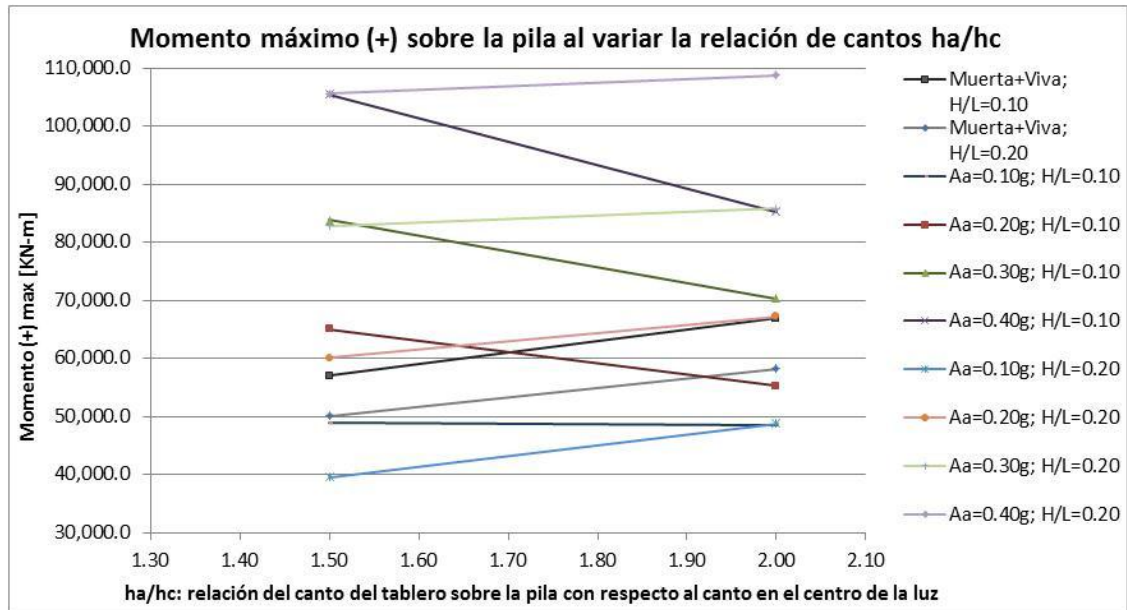


Figura 63 Comportamiento del Momento positivo máximo en la viga al variar la relación de cantos del tablero

8.2.3 Tensiones del tablero

El presente trabajo no pretende realizar un estudio exhaustivo sobre el pretensado interior requerido. Solamente identificar las variaciones de tensiones y secciones críticas para determinar proporcionalmente el aumento del pretensado interno o extradadosado. Cabe recordar que el límite de tensión determinado para el presente trabajo es de -30 KN/m^2 y el de compresión es de 23500 KN/m^2 siguiendo las recomendaciones de la AASHTO (AASHTO, 2002).

Es necesario anotar que para el modelo de $ha/hc = 2.0$ y $H/L = 0.10$ suceden una inversión de esfuerzos. Los esfuerzos máximos negativos en el vano lateral suceden en la fibra superior y para el vano central suceden en la fibra inferior, ver figuras 64 y 65. Para el resto de modelos el comportamiento de las tensiones fue como la descrita para el parámetro de altura de la torre.

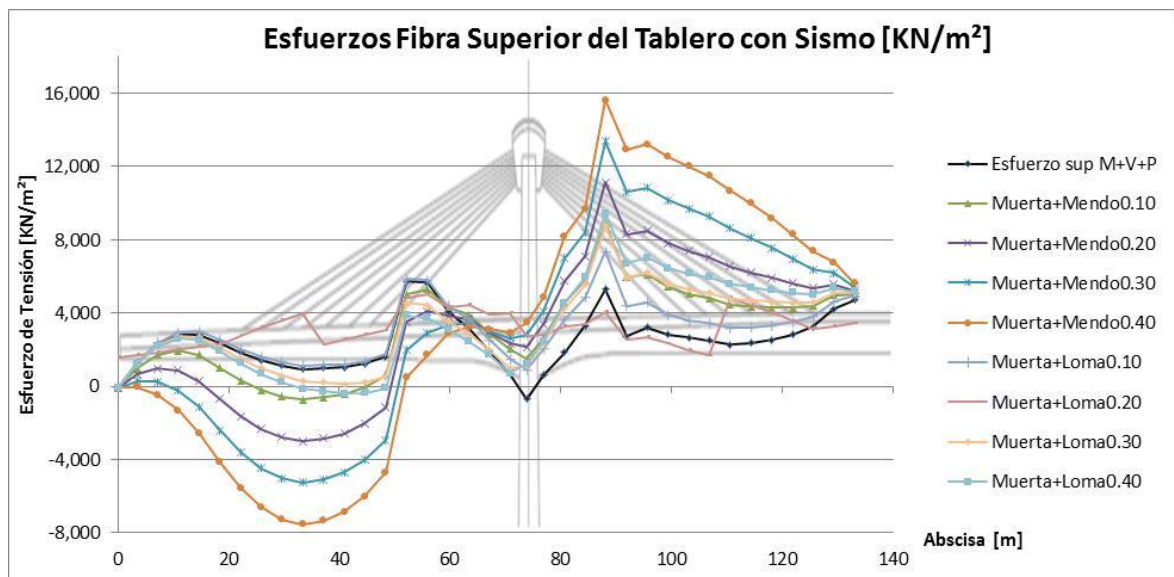


Figura 64 Diagramas de tensiones en la fibra superior del tablero para $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.10$

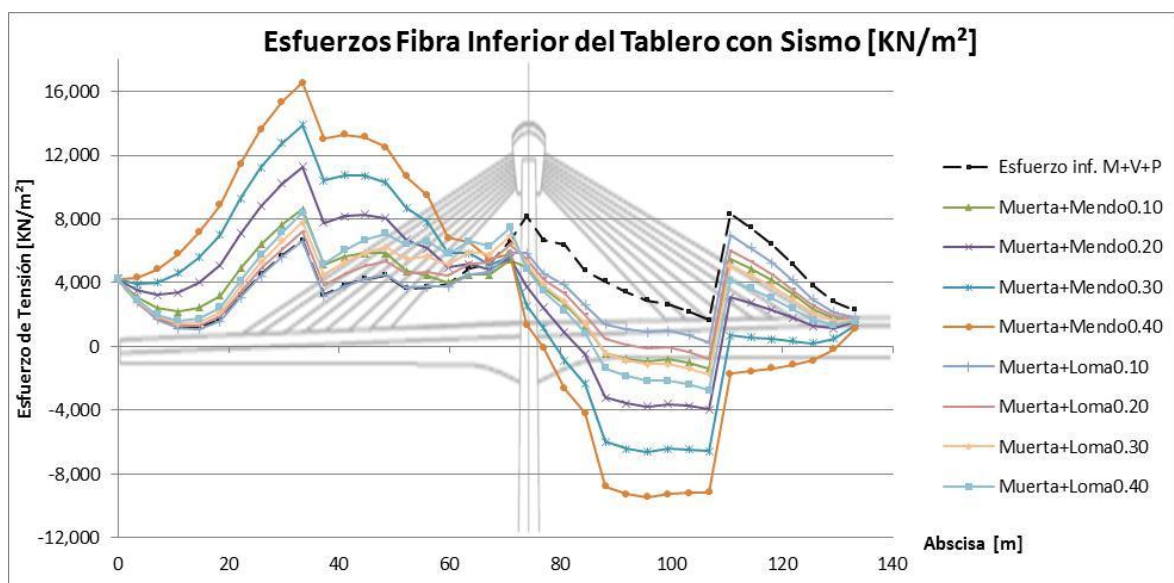


Figura 65 Diagramas de tensiones en la fibra inferior del tablero para $h_a/h_c=2.00$ y $H/L=0.10$

A continuación se realiza un análisis de las tensiones para la luz lateral y la luz central que incluye la zona de la pila. Analizando los resultados consignados en la Tabla 26 y la Figura 66 se puede concluir que a mayor demanda sísmica, mayores son los esfuerzos internos en el tablero de la luz lateral y requerirá mayor cantidad

de preesfuerzo interno. Para el modelo de $ha/hc = 2.0$ y $H/L = 0.10$ los esfuerzos inferiores son positivos, es decir no requiere pretensado inferior en la luz lateral. En la fibra superior para el modelo anterior los esfuerzos producidos por la fuerza sísmica son mucho mayores comparados con los de la misma fibra del modelo $ha/hc = 1.5$.

Al comparar los esfuerzos máximos de los dos modelos para una altura de torre de $0.10L$, se puede concluir que a mayor relación ha/hc menor es el esfuerzo máximo de tensión en el tablero. Esto indica una reducción del pretensado interno requerido en el vano lateral para carga Muerta+Preesforzado+Sismo cuando la altura de la torre está alrededor de $0.10L$.

Para los modelos con altura de torre $0.20L$ las tensiones son muy parecidas no se percibe un cambio debido al aumento del canto del tablero. Lo anterior muestra la ineficiencia de aumentar el canto del tablero para alturas de torre mayores a $0.10L$.

Caso H/L	Canto en pila h [m]	Rela. cantos ha/hc [m]	Tensión superior M+PE+V [KN/m ²]	Tensión inferior M+PE+V [KN/m ²]	Esfuerzo de Tensión máxima con Carga M + P + Sismo Luz lateral							
					Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
					Aa = 0.10g		Aa = 0.20g		Aa = 0.30g		Aa = 0.40g	
					[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]
0.10	3.5	1.50	837.0	1,198.8	-120.1	-1,274.3	-125.3	-3,875.8	-229.1	-6,942.8	-803.2	-10,138.7
0.10	4.4	2.00	935.7	1,198.1	-726.3	1,107.1	-2,998.5	1,300.0	-5,270.8	1,453.8	-7,543.0	1,607.5
0.20	3.5	1.50	275.4	1,033.7	-106.6	-1,463.6	-111.6	-4,490.2	-736.3	-7,737.4	-1,286.4	-10,984.7
0.20	4.4	2.00	130.0	951.4	-100.3	-1,894.2	-105.0	-5,199.4	-787.3	-8,504.6	-1,343.9	-11,809.8

Tabla 26 Tensiones máximas en la luz lateral al variar relación de cantos del tablero

Las tensiones de la fibra superior e inferior para alturas de torre de $0.20L$ no muestran disminución de las tensiones y su comportamiento es casi constante para las dos alturas de canto como se puede ver las Figuras 66 y 67. En estas mismas figuras se puede observar que al aumentar la relación ha/hc que para alturas de torre de $0.10L$ las tensiones de la fibra superior aumentan mientras que para la fibra inferior disminuyen hasta llegan a ser positivas.

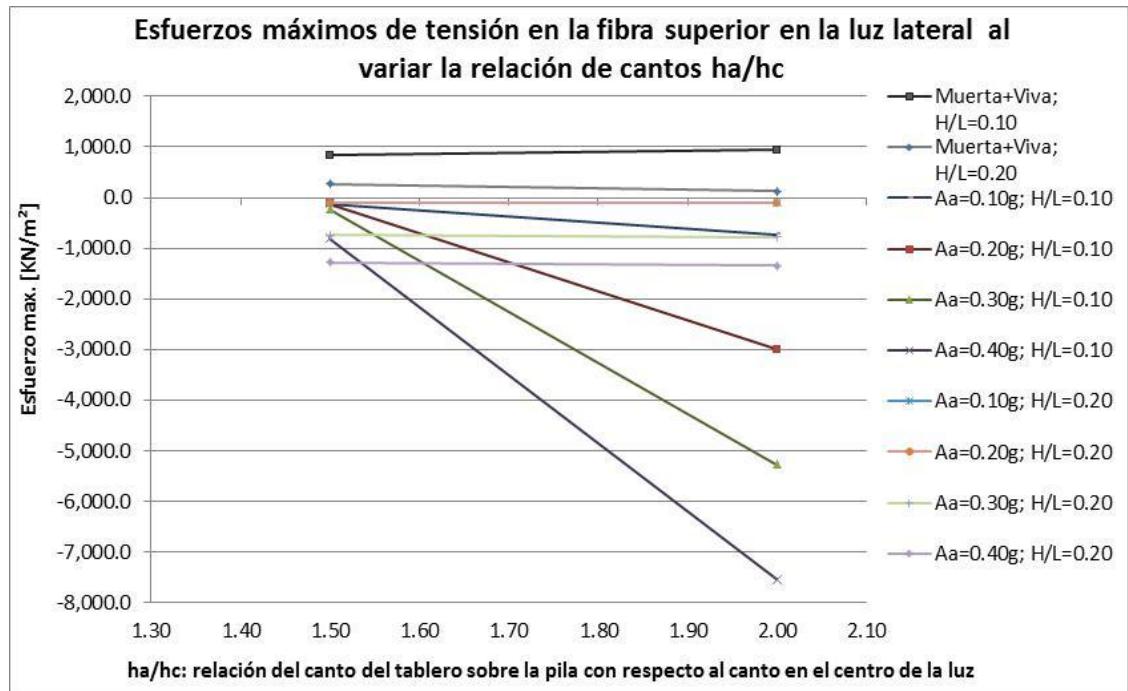


Figura 66 Comportamiento de las tensiones de la fibra superior para la luz lateral al variar la relación de cantos del tablero

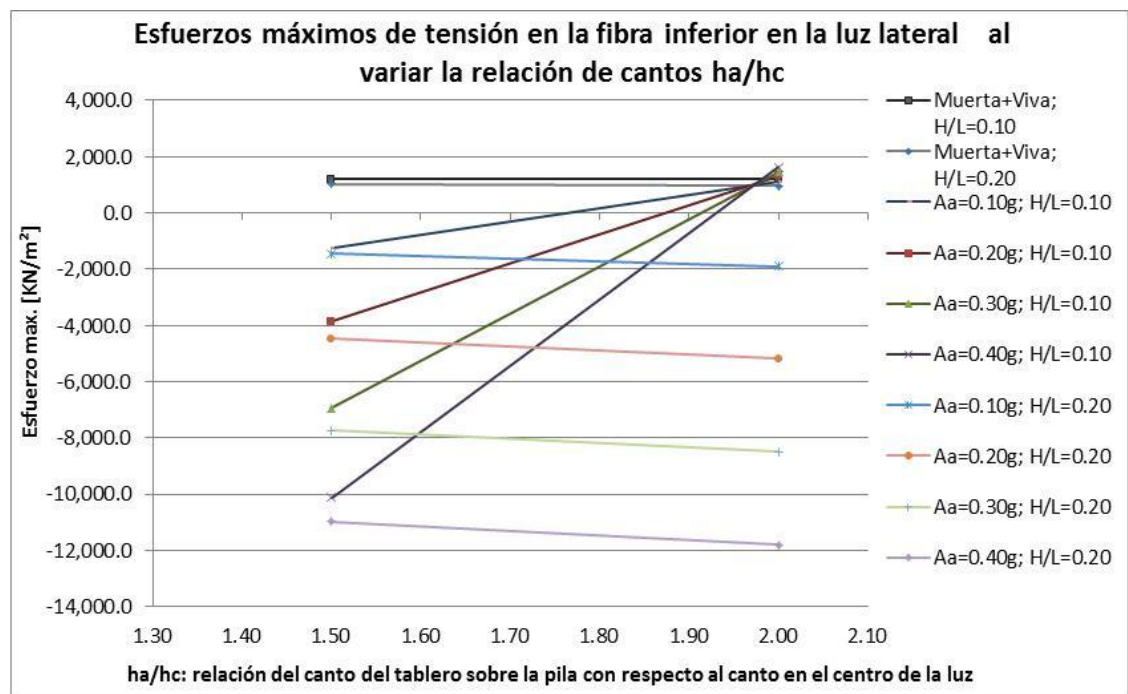


Figura 67 Comportamiento de las tensiones de la fibra inferior para la luz lateral al variar la relación de cantos del tablero

Para la luz central y la zona sobre la pila al aumentar la demanda sísmica aumentan los esfuerzos en el tablero. Para el modelo de $h_a/h_c = 2.0$ y $H/L = 0.10$ los esfuerzos superiores son positivos, es decir no requiere pretensado superior en esta zona. En la fibra inferior para el modelo anterior los esfuerzos producidos por la fuerza sísmica son mucho mayores comparados con los de la misma fibra del modelo $h_a/h_c = 1.5$.

