

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**Sistema MK: Influencia de las conexiones en el
comportamiento de estructuras temporales**

Por:

Bastián Enrique Ahumada Zamora

**Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil.**

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez

Diciembre, 2020

*Dedicado a mis padres, abuelos y polola
En memoria a mi bisabuela Elcira López López*

AGRADECIMIENTOS

A mi profesor guía Alejandro Morales Gómez, por todo el conocimiento entregado durante todo este proceso, la paciencia, la motivación, el compromiso, la buena voluntad, la disponibilidad, la confianza al elegirme en sus asignaturas como ayudante durante tres años y por haber contribuido en gran parte de mi formación como Ingeniero Civil, si bien él es el director de la carrera, siempre tenía espacio y tiempo para escuchar mis dudas respecto a ciertas asignaturas, más aún, las relacionadas con el taller de título. También agradecer a la profesora Yerel Morales y al profesor Juan Carlos González quienes aportaron en gran medida en mi desarrollo universitario con su buena disposición y voluntad al momento de resolver dudas, siendo que muchas veces no estaban relacionadas con sus asignaturas. Asimismo, a todos los profesores de la escuela, que han sido parte de mi formación como Ingeniero Civil.

A los Ingenieros Civiles de Ulma Construction, Gabriel Silva, Cesar Guerrero Y Juan Urrutia, quienes me dieron la confianza de realizar la práctica profesional en dicha empresa, es más, me hicieron entrega del tema para el taller de título. Gracias por la paciencia, motivación y disponibilidad que me entregaron a lo largo de la realización del presente trabajo.

A mis padres Julia Zamora Madrid y Juan Ahumada Aguilera, por ser los pilares fundamentales a lo largo de mi vida, ya que siempre me han apoyado en todas las decisiones tomadas y fueron los que se esforzaron para que yo pudiera llegar a estudiar una carrera como esta, ya sea apoyándome en los estudios desde la escuela como también en la parte económica. Además, siempre me han apoyado anímicamente cuando he pasado por momentos complicados, me han aconsejado en cada mala decisión tomada, por esto y mucho más, me han hecho ser una mejor persona.

A mi polola Camila Orellana que siempre me ha estado apoyando en todo lo que necesito a lo largo de mi formación, facilitándome la vida universitaria y haciendo más amenas situaciones complicadas que ocurrieron en el tiempo que estuve en la universidad. Gracias por el amor y las sonrisas que me entregó día a día.

A mis abuelos, quienes son mis segundos padres, ya que han estado conmigo en todo momento, me han cuidado, regaloneado, consentido, entre muchas otras cosas. Gracias por todo el cariño que me entregan día a día.

A mis amigos M.C, J.L, J.G, G.T, J.S, G.C y V.T quienes fueron parte importante de este proceso, por el apoyo incondicional, las risas, las tardes de estudio, en general, muchas gracias por todos los buenos momentos.

ÍNDICE

CAPITULO I.....	10
1. INTRODUCCIÓN.....	10
1.1. OBJETIVOS.....	12
1.1.1. OBJETIVOS GENERALES.....	12
1.1.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	12
CAPITULO II.....	13
2. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA.....	13
2.1. ESTUDIOS Y ENSAYOS EXPERIMENTALES.....	13
2.1.1. Kitipornchai, Bermani & Peyrot [3].....	13
2.1.2. Castro Olguin [4].....	15
2.1.3. T. Bart Quimby [1].....	17
2.1.4. Gorenc, Tonyou & Syam [5].....	19
2.1.5. Liu, Zhan, Pu, Zhang & Xiu [6].....	20
2.1.6. Liyang & Bocchini [7].....	22
CAPITULO III.....	26
3. ESTRUCTURAS ANALIZADAS.....	26
3.1. CIMBRA MK.....	26
3.2. PUENTE PASO CAMIÓN.....	28
3.3. DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	30
3.3.1. RIOSTRA MK.....	30
3.1.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPLEMENTARIOS.....	32
CAPITULO IV.....	35
4. ASPECTOS DE LA MODELACIÓN Y CASOS DE ESTUDIO.....	35
4.1. CIMBRA MK.....	37
4.1.1. ANÁLISIS ELÁSTICO CONVENCIONAL.....	37
4.1.2. ANÁLISIS DE NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA.....	47
4.2. PUENTE CAMIÓN.....	52
4.2.1. ANÁLISIS ELASTICO CONVENCIONAL.....	52
4.3. ANALISIS NO LINEAL.....	62
4.3.1. PUENTE CAMIÓN.....	62
4.3.2. CIMBRA MK.....	81
4.4. COMPARACIONES Y COMENTARIOS: PUENTE CAMIÓN.....	87
4.4.1. ANÁLISIS ELÁSTICO V/S ANÁLISIS NO LINEAL.....	87
4.5. COMPARACIONES Y COMENTARIOS: CIMBRA MK.....	90
4.5.1. ANALISIS ELASTICO CONVENCIONAL V/S NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA. ...	90

4.5.2. ANALISIS ELASTICO CONVENCIONAL V/S ANALISIS NO LINEAL	94
CAPITULO V	95
5. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	95
6. REFERENCIAS	96
7. ANEXOS.....	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Diagrama de flujo del trabajo propuesto.....	11
Figura 2.1: Modelación idealizada de deslizamiento de pernos [3].....	14
Figura 2.2: Curva carga-deformación para enrejado con doble diagonal.....	14
Figura 2.3: Conexión apernada utilizada para el estudio, aplicando una carga a tracción[4].....	15
Figura 2.4: Curva carga-deformación para las probetas con diferentes métodos de perforación [4].....	16
Figura 2.5: Modelo de conexión apernada utilizada para el análisis [1].	17
Figura 2.6: Curva de carga-deformación del perno [1]	17
Figura 2.7: Distribución de carga de pernos sometidos a cortante[1].....	18
Figura 2.8: Modos característicos de transferencia de cargas. a) corte y deslizamiento de pernos, b) modo o agarre por fricción.....	19
Figura 2.9: Curva carga-deformación de pernos estructurales. Slip load 1 (Carga de deslizamiento 1) aplica a pernos de alta resistencia. Slip load 2 (Carga de deslizamiento 2) aplica a pernos muy apretados[5].....	19
Figura 2.10: Diagrama estructural de la conexión. Vista detallada de los elementos