Al comparar los esfuerzos máximos de los dos modelos para una altura de torre de $0.10L$, se puede concluir que al aumentar el canto del tablero no disminuye significativamente los esfuerzos en el tablero (ver Tabla 27). Esto indica que el vano central es más solicitado al aumentar los cantos de la viga. Esto es concordante con los resultados de las fuerzas de los cables extradados, donde los cables del vano central tienen menor sollicitación que los cables del vano lateral, ya que en el centro la mayor fuerza está soportada por el tablero.

Para los modelos con altura de torre $0.20L$ las tensiones producidas por el sismo son muy parecidas y no se percibe un cambio sustancial debido al aumento del canto del tablero. Esto indica la ineficiencia de aumentar el canto del tablero para alturas de torre mayores a $0.10L$.

Caso H/L	Canto en pila h [m]	Rela. canto s [m]	Tensión superior M+PE+V [KN/m ²]	Tensión inferior M+PE+ [KN/m ²]	Esfuerzo de Tensión máxima con Carga M + P + Sismo Luz central							
					Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
					Aa = 0.10g		Aa = 0.20g		Aa = 0.30g		Aa = 0.40g	
					[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]	[KN-m]
0.10	3.5	1.50	-30.0	1,801.5	293.6	516.8	-1,834.1	-356.3	-4,017.1	-1,229.3	-6,200.1	-2,102.4
0.10	4.4	2.00	-30.0	2,349.8	1,586.3	-674.4	2,339.3	-3,272.6	1,642.5	-5,914.5	1,383.3	-8,759.4
0.20	3.5	1.50	-30.1	1,451.7	-604.2	-84.9	-2,842.4	-999.1	-5,080.6	-1,916.5	-7,318.8	-2,859.5
0.20	4.4	2.00	-30.0	1,591.5	-450.0	176.1	-2,835.9	-789.6	-5,276.6	-1,773.1	-7,194.2	-2,553.6

Tabla 27 Tensiones máximas en la luz central al variar la relación de cantos del tablero

Las tensiones de la fibra superior e inferior para alturas de torre de $0.20L$ no muestran disminución de las tensiones y su comportamiento es casi constante para las dos alturas de canto como se puede ver las figuras 68 y 69. En estas mismas Figuras se puede observar que al aumentar la relación h_a/h_c que para alturas de torre de $0.10L$ las tensiones de la fibra superior disminuyen hasta llegar a ser positivas mientras que para la fibra inferior aumentan.

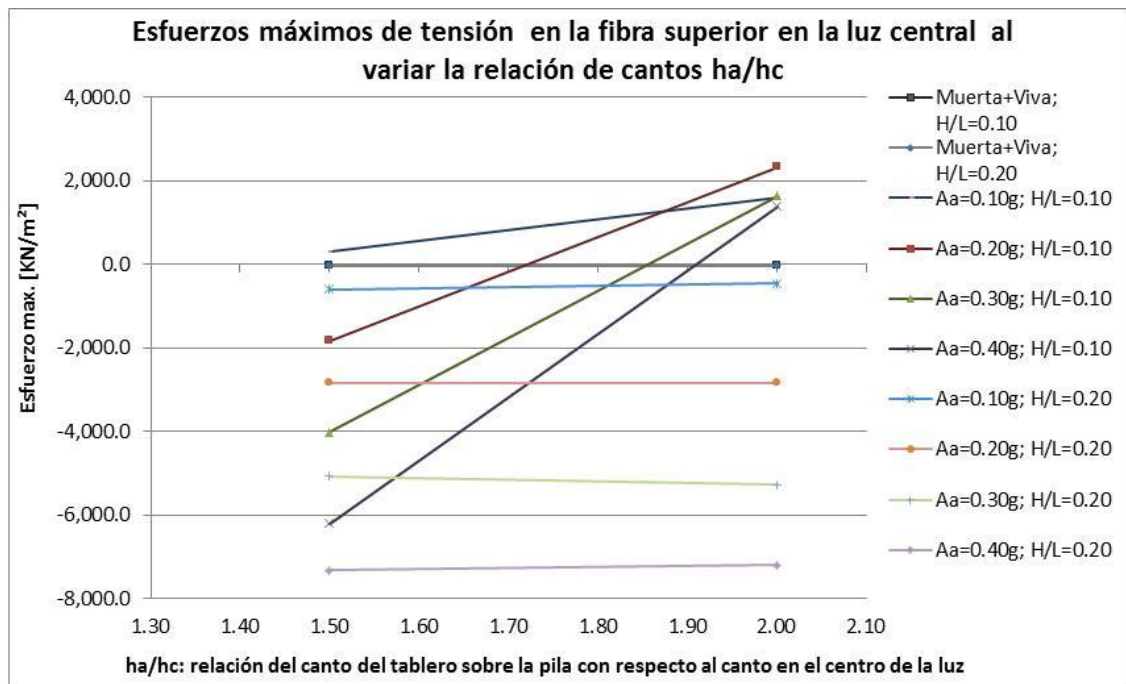


Figura 68 Comportamiento de las tensiones de la fibra superior para la luz central al variar la relación de cantos del tablero

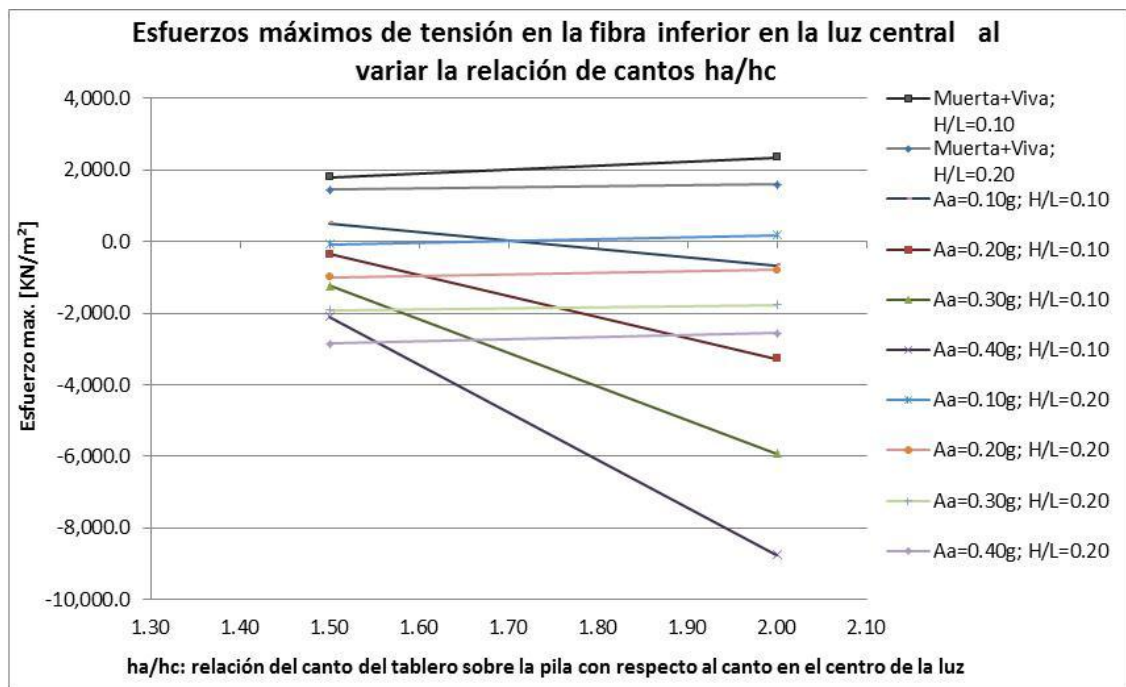


Figura 69 Comportamiento de las tensiones de la fibra inferior para la luz central al variar la relación de cantos del tablero

El preesforzado necesario en la luz central es menor al requerido en el vano lateral. Las fuerzas de tensión máximas en el vano lateral para un $Aa = 0.40g$ y una relación $h_a/h_c = 2.0$ son de 11.809 kN/m² mientras que para el vano central bajo las mismas condiciones la tensión a compensar fue de 7.194 kN/m². Los anteriores resultados fueron considerando las condiciones de apoyo antes descritas. Para restricciones longitudinales sobre el estribo las, fuerzas sobre el vano lateral se aumenta considerablemente ya que se incluye en el vano lateral las tensiones ejercidas por las fuerzas sísmicas longitudinales aplicadas al puente.

9. FORMULACIÓN DE RECOMENDACIONES DE DISEÑO SÍSMICO PARA PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO.

Debido a que ningún cable sobrepasó el límite de rotura los criterios de dimensionamiento de cables extradados propuestos por Chio (Chio 2000) Komiya (Komiya, 1999) son validos para zonas con amenaza sísmica.

1. Se recomiendan alturas de torre menores a $0.10L$ para disminuir el refuerzo interno requerido adicional para cargas sísmicas.
2. La relación de h_a/h_c para una amenazas sísmicas altas los cantos del tablero deben ser cercanos a los requeridos por puentes viga cajón común
3. Se deben revisar los cortantes en las zonas de torre en el centro del tablero y en la sección sobre el estribo.
4. Los espesores de las paredes de la sección deben se verificadas para los cortantes del tablero generados por la demanda sísmica al igual que para demandas estáticas como lo describe en su trabajo Fazly (Fazly, 2009).
5. Se debe realizar un análisis detallado da las vibraciones de los cables para prevenir grandes deformaciones ante la carga sísmicas. Si es necesario se pueden plantear sistemas de control para vibraciones.
6. El análisis modal de la estructura debe constar como mínimo de 50 modos en cada sentido.
7. La matriz de amortiguamiento debe realizarse con los modos que contengan una participación de masa del 85%. en el sentido del análisis.
8. Para el diseño sísmico se debe realizar un modelo tridimensional del puente extradadosado, el cual incide en las formas modales y la respuesta dinámica de la estructura.

9. Ante amenaza sísmicas altas se recomienda evaluar mecanismos de disipación en el tablero.
10. Se recomienda evaluar detalladamente el sistema de anclaje de la luz lateral al estribo ya que este elemento podría inducir fuerzas de tensión dentro del tablero.
11. Se recomienda la actualización de los códigos de diseño de puentes nacionales. La actualización debe considerar reformas a las cargas vivas para diseño de puentes de grandes luces, donde se considere el estudio de tráfico realizado para la vía y cargas de vehículos especiales, y las combinaciones de cargas con conceptos de diseño actuales. Introducir dentro de las normativas metodologías de diseño sísmico como diseño por desempeño y análisis no lineal. Incluir los límites de tensión por fatiga, deltas de esfuerzo para cables externos y recomendaciones para tipologías nuevas como los puentes extradados.

10. CONCLUSIONES

Las conclusiones del presente trabajo se estructuran en tres campos específicos: las referentes al análisis dinámico de puentes con pretensado extradadosado, el comportamiento de los parámetros de diseño ante cargas dinámicas, y las recomendaciones propuestas de diseño sísmico para puentes con pretensado extradadosado.

10.1 CONCLUSIONES REFERENTES AL ANÁLISIS DINÁMICO DE PUENTES CON PRETENSADO EXTRADOSADO.

Del desarrollo del programa se puede extraer las siguientes conclusiones:

- La eficiencia en tiempo obtenida con un programa de elementos finitos desarrollado para el trabajo fue del doble frente a programas comerciales.
- El desarrollo de rutinas con base a los parámetros específicos de diseño de puentes extradadosados, asegura el comportamiento óptimo del modelo basándose en las recomendaciones de la literatura.
- Para la solución de modelos con enormes tamaños que consumen grandes recursos computacionales se hace necesario la implementación de programas en lenguajes de alto desempeño matemático como Fortran.
- Para los puentes extradadosados mínimamente se debe realizar un modelo en tres dimensiones. Con elementos unidimensionales de 12 grados de libertad para obtener una respuesta confiable.
- La matriz de masa concentrada arroja resultados confiables cuando el modelo se enmalla de una forma detallada.
- Para enmallar un modelo se debe tomar en cuenta las formas modales que este puede tener o que se necesiten desarrollar.

- Para solucionar la estructura se debieron obtener matrices normales a diferencia de la matrices esparzas o comprimidas del programa original. El procedimiento para la obtención de las tensiones del preesforzado interno referenciado por Dos Santos (2000) es óptimo para programación.
- Es necesario el cálculo, por lo menos 50 valores y vectores propios, para puentes extradadosados para comprender el comportamiento de la estructura.
- El cálculo de la matriz de amortiguamiento se limita a dos metodologías ampliamente descritas en la literatura. Se valido las matrices de amortiguamiento implementadas en el programa.
- El amortiguamiento del 2.0% utilizado en el presente trabajo se debe verificar con pruebas experimentales a puentes reales. Una forma recomendada podría ser mediante la técnica de vibraciones ambientales expuesta por Gómez (Gómez, 2010).
- Se debe verificar el porcentaje de amortiguamiento ocurrido para modos diferentes al principal por medio de pruebas experimentales para ser implementados en el análisis teórico de puentes extradadosados.
- Se debe relacionar el porcentaje de participación de la masa con el número de modos que participan en la obtención de la matriz de amortiguamiento.
- Para la obtención de la matriz de amortiguamiento se debe utilizar el número de modos necesario para que la participación de la masa sea como mínimo del 85% de la masa total.
- Se debe escoger pasos de tiempo pequeños al utilizar la solución por Newmark para asegurar la convergencia del método.
- Al utilizar la matriz de amortiguamiento de Caughey se debe verificar la convergencia del método de Newmark.
- Es importante la identificación de los acelerogramas que generan mayores solicitaciones en la estructura ya que el costo computacional y el tiempo, en la solución de la ecuación dinámica se reduce a 1/4 por cada acelerograma que se descarte.

- Es necesario el estudio de la amenaza sísmica y la actualización de las familias de acelerogramas con los nuevos eventos ocurridos.

10.2 CONCLUSIONES REFERENTES AL COMPORTAMIENTO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO ANTE CARGAS DINÁMICAS.

Del análisis paramétrico realizado a puentes con pretensado extradadosado ante carga muerta se puede extraer las siguientes conclusiones:

- Se puede obtener una deformada cercana a cero para cargas permanentes en la zona del vano central donde se anclan los cables extradadosados. Esto es para un análisis en estado de servicio.
- Cuando se determina la tensión de los cables por cargas muertas y se realiza la inclusión del preesforzado interno este produce una pérdida de tensión de los cables extradadosados.

Del análisis modal realizado a puentes extradadosados se puede extraer lo siguiente:

- Los modos fundamentales de los puentes extradadosados con luz central de 120.0 m es menor a 1.2 segundos en sentido longitudinal y de 0.9 s para el sentido transversal. El comportamiento dinámico del puente es similar a los de puentes de viga cajón común. Para puentes atirantados los periodos son del orden de 3.0 s, como lo descrito por Otsuka (Otsuka 2002), y presentan modos parecidos a puentes colgantes debido a la flexibilidad de su tablero.
- Los modos verticales presentan una participación de masa dispersa, y acoplada con los modos en otros sentidos.
- Para el sentido longitudinal y transversal solo es necesario la obtención de 2 modos para que la participación de masa sea como mínimo el 85%. En sentido vertical se requieren una cantidad considerable de modos para

alcanzar esta participación, y se requiere un costo computacional adicional para la obtención de la matriz de amortiguamiento en este sentido.

- Las formas modales longitudinales presentan un punto de inflexión en el centro de la luz donde la rotación es cero.
- Para estructuras con mayor rigidez del tablero, el modo principal puede variar a un modo de viga.
- Al realizar un análisis de los modos se puede apreciar que los modos de mayor periodo presentan participaciones de masa muy bajas. Esto se debe a que estos modos son pertenecientes a los cables.
- Los cables presentan periodos de entre 2 y 4 segundos.

Del análisis de los parámetros de la altura de la torre y modificación del canto del tablero se puede concluir de las tensiones de los cables lo siguiente:

- Con tensiones de los cables iguales al 0.6fpu para cargas estáticas, no se presentan roturas de los cables con cargas sísmicas. Las tensiones máximas son cercanas al 0.75fpu, para cargas sísmicas del orden de 0.40g.
- Al aumentar la altura de la torre las oscilaciones de tensión $\Delta\sigma$ aumentan. Adicionalmente al aumentar la demanda sísmica las oscilaciones aumentan. Para una aceleración de 0.40g las variaciones de tensión pueden ser: menores a 100 MPa con una altura de torre de 0.05L, y más de 250 MPa para alturas de torre de 0.20L. Es una variación cercana a 150 MPa para una misma amenaza sísmica con solo variar la altura de la torre.
- Al aumentar la altura de la torre disminuye la fuerza de tesado máxima de los cables pero presenta una mayor variación de la tensión entre los cables del mismo abanico. El aumento de la demanda sísmica para torres menores a 0.10L no representa una gran variación en la tensión máxima de la torre.
- Al aumentar el canto en el apoyo no presenta incidencia en la fuerza de tesado máximo de los cables. Es casi la misma fuerza de tesado máxima para $h_a/h_c = 1.5$ que para 2.0 ante la misma amenaza sísmica.

- La variación del canto del tablero no incide en la oscilación de la tensión en los cables. Como es evidente al no variar la tensión máxima.
- Las tensiones de los cables dependen de la altura de la torre. Y a mayor demanda sísmica mayor tensión ocurre en los cables sin llegar la rotura ni a la pérdida completa de tensión.

Del análisis del parámetro de altura de la torre se puede extraer lo siguiente:

- Al aumentar la altura de la torre aumentan las tensiones y las variaciones de tensión en los cables.
- Al aumentar la demanda sísmica aumenta los esfuerzos en el tablero. Las tensiones máximas para una aceleración de $0.40g$ dependiendo de la altura de la torre está entre -5000 KN/m^2 y -7000 KN/m^2 para la luz central y entre -9000 KN/m^2 y -11000 KN/m^2 para las luces laterales, la tensión debe ser compensadas con preesforzado interno adicional al necesario para caga M+P+Viva.
- Para todas las demandas sísmicas se necesita preesfuerzo adicional para compensar las tensiones en el tablero.
- Para alturas de torre de $0.5L$ a $0.10L$ son los que requieren menor refuerzo interno. Ya que estas alturas de torre presenta menores variaciones de tensiones y ejercen una mayor compresión sobre el tablero.

Del análisis del parámetro de la variación del canto del tablero se puede extraer lo siguiente:

- A mayor canto del tablero el puente se comporta dinámicamente como un pórtico. Este comportamiento es similar al de un puente de viga cajón común.

- Al aumentar la sección sobre la torre lo que sucede en la estructura es que se rigidiza la luz central conformando un pórtico de viga columna y consumiendo mayor fuerza que los cables por ser más rígido el tablero.
- Las tensiones del tablero para una altura de torre de $0.2L$ son independientes de la relación h_a/h_c . Para esta altura de torre los cables pierden efectividad sobre los esfuerzos internos en la placa al igual que para cargas estáticas. Para altura de torre de $0.20L$ y una misma amenaza sísmica los esfuerzos son casi iguales para las dos relaciones de h_a/h_c . Para una misma relación h_a/h_c la variación de tensiones al aumentar la demanda sísmica es del orden de 10.000 KN/m^2 para la luz lateral y de 7.000 KN/m^2 para la luz central, estas tensiones adicionales deben ser asumidas por el preesforzado interno.
- Para alturas de torre menores de $0.10L$ al aumentar la relación h_a/h_c , los esfuerzos en la luz lateral para la fibra superior aumentan. Y para la misma altura de torre en la luz central aumenta la tensión en la fibra inferior. Para una altura de torre de $0.10L$ y una aceleración de $0.40g$ la variación de tensión para la luz central es del orden de 6.000 KN/m^2 y para la luz lateral es del orden de 8.000 KN/m^2 que deben ser compensados por pretensado interno.
- La cuantía de acero de los cables extradados no depende sustancialmente de la variación del canto del tablero sino de la altura de la torre.
- Al verificar la cantidad de preesforzado interno adicional debido a la carga sísmica para los puentes extradados, se puede concluir que el comportamiento de estos ante cargas sísmicas es más parecido al de un puente de viga cajón común. Igual que su comportamiento dinámico como modos de vibración y demás formas modales.

10.3 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Durante el desarrollo del trabajo se han abierto múltiples interrogantes y para conocer a fondo y determinar el comportamiento sísmico de esta tipología estructural se recomiendan las siguientes líneas de trabajo a seguir.

En cuanto al desarrollo de programas para la solución de estructuras se recomienda el desarrollo de metodologías de análisis y diseño sísmico con librerías optimizadas con matrices esparzas y métodos en paralelo. Para la actualización continua del programa borrego y la diversificación de soluciones posibles se hace necesario desarrollar librerías con otros elementos finitos y para la solución de otros tipos de fenómenos. Adicionalmente para hacer más amable y con mayor versatilidad incorporar rutinas de generación de gráficos. Por último incorpora el análisis no lineal de material.

Realizar un análisis no lineal del puente extradadosado para determinar la forma de falla para diferentes condiciones de contorno. Determinar las fallas ante cargas sísmicas para diferentes condiciones de apoyo y poder llegar a la implementación de disipadores para el comportamiento sísmico de esta tipología. Es necesario realizar un análisis dinámico detallado en construcción para verificar los estados finales y la incidencia de este evento en el estado final del puente. Adicionalmente un análisis de los sistemas constructivos aplicados al medio Colombiano.

Realizar una caracterización dinámica de una estructura real para verificar el amortiguamiento de este tipo de estructuras. Estudiar los efectos de fatiga junto con incidencia sísmica sobre la resistencia de los cables. Adicionalmente realizar un análisis de rotura de tirantes para verificar el comportamiento del puente en estado de falla y la utilización de estos como disipadores. Verificar el comportamiento sísmico de puentes extradadosados realizados con hormigones de alta Resistencia y de secciones compuestas.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO (2002). LRFD Bridge Design Specification, 4ta edición, American Association of state highway and transportation officials. Washington DC

CCDSP (1995) Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Asociación Colombiana de Ingeniera Sísmica. Bogota DC.

Chopra, A. K. (2006). Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rd Edicion, Prentice Hall, New Jersey.

Da Silva, M. J. (2011). Estudo de Pontes com Pre-Esforco Extradorsal, Tesis de Maestría, Lisboa

Dos Santos, D. M. (2006). Comportamento Estrutural de Pontes com Pretensao No Extradorso, Tesis de Maestría, Sao Paulo.

Fazly, M. E. (2009). EXTRADOSED-BRÜCKE unter Verwendung von ultra-hochfestem Beton, Tesis de Maestria, Hamburg.

Fib. (2000). Guidance for good bridge design, Guide to good practice prepared by fib Task Group 1.2, Bridges. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland.

Fornóns, J.M. (1982). El Método de los Elementos Finitos en la Ingeniería de Estructuras, 1ra edición, Marcombo, Barcelona.

Gómez I. D. (2010) Caracterización Dinámica Experimental de Puentes de Hormigón Simplemente Apoyados A Partir de Mediciones de Vibración Ambiental. Tesis de Maestría, Bucaramanga.

Ingeominas. (2001). Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga realizada por el Ingeominas, Bucaramanga.

Ishii M. (2006). Sistemas Estruturais de Pontes Extradorso. Tesis de Maestria. Sao Paulo.

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

Kasuga, A., Shirono, Y., Nishibe, G. and Okamoto, H. (1994). Design and construction of the Odawara Port Bridge - the first extradosed prestressed bridge. FIP - XIIth International Conference, May 29th - June 2, Washington.

Komiya M. (1999). Study For Design of Extradosed PC Highway Bridges. N 516 vol 27 pag 27 - 39

Maldonado E. y Chio C. G. (2004) Análisis Sísmico de Edificaciones. Ediciones UIS. Bucaramanga.

Mermigas, K.K. (2008) Behavior and Design of Extradosed Bridges, Tesis de Maestría, Toronto.

Ogawa, A. and Kasuga, A. (1998). Extradosed bridges in Japan. FIP Notes,1998(2).

Otsuka, H., Wakasa, T., Ogata, J., et al. Comparison of structural characteristics for different types of cable-supported prestressed concrete bridges. FIB pag 1464-1477.

Paz, M. (1992). Dinámica Estructural, Teoría Y Calculo, 1ra edición, Reverte S.A., Barcelona.

Wilson, E. L. (2000). Static and Dynamic Analysis Of Structures 2da edición, Computers and Structures, Inc. Berkeley.

VSL, International Ltd. (2010). VSL US Technical Data and Dimensions. Catalogo de Productos. VStructural, LLC.

ANEXOS

1. REALIZACIONES DE PUENTES EXTRADOSADOS

Número.	Nombre del Puente	Localización	País	Tipo de estructura	No. de luces	Detalle de las luces	Longitud total
1	(1)			(2)	(3)		(4)
1	Odawara Blueway	Odawara	Japón	Pórtico rígido	3	73.3 + 122.3 + 73.3	270.0
2	Socorridos	Madeira					
3	Yashiro Sur	Japón	Japón	Pórtico rígido	4	65.0 + 2@105.0 + 65.0	340.0
4	Yashiro Norte	Japón	Japón	Pórtico rígido	3	55.0 + 90.0 + 55.0	200.0
5	Tsukuhara	Hyogo	Japón	Pórtico rígido	3	65.4 + 180.0 + 76.4	323.0
6	Kanisawa		Japón	Viga continua	3	99.3 + 180.0 + 99.3	380.0
7	Shin-Karato (Oku)	Kobe	Japón	Viga continua	3	74.1 + 140.0 + 69.1	285.0
8	Mitanigawa		Japón	Pórtico rígido	2	57.9 + 92.9	152.0
9	King Hussein	Jordan	Jordan				
10	Mactan-Mandue	Mandue	Filipinas	Pórtico rígido	3	111.5 + 185.0 + 111.5	408.0
11	Shikari	Hokkaido	Japón	Viga continua	5	94.0 + 3@140.0 + 94.0	610.0
12	Matakina	Nago	Japón	Pórtico rígido		109.3 + 89.3	198.6
13	Sajiki		Japón			60.8 + 105.0 + 57.5	223.3
14	Yukizawa		Japón			70.3 + 71.0 + 34.4	175.7
15	Surikamigawa		Japón			84.82	84.8
16	Pakse	Pakse					
17	Hozu	Kyoto	Japón	Viga continua		33.0 + 50.0 + 76.0 + 100.0 + 76.0 + 31.0	366.0
18	Nakanoike		Japón			60.6 + 60.6	121.2
19	Ibi Gawa	Nagashima-ch	Japón	Viga mixta	6	154.0 + 4@271.5 + 157.0	1397.0
20	Kiso Gawa	Nagashima-ch	Japón	Viga mixta	5	160.0 + 3@275.0 + 160.0	1145.0
21	Miyakoda Gawa	Japón	Japón	Pórtico rígido	2	133.0 + 133.0	266.0
22	Shinkawa		Japón			38.5 + 45.0 + 90.0 + 130.0 + 80.5	384
23	Fukaura		Japón			62.1 + 90.0 + 66.0 + 45.0 + 29.1	292.2
24	Sashikubo		Japón			114.0 + 114.0	228
25	Japan-Palau Frier	Koror	Palau	Pórtico rígido	3	82.0 + 247.0 + 82.0	411
26	Deba River		España	Viga continua	3	42.0 + 66.0 + 42.0	150
27	Shin-Meisei		Japón			89.63 + 122.34 + 82.35	294.32
28	Himi Yume	Nagasaki	Japón	Pórtico rígido	3	91.75 + 180.0 + 91.75	363.5
29	Tatekoshi		Japón			56.3 + 55.3	111.6
30	Rio Branco Third	Rio Branco	Brasil	Viga continua	3	54.0 + 90.0 + 54.0	198
31	Ritto	Japón	Japón			140.0 + 170.0 + 115.0 + 70.0 + 155.0 + 160.0 + 75.0 + 90.0 + 75.0	1050
32	Sannohe-Boukyo	Sannohe	Japón			99.9 + 200.0 + 99.9	399.8
33	Brazil-Peru Integ	Assis	Brasil	Viga continua	3	65.0 + 110.0 + 65.0	240
34	Yanagawa		Japón			130.7 + 130.7	261.4
35	Tagami		Japón			80.2 + 80.2	160.4
36	Tokuyama		Japón			139.7 + 220 + 139.7	499.4
37	Nanchiku		Japón			68.05 + 110.0 + 68.05	246.1
38	Domovinski	Zagreb					
39	Kack-Hwa First	Gwangju	Korea				
40	Vivekananda	Kolkata					
41	Puh	Ptuj	Slovenia	Viga continua			430
42	Nankang River	Nantou	Taiwan		3	80.0 + 140.0 + 80.0	300
43	Bei Kang	Yunlin	Taiwan		2	125.0 + 125.0	250
44	European Union	Konin	Polonia	Viga continua			
45	Gum-Ga Grand	Chung Ju	Korea				

Número.	Nombre del Puente	Máxima Luz	Luz Abyacente L1	Ancho loza	Altura torre	Canto en apoyo	Canto en centro de luz	Terminación
1	(1)	(5)		(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1	Odawara Blueway	122.0	73.3	13.0	10.7	3.50	2.20	1994
2	Socorridos							1993
3	Yashiro Sur	105.0	65.0	12.8	12.0	2.50	2.50	1996
4	Yashiro Norte	90.0	55.0	12.8	10.0	2.50	2.50	1996
5	Tsukuhara	180.0	65.4	12.8	16.0	5.50	3.00	1997
6	Kanisawa	180.0	99.3	17.5	22.1	5.60	3.30	1998
7	Shin-Karato (Oku)	140.0	69.1	11.5	12.0	3.50	2.50	1998
8	Mitanigawa	92.9	57.9	20.4	12.8	6.50	2.50	1999
9	King Hussein							1999
10	Mactan-Mandue	185.0	111.5	18.3	18	5.10	3.30	1999
11	Shikari	140.0	94.0	23.0	10.0	6.00	3.00	2000
12	Matakina	109.3	89.3	11.3	26.4	6.00	3.50	2000
13	Sajiki	105.0	57.5	11.0	12.3	3.20	2.10	2000
14	Yukizawa	71.0	34.4	15.8	11.5	3.50	2.00	2000
15	Surikamigawa	84.8		9.2	16.5	5.00	2.80	2000
16	Pakse							2000
17	Hozu	100.0	76.0	15.3	10.0	2.80	2.80	2001
18	Nakanoike	60.6	60.6	21.4	11.8	4.00	2.50	2001
19	Ibi Gawa	271.5	154.0	33.0	30.0	7.30	4.30	2001
20	Kiso Gawa	275.0	160.0	33.0	30.0	7.30	4.30	2001
21	Miyakoda Gawa	133.0	133.0	19.9	20.0	6.50	4.00	2001
22	Shinkawa	130.0	80.5	25.8	13.0	4.00	2.40	2002
23	Fukaura	90.0	62.1	13.7	8.5	3.00	2.50	2002
24	Sashikubo	114.0	114.0	11.3	22.0	6.50	3.20	2002
25	Japan-Palau Frier	247.0	82.0		27.0	7.00	3.50	2002
26	Deba River	66.0	42.0	11.9		2.70	2.70	2003
27	Shin-Meisei	122.3	82.4	19.0	16.5	3.50	3.50	2004
28	Himi Yume	180.0	91.8	12.5	19.8	4.00	4.00	2004
29	Tatekoshi	56.3	55.3	19.1	10.5	2.90	1.80	2004
30	Rio Branco Third	90.0	54.0	17.4	12.0	2.50	2.00	2006
31	Ritto	170.0	115.0	16.5	30.5	7.50	4.50	2005
32	Sannohe-Boukyo	200.0	99.9	13.5	25.0	6.50	3.50	2005
33	Briazil-Peru Integ	110.0	65.0	16.8	15.0	3.35	2.35	2005
34	Yanagawa	130.7	130.7	17.4	24.0	6.50	4.00	2006
35	Tagami	80.2	80.2	17.8	14.5	4.50	3.00	2006
36	Tokuyama	220.0	139.7	9.6	22.5	6.50	3.50	2006
37	Nanchiku	110.0	68.1	20.6	11.0	3.50	2.60	2006
38	Domovinski							2006
39	Kack-Hwa First							2006
40	Vivekananda							2006
41	Puh	100.0		18.7				2007
42	Nankang River	140.0	80.0	26.0	20.0	5.10	3.00	2007
43	Bei Kang	125.0	125.0	27.0	35.0	6.00	2.50	2007
44	European Union							2007
45	Gum-Ga Grand							2007

Número.	Anotaciones	Relacion L1/L	Relacion H/L	Relacion h/L=(v+v)/L
1				
1		0.60	0.09	0.03
2				
3	ferrocarril	0.62	0.11	0.02
4	ferrocarril	0.61	0.11	0.03
5		0.36	0.09	0.03
6	Tension en lo	0.55	0.12	0.03
7		0.49	0.09	0.03
8		0.62	0.14	0.07
9				
10	Tesis Sao pa	0.60	0.10	0.03
11		0.67	0.07	0.04
12		0.82	0.24	0.05
13		0.55	0.12	0.03
14		0.48	0.16	0.05
15			0.19	0.06
16				
17		0.76	0.10	0.03
18		1.00	0.19	0.07
19	un solo plano	0.57	0.11	0.03
20	esfuerzo del co	0.58	0.11	0.03
21	Tres planos d	1.00	0.15	0.05
22	CSW	0.62	0.10	0.03
23		0.69	0.09	0.03
24		1.00	0.19	0.06
25	Tesis Sao pa	0.33	0.11	0.03
26		0.64		0.04
27		0.67	0.13	0.03
28	longitud de la	0.51	0.11	0.02
29		0.98	0.19	0.05
30	Tesis Sao pa	0.60	0.13	0.03
31	CSW	0.68	0.18	0.04
32		0.50	0.13	0.03
33	Tesis Sao pa	0.59	0.14	0.03
34		1.00	0.18	0.05
35		1.00	0.18	0.06
36		0.64	0.10	0.03
37		0.62	0.10	0.03
38				
39				
40				
41	describe una arco de 460 m de radio			
42		0.57	0.14	0.04
43		1.00	0.28	0.05
44				
45				

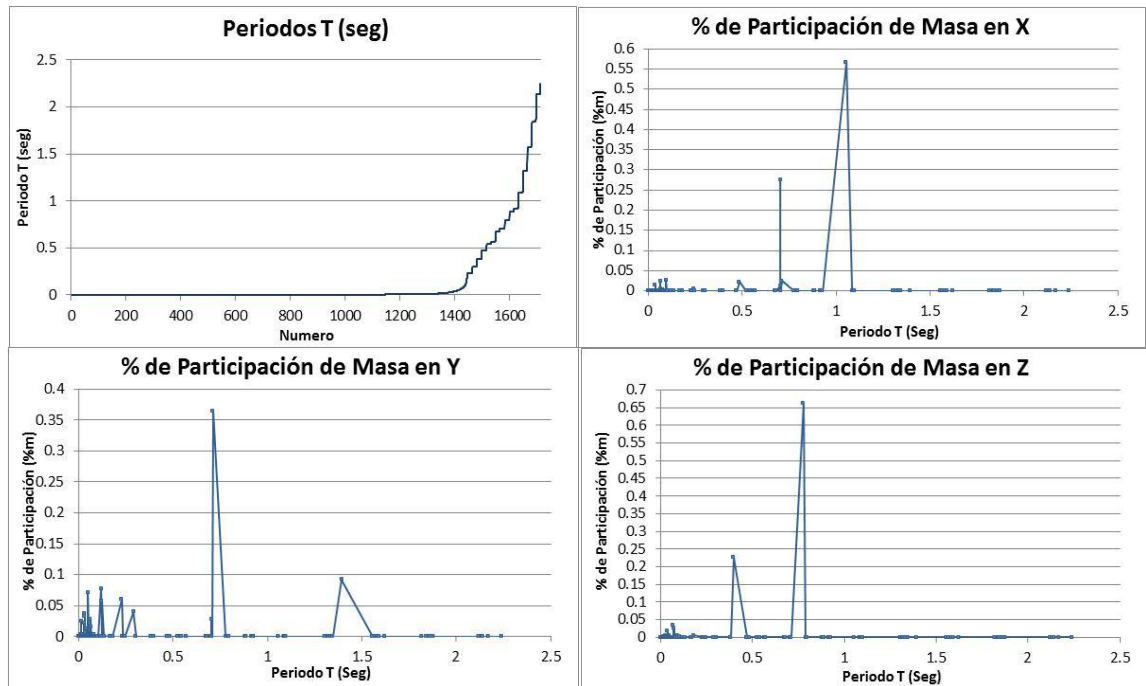
46	Nymburk Bypass	Nymburk		
47	Cho-Rack	Dangjin	Korea	
48	Kum-Ga	Chung Ju	Korea	
49	Trois Bassins	Trois Bassins		
50	Golden Ears	Vancouver	Canada	Viga continua
51	Keong-An	Kyong-An	Korea	
52	Quinnipiac	New Haven	USA	
53	Saint Croix River	Houlton	USA	
54	Padma	Mawa		
55	Karnaphuli	Chittagong		
56	Korong		Hungary	
57	Pyung-Yeo 2	Yeosu	Korea	
58	Saint-Rémy de M	Saint-Rémy de	Francia	
59	Shindae	Chungcheong	Korea	
60	Smuuli	Tallinn		
61	Yinghu	Xiamen	China	

2. GRÁFICAS DE LA SOLUCIÓN DE LOS MODELOS EN ELEMENTOS FINITOS.

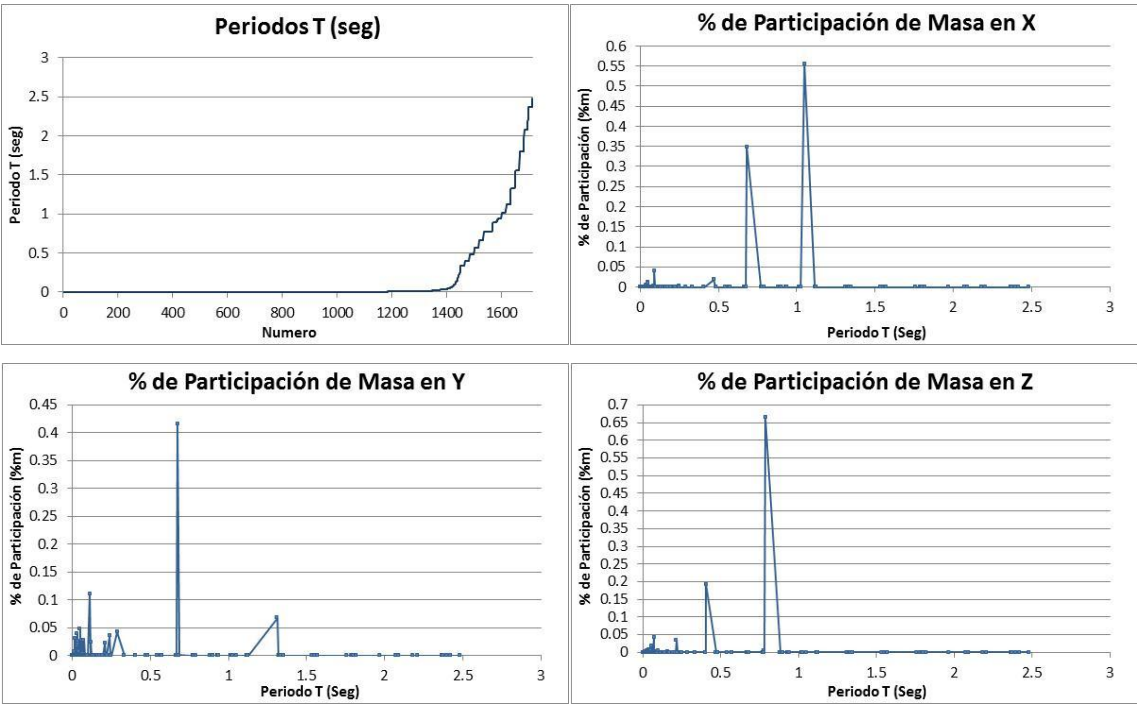
Resultados del análisis modal

Modelos para los parámetros de variación de las alturas de torre

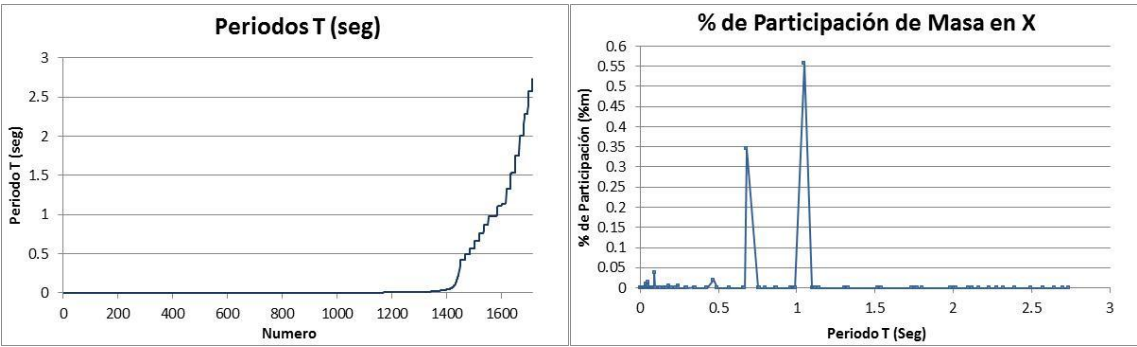
Para altura de torre de 0.05L

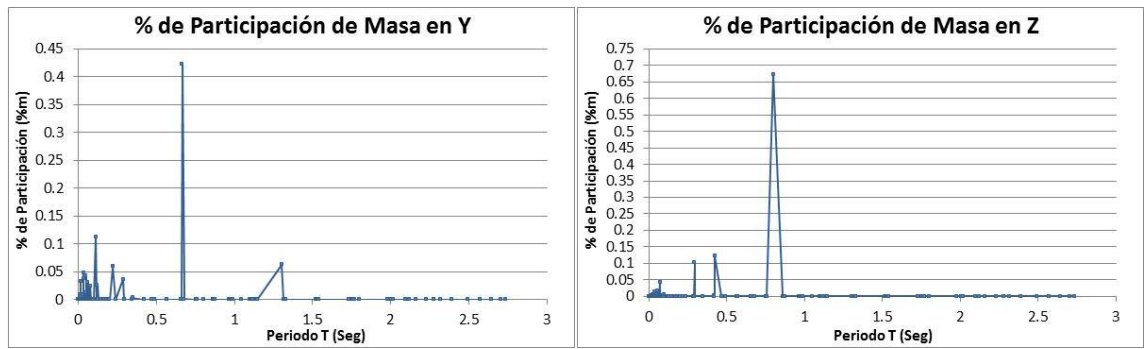


Para altura de torre 0.15L

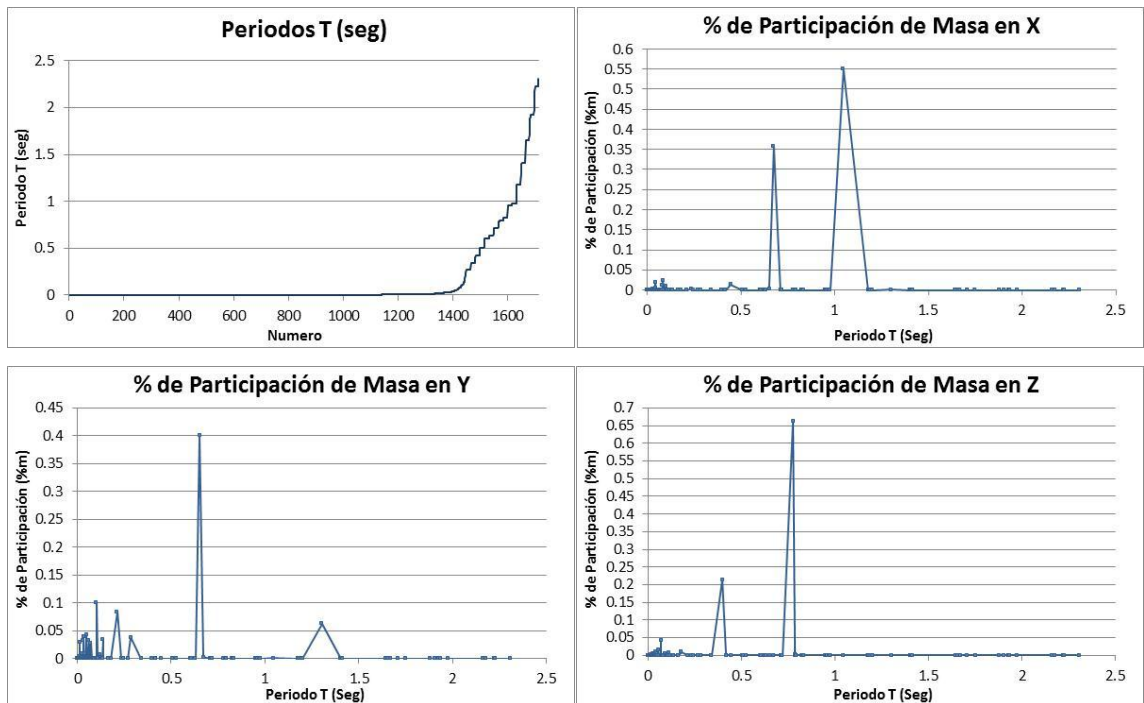


Para altura e torre 0.20L

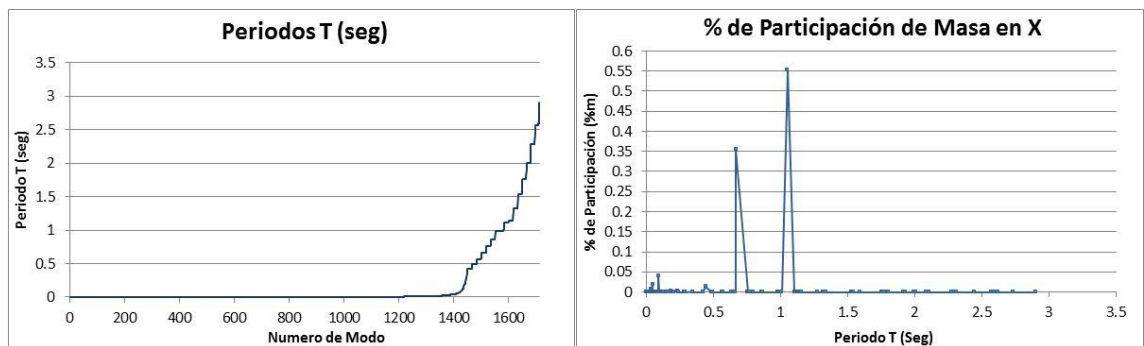


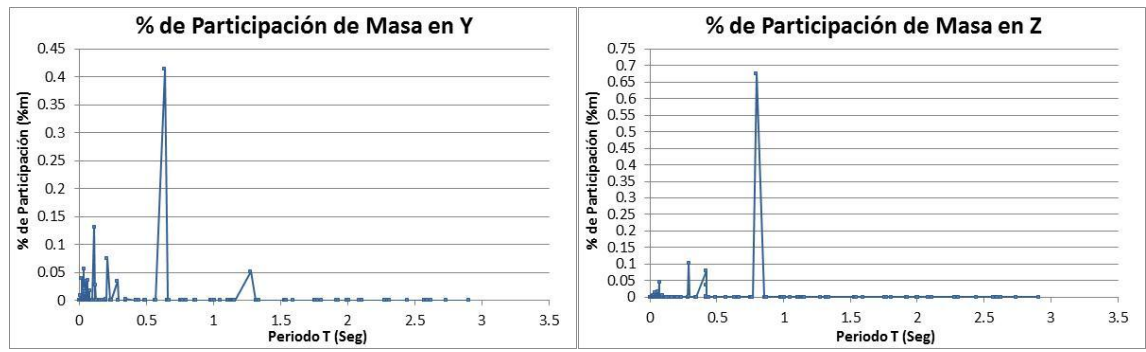


Para los modelos de variación del canto $h_a/h_c=1.5$



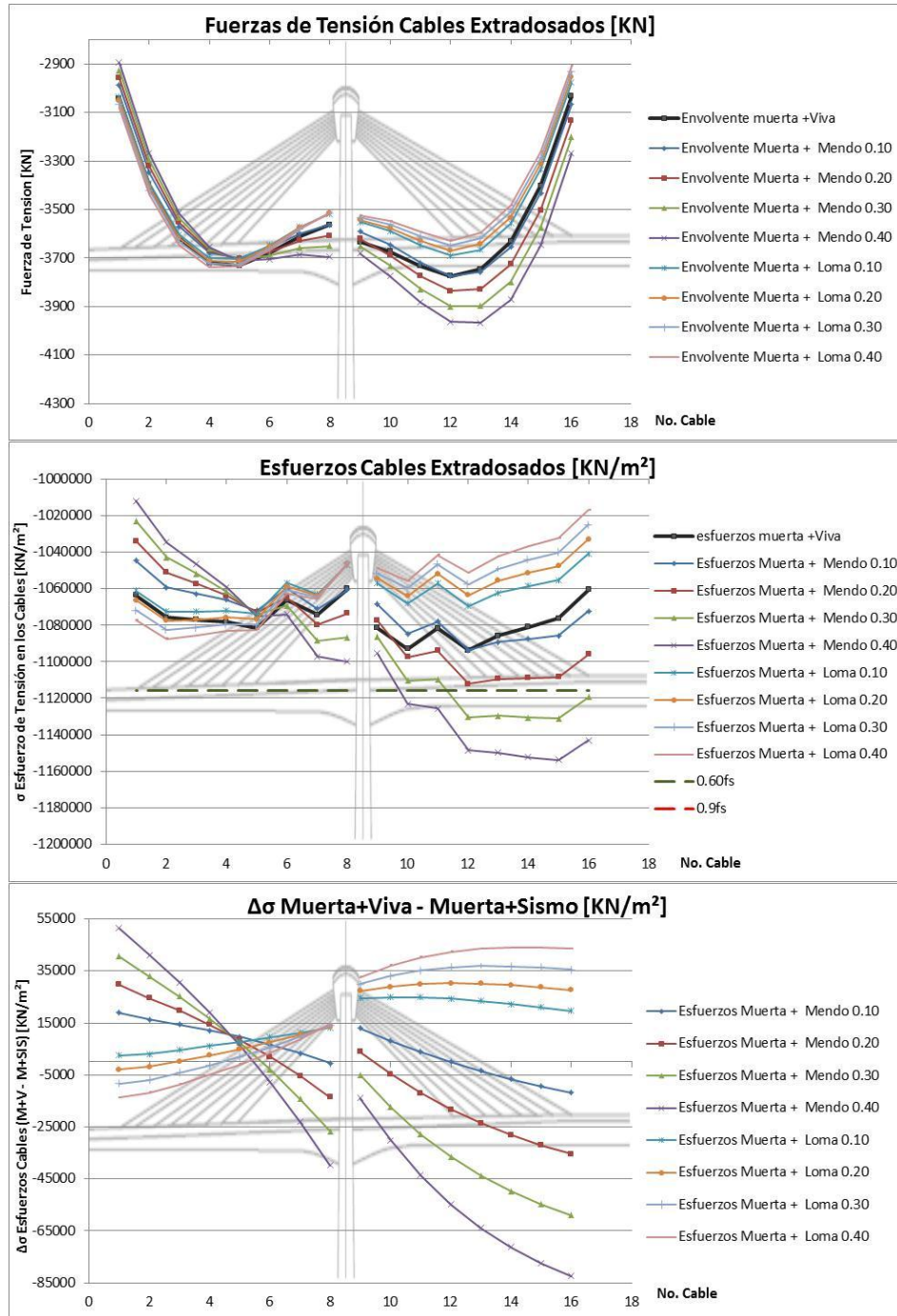
Para $h_a/h_c=2.0$



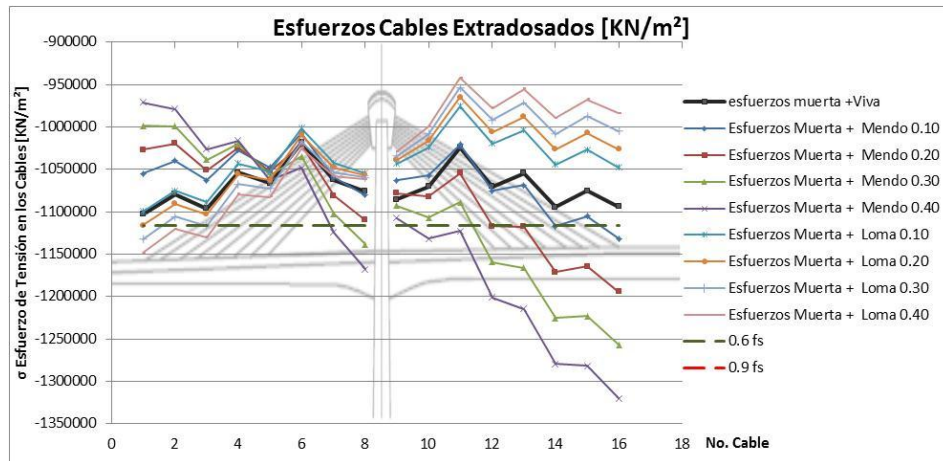
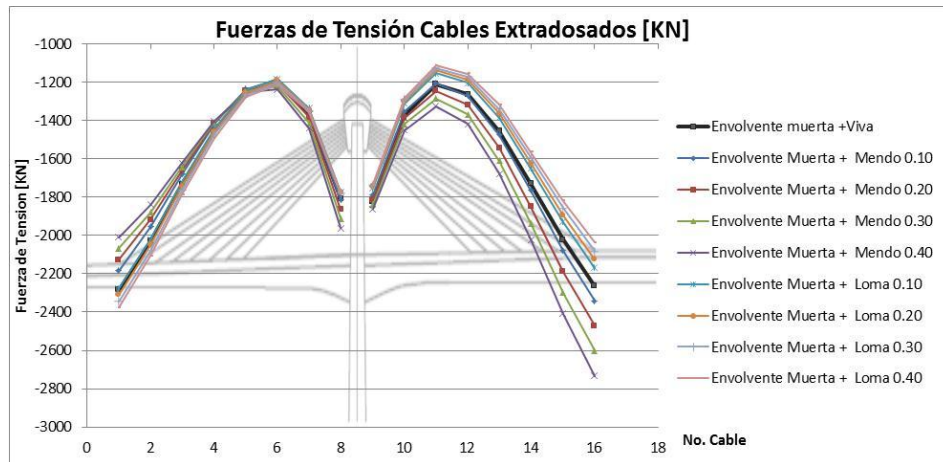


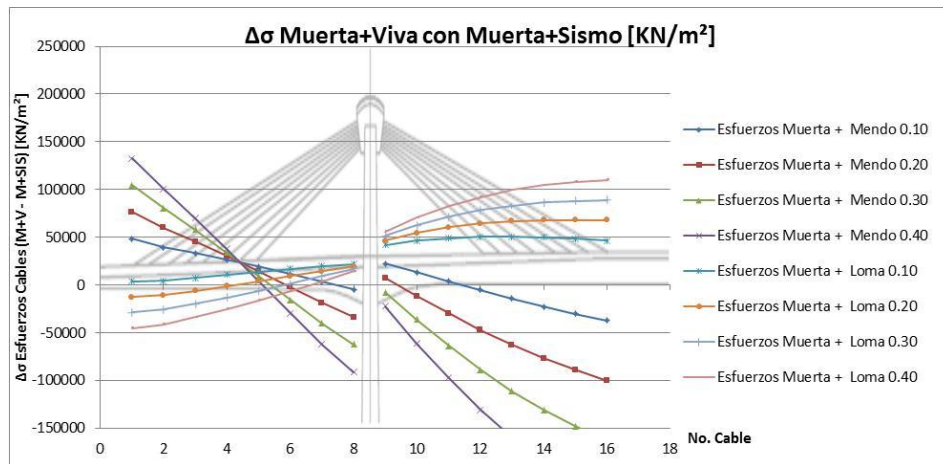
Tensiones en los cables para las diferentes alturas de torre.

Para torre =0.05L

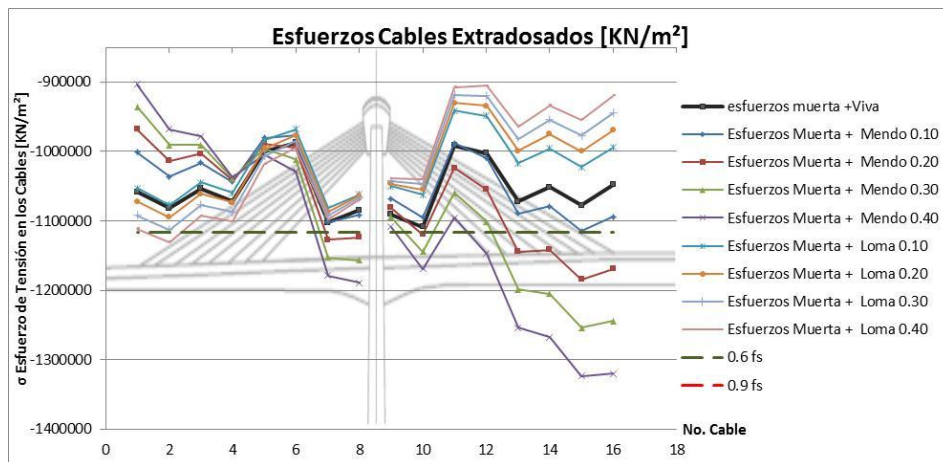
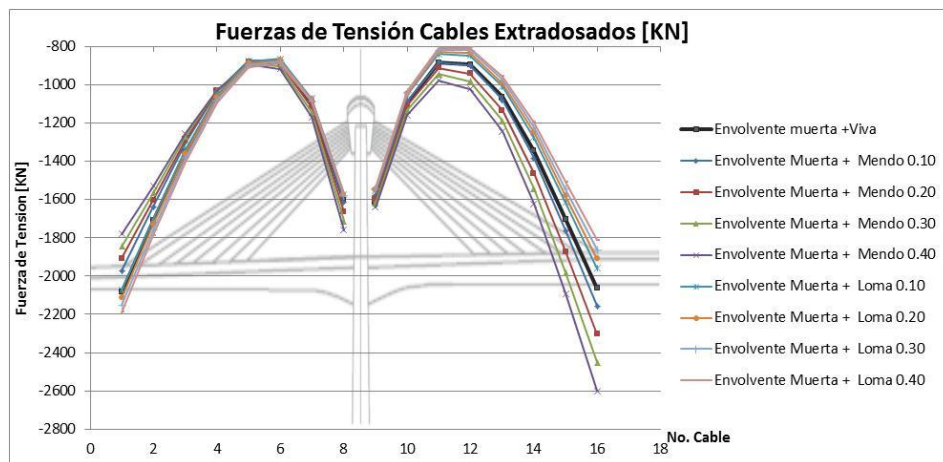


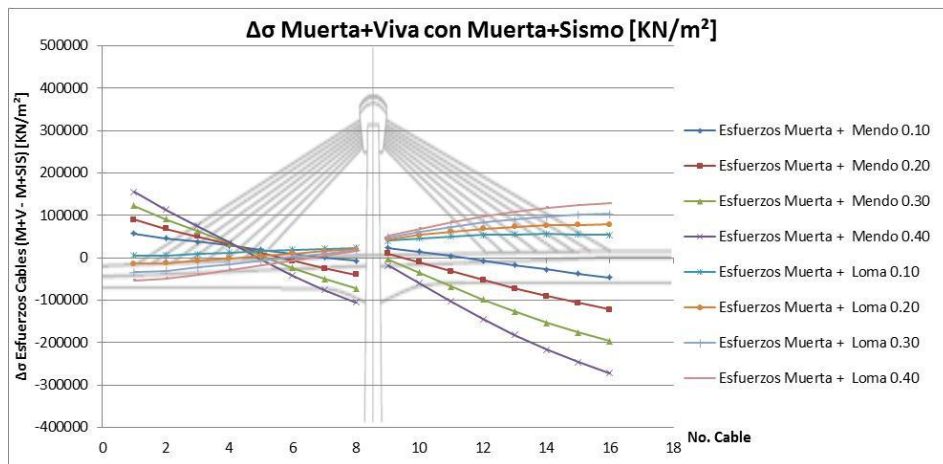
Para altura de torre 0.15L





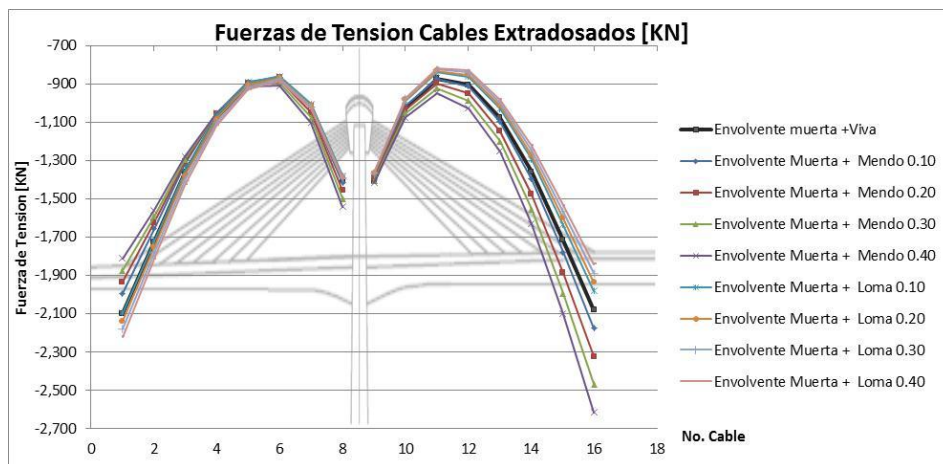
Para altura de torre 0.20L

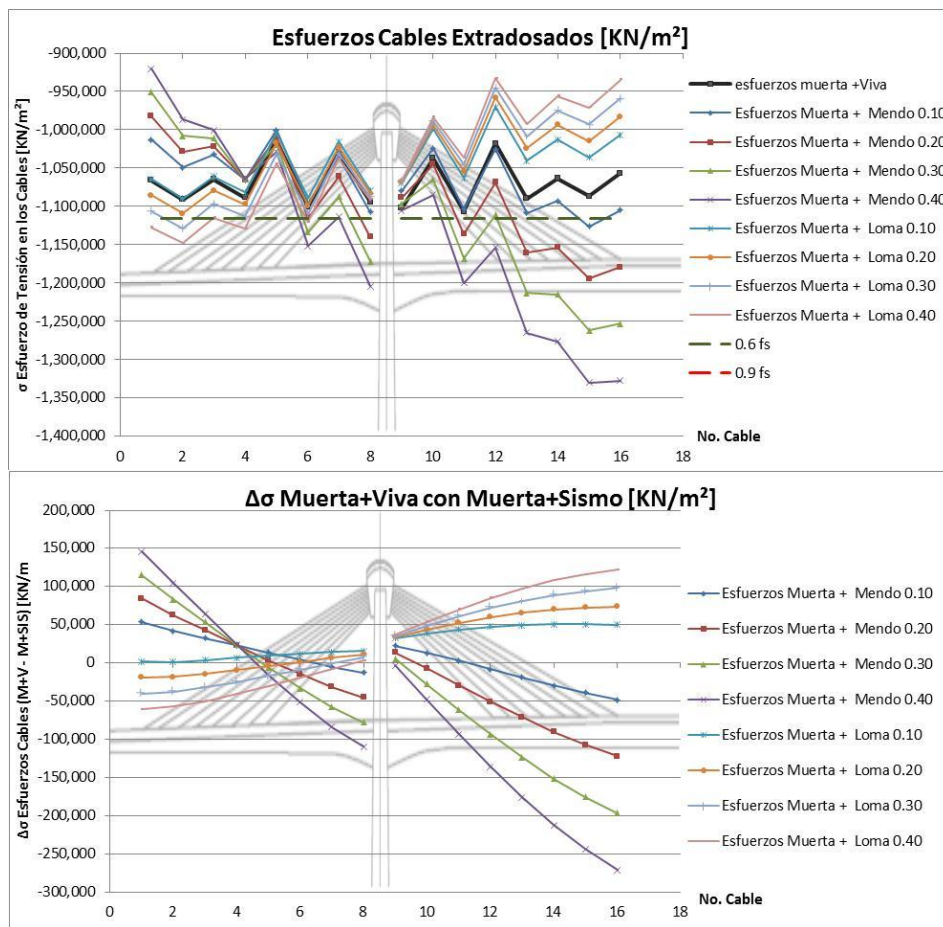




Los modelos de variación del canto del tablero.

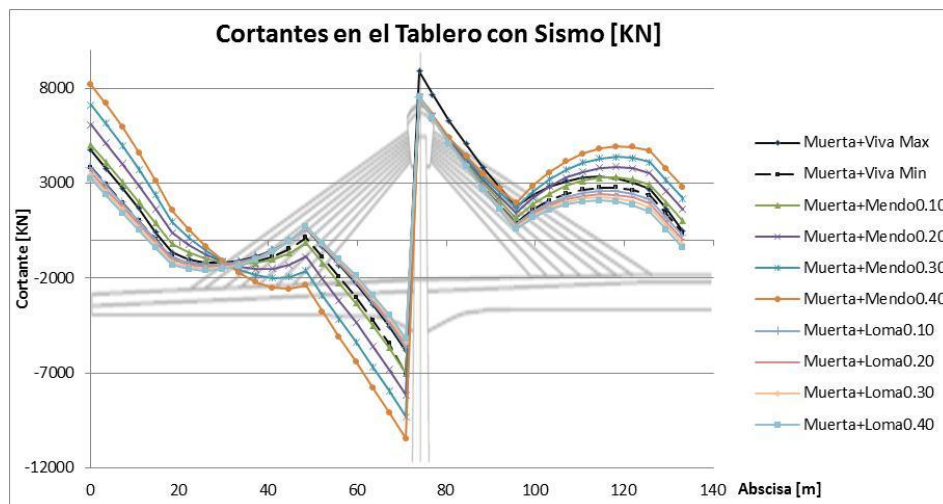
Con $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.20$

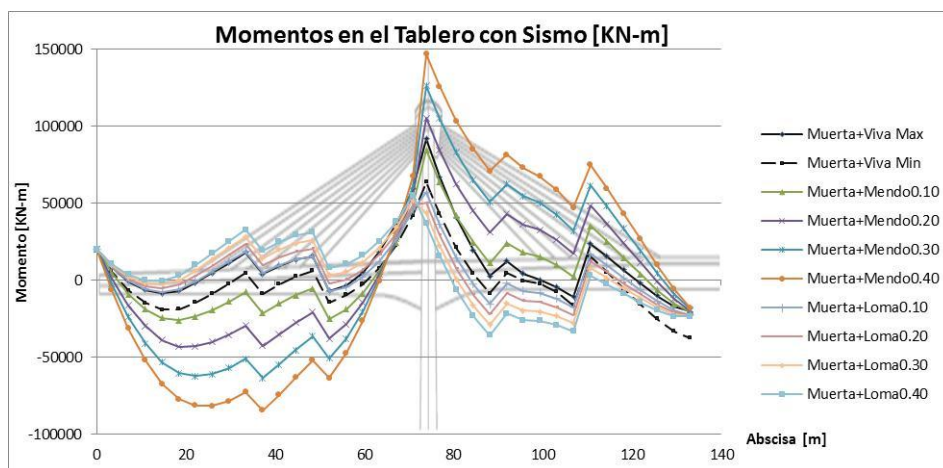
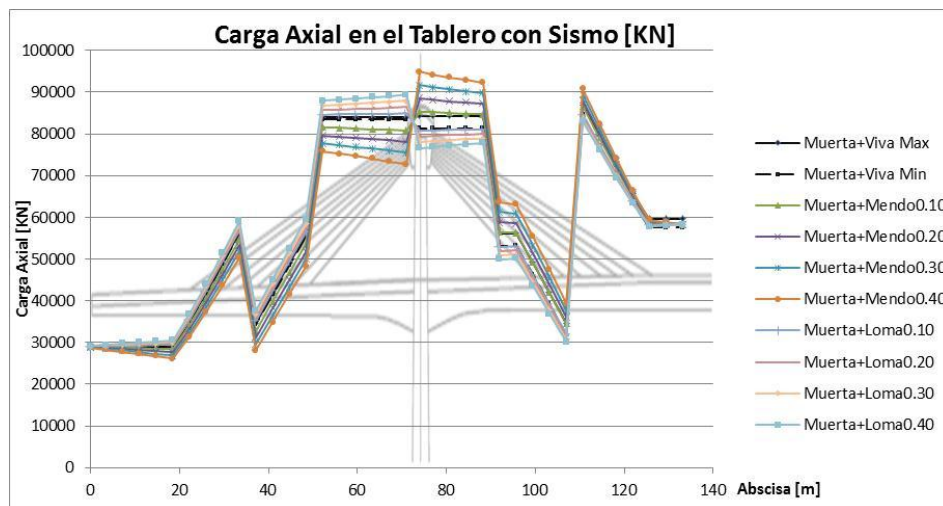




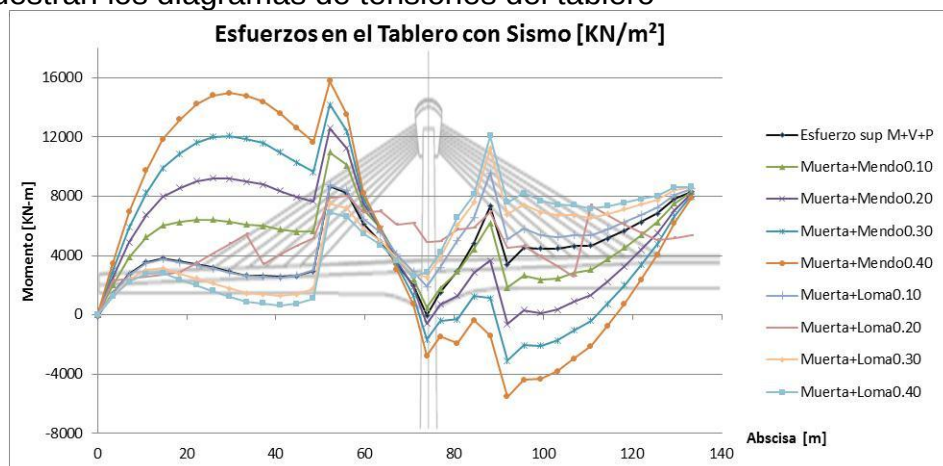
Graficas de fuerzas internas y esfuerzo para la variación de la torre

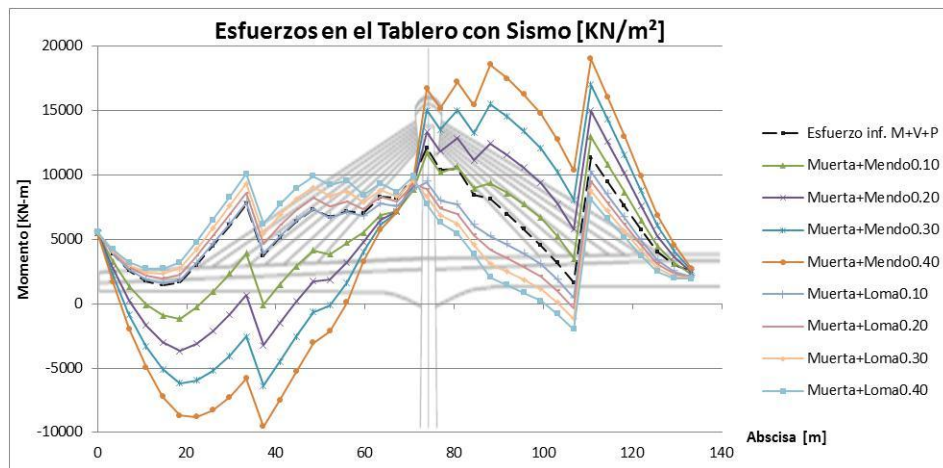
Con altura de la torre 0.05L



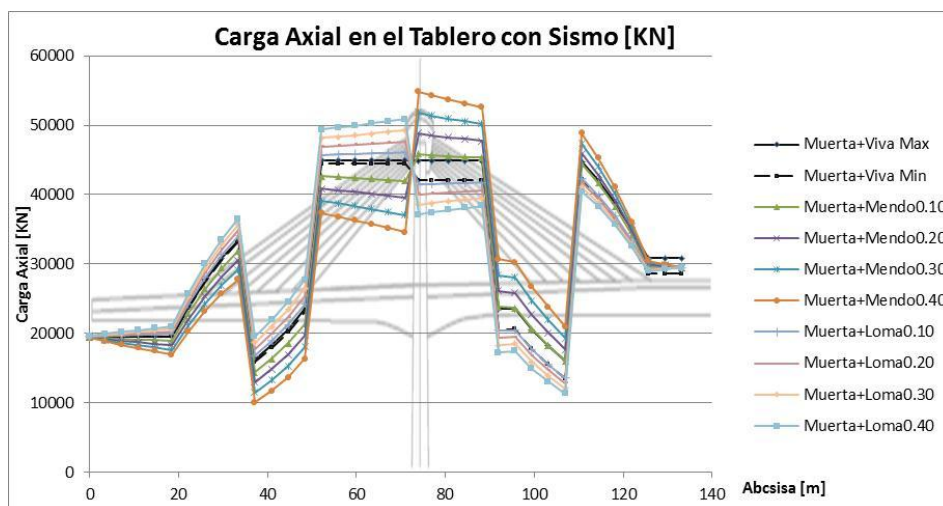
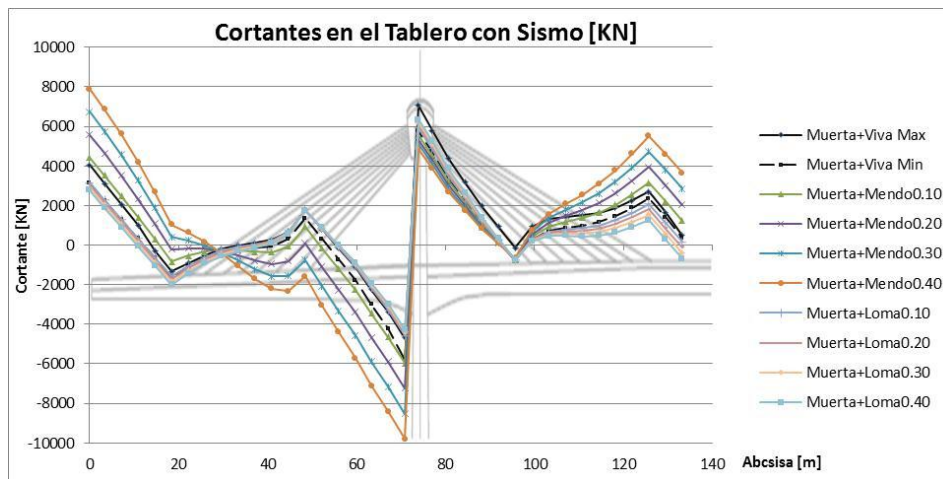


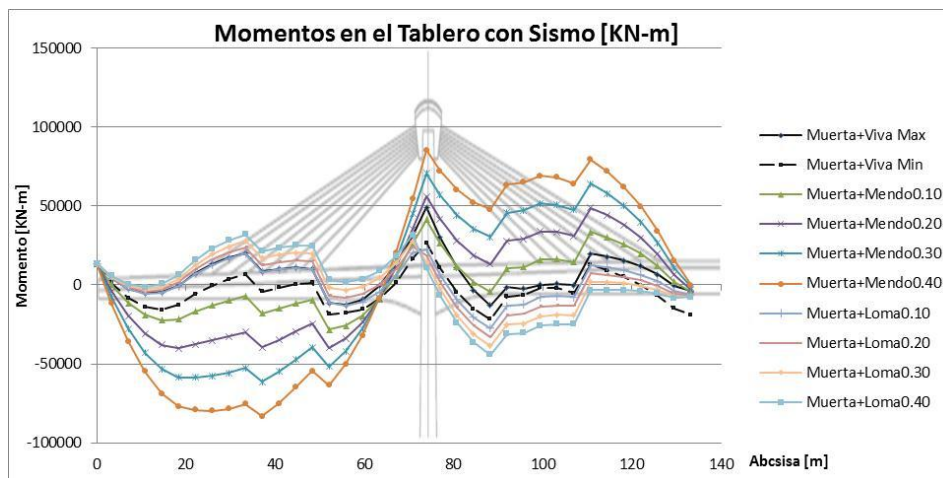
Y se muestran los diagramas de tensiones del tablero



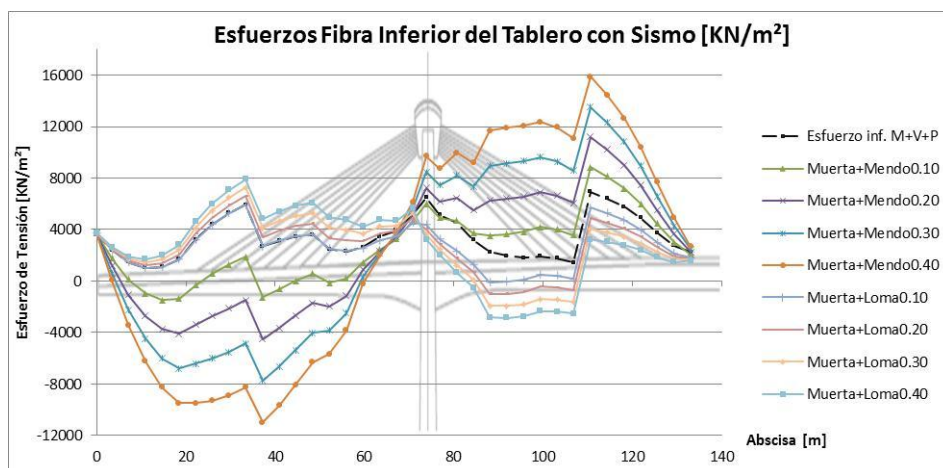
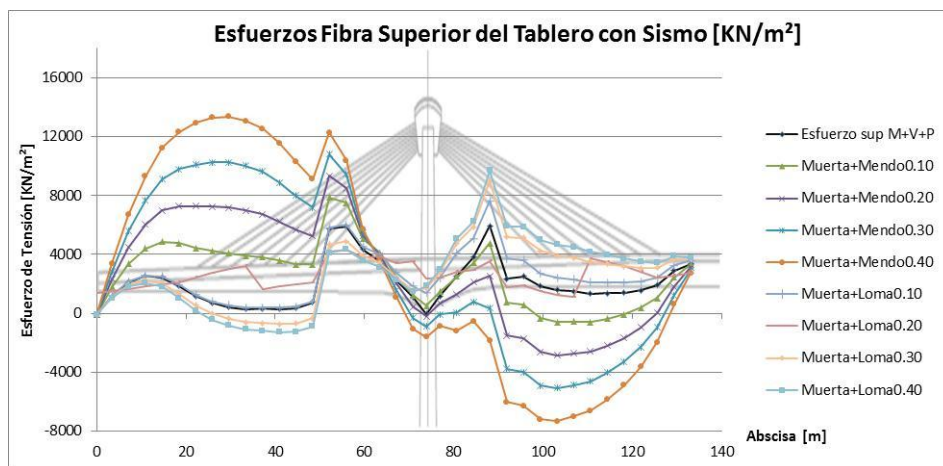


Con altura de la torre 0.15L

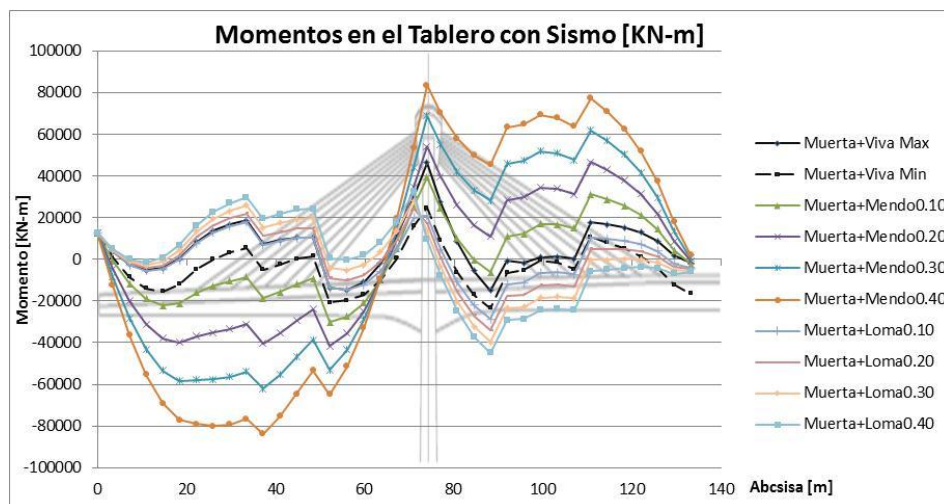
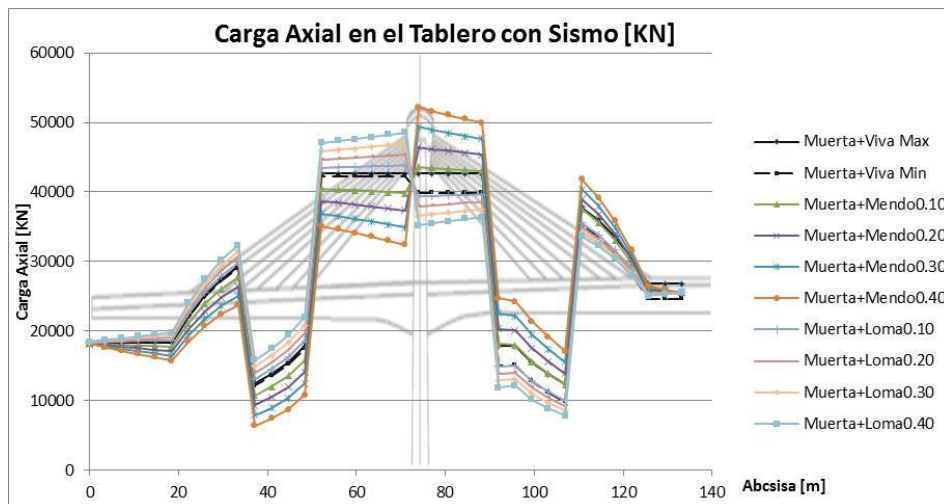
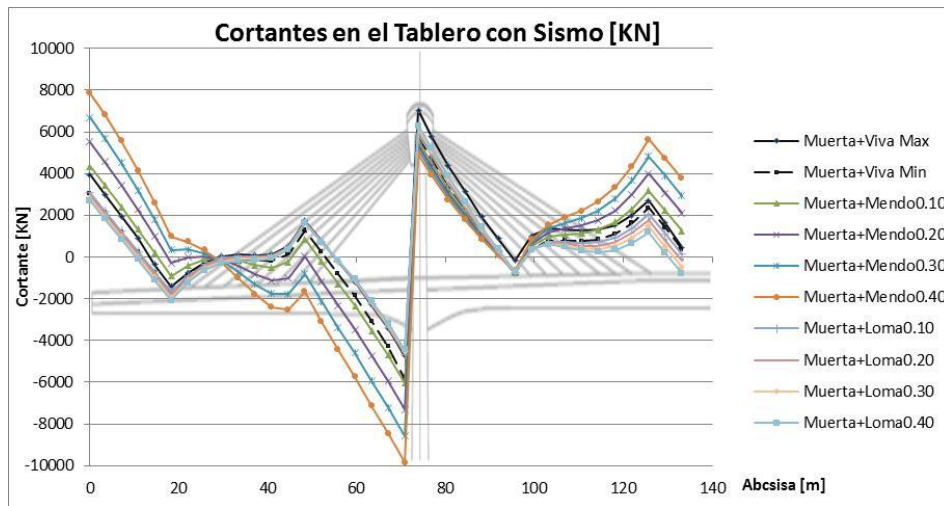




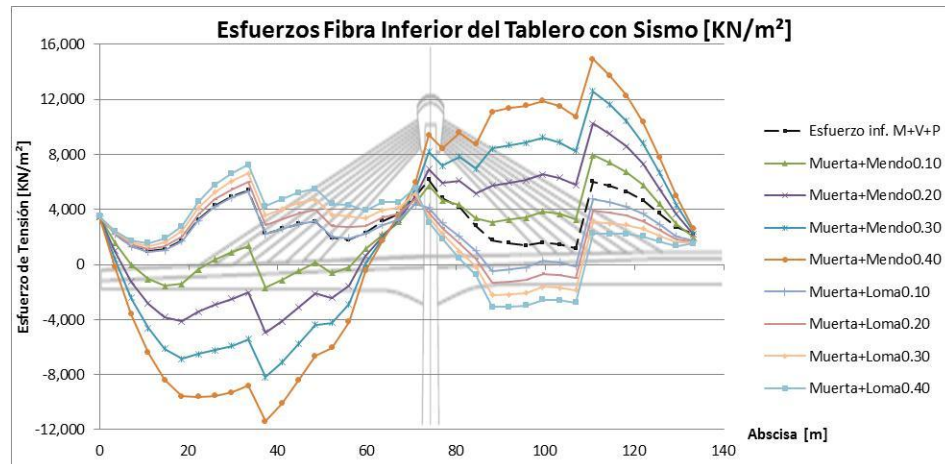
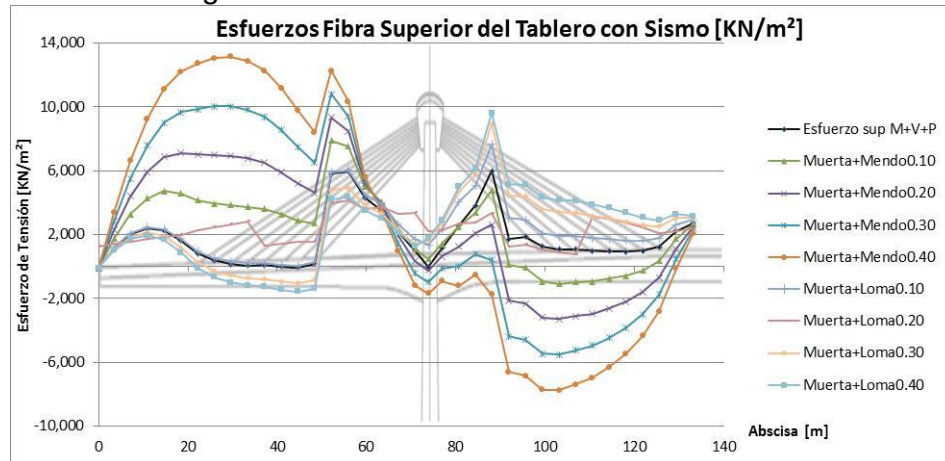
Y se muestran los diagramas de tensiones del tablero



Con altura de la torre 0.20L

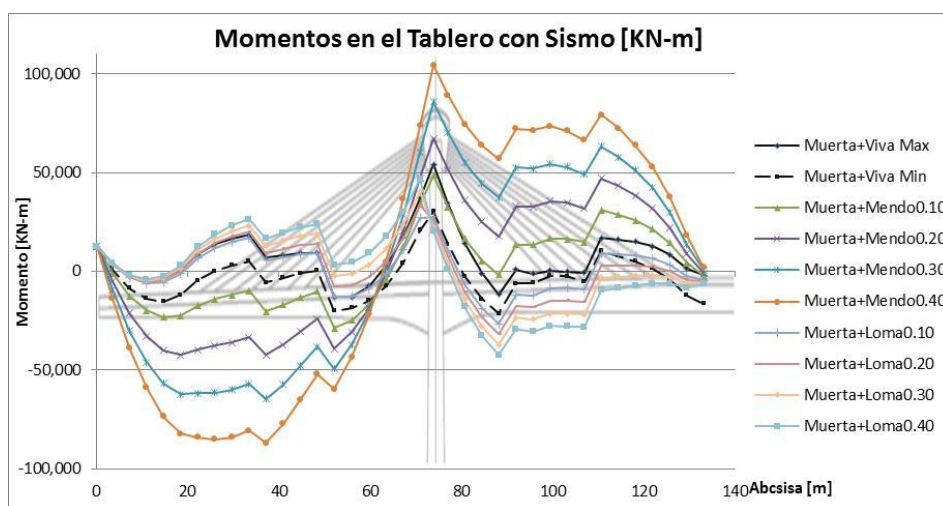
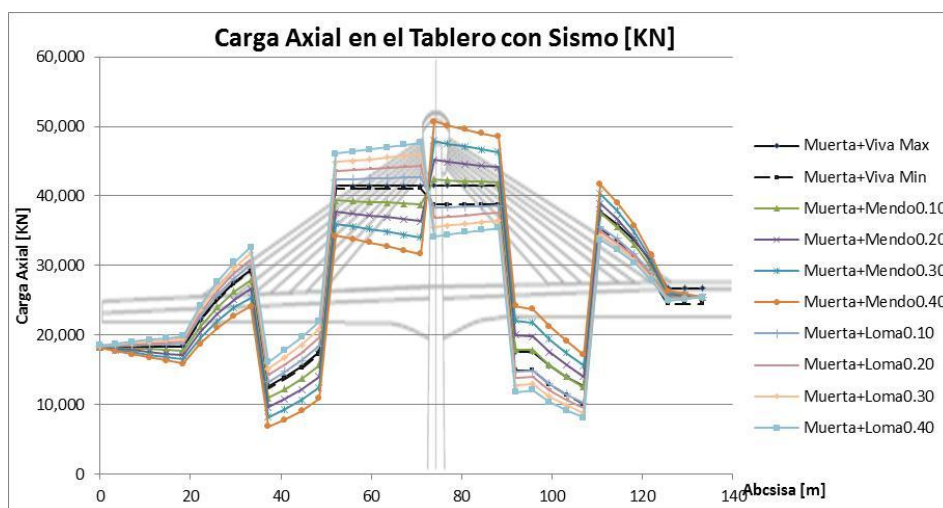
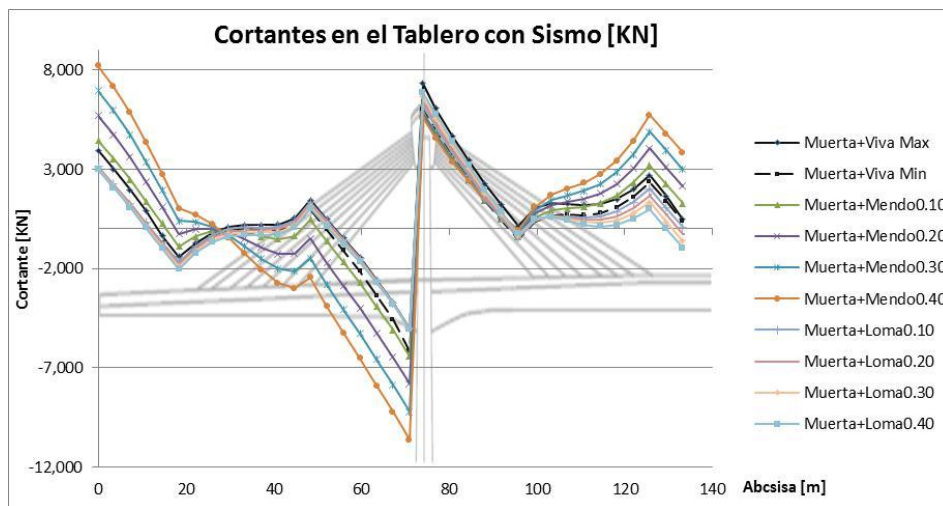


Y se muestran los diagramas de tensiones del tablero

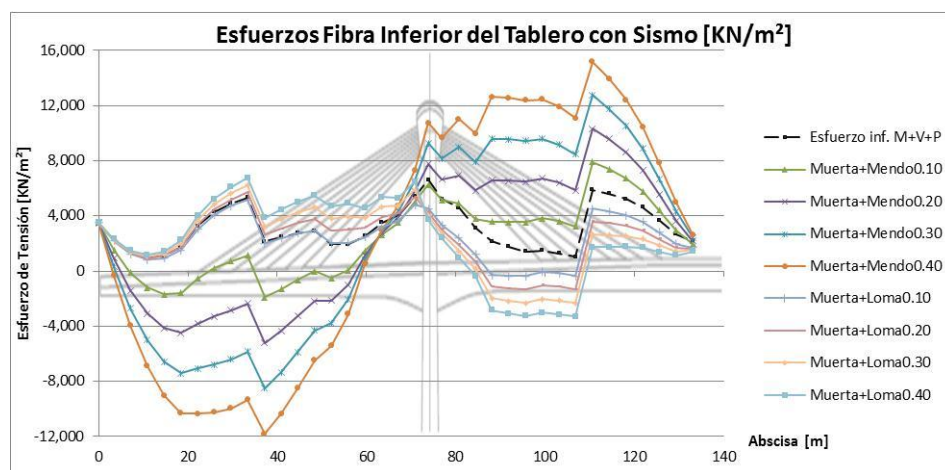
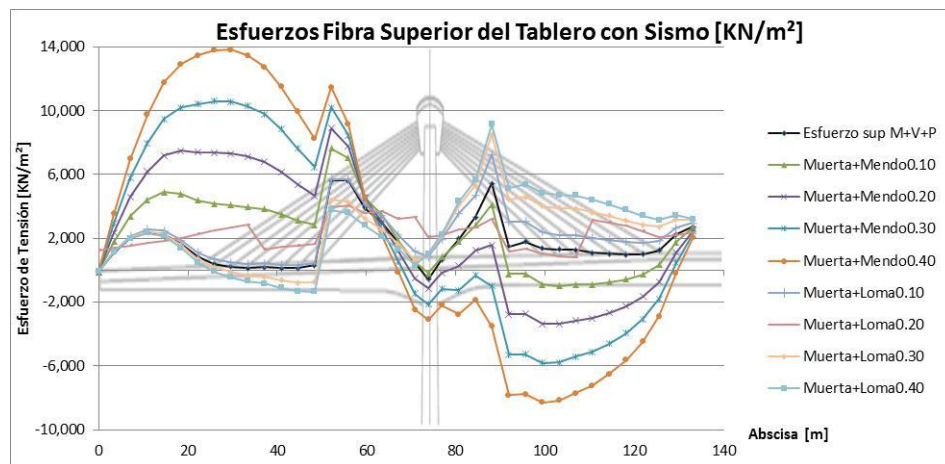


Graficas de fuerzas internas y esfuerzo para el parámetro h_a/h_c

Con relación $h_a/h_c=2.0$ y $H/L=0.20$



Y se muestran los diagramas de tensiones del tablero



3. DESCRIPCIÓN DEL ARCHIVO DE ENTRADA PARA BORREGO DINÁMICO

Archivos necesarios para la compilación del programa de solución de puentes extradosados.

Mcons.for, contiene el código completo con todas las subrutinas en Fortran 77 para la solución de puentes extradosados

Master.ini, declara la forma de correr el programa, por pantalla o automático

Master.dat, declara variables para correr el programa automáticamente, como tipo de solución y nombre del archivo de entrada.

Common.pg1, Common1.pg1 incluye y declara variables globales.

“NOMBRE”. Archivo con los datos de entrada de la estructura a resolver. Este archivo incluye datos geométricos, material, cargas, etc.

“SISMO.txt” contiene los datos de la fuerza sísmica para la solución de la ecuación dinámica.

Los datos en azul no hacen parte del archivo

Análisis del puente odawara [kN-m]. [Titulo del proyecto](#)

290 353 6 9 5 500.0E+00 [Nodos, Elementos, Restricciones, Materiales secciones, Hipótesis de Carga, Tolerancia de A. geométrico](#)

1 0.000000 0.000000 0.000000 [Lee los i nodos de los j coordenadas](#)

2 3.400000 0.000000 0.000000

3 7.150000 0.000000 0.000000

4 10.900000 0.000000 0.000000

5 14.650000 0.000000 0.000000

...

287 258.900000 0.000000 0.000000

288 262.650000 0.000000 0.000000

289 266.400000 0.000000 0.000000

290 269.800000 0.000000 0.000000

[Lee los n materiales las j propiedades del material](#) Número del material, modulo de Young, Modulo de Poisson, Área de la Barra, Área reducida de cortante según el eje local Y, Área reducida de cortante según el eje local Z, Modulo de rigidez a la torsión, Inercia de la barra al eje Y, Inercia de la barra al eje Z, Fibra más alejada del C.G según el eje Y, Fibra más alejada del C.G según el eje Z, Dimensión según eje Y local (Sección rectangular), Dimensión según eje Z local (Sección rectangular).

1 29434160 0.2 10.9130 8.50621 3.297706 24.581577
149.826285 7.783172 1.1141 6.5 2.20 13.0

2	29434160	0.2	12.8018	9.699785	4.489778	45.181841
172.11238	15.395066	1.4753	6.5	2.85	13.0	
3	29434160	0.2	14.7868	10.92261	5.886753	71.877532
193.86232	26.419126	1.8491	6.5	3.50	13.0	
4	29434160	0.2	11.160	7.08123	8.332123	34.414701
19.882801	18.504601	2.25	1.95	4.50	2.80	
5	29434160	0.2	9.2939	5.987101	6.898301	22.643401
12.079501	12.638001	2.05	2.06	4.10	3.75	
6	29434160	0.2	7.5032	4.989001	5.537501	13.572801
6.716701	8.176601	1.85	1.67	3.70	3.11	
7	29434160	0.2	5.8966	4.206001	4.405601	7.513201
3.499401	4.790201	1.65	1.28	3.30	2.56	
8	29434160	0.2	2.700	91.545701	2.261305	22.120901
3.164101	4.100401	1.4753	1.875	2.85	3.75	
9	196500000	0.01	0.0020727	1.865E-03	1.865E-03	6.837E-07
3.419E-07	3.419E-07	0.025	0.025	0.051	0.051	

Lee las conexiones de cada barra Número del elemento, Nodo Inicial, Nodo Final, Número del Material, Angulo de la barra desde el nudo Inicial al Final

1	1	2	1	0
2	2	3	1	0
3	3	4	1	0
4	4	5	1	0
5	5	6	1	0
347	283	284	8	0
348	283	285	1	0
349	285	286	1	0
350	286	287	1	0
351	287	288	1	0
352	288	289	1	0
353	289	290	1	0

Condiciones de Contorno en coordenadas globales. Se arma el vector de restricciones y el vector de desplazamientos.

```

1  0  0.0  1  0.0  1  0.0  0  0.0  0.0  0.0  0  0.0
69 1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0
76 1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0
210 1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0
217 1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0  1  0.0
290 0  0.0  1  0.0  1  0.0  0  0.0  0.0  0.0  0  0.0

```

1 4 números de cargas por hipótesis, se lee la variable NLOAD

Cargas distribuidas, deformaciones y curvaturas.

Lee parámetros de la carga jload

Eload(jload,1,hipo)=carga repartida según eje y local

Eload(jload,2,hipo)=carga repartida según eje z local

Eload(jload,3,hipo)=deformación impuesta según eje x local

Eload(jload,4,hipo)=curvatura impuesta según plano x-y local

Eload(jload,5,hipo)=curvatura impuesta según plano x-z local

Eload(jload,6,hipo)=carga repartida según eje y global

Ltype(hipo,jelem,iload)=número del tipo de carga repartida actuando sobre la barra

Ltype(hipo,jelem,nload(hipo)+1)=número total de cargas actuando sobre la barra

```

1 0 0 0 0 0 -257.1442207

```

1

2

3

...

352

353

0 Para terminar la lectura de la 1ra carga se debe terminar con un cero

```

2 0 0 0 0 0 -301.6488134

```

65

67

114

116

238

```

240
287
289
0
3 0 0 0 0 0 -348.4213684
80
84
97
...
274
0
4 0 0 0 0 0 -0.005
15
16
20
...
334
338
339
0
2 1
1 0 0 0 0 0 -22.3592
1
2
3
...
349
350
351
352

```

```

353
0
3 1
1 0 0 0 0 0 -22.3592
1
2
3
4
...
351
352
353
0
4 1
1 0 0 0 0 0 -22.3592
1
2
....
352
353
0
5 1
1 0 0 0 0 0 -22.3592
97
101
114
...
253
257
0

```

Cargas puntuales

69

0 -2629.6419 0 0 0 0

76

0 -2629.6419 0 0 0 0

210

0 -2629.6419 0 0 0 0

...

276

0 -9.51675 0 0 0 0

...

255

0 -5.78651 0 0 0 0

0

68

0 -235.36 0 0 0 0

82

0 -235.36 0 0 0 0

0

209

0 -235.36 0 0 0 0

223

0 -235.36 0 0 0 0

0

5

0 -235.36 0 0 0 0

286

0 -235.36 0 0 0 0

0

145

0 -235.36 0 0 0 0

0

Para terminar la lectura de cargas puntuales se debe terminar con un cero

Lectura de las cargas que se convierten en masas

Hipótesis número de cargas a convertir

Número de las hipótesis a convertir

1 4

1

2

3

4

0 0

Si hay hipótesis cero no entra o se sale del ciclo

Masas puntuales asignadas.

70 245.6985 245.6985 245.6985 0 0 0

77 245.6985 245.6985 245.6985 0 0 0

211 245.6985 245.6985 245.6985 0 0 0

218 245.6985 245.6985 245.6985 0 0 0

71 170.1868 170.1868 170.1868 0 0 0

...

253 0.5900 0.5900 0.5900 0 0 0

255 0.5900 0.5900 0.5900 0 0 0

0 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00

Si aparece el nodo como cero y masas cero se sale del ciclo de lectura

Lectura de la carga dinámica. Número de acelerogramas, Nodo de verificación para deslizamientos máximos, número de modos a considerar en la matriz de amortiguamiento

8 74 1 3

Nombre del sismo número de filas, número de columnas, separación de los datos tiempo de los datos

mendocino0.10.txt 132.0 8.0 0.0100E-00 10.56E+00

mendocino0.20.txt 132.0 8.0 0.0100E-00 10.56E+00

mendocino0.30.txt 132.0 8.0 0.0100E-00 10.56E+00

mendocino0.40.txt 132.0 8.0 0.0100E-00 10.56E+00
loma0.10.txt 39.0 8.0 0.0150E-00 4.68E+00
loma0.20.txt 39.0 8.0 0.0150E-00 4.68E+00
loma0.30.txt 39.0 8.0 0.0150E-00 4.68E+00
loma0.40.txt 39.0 8.0 0.0150E-00 4.68E+00

Sentido del análisis sísmico

1 0 0 0 0 0
1 0 0 0 0 0
1 0 0 0 0 0
1 0 0 0 0 0
1 0 0 0 0 0
1 0 0 0 0 0
1 0 0 0 0 0
1 0 0 0 0 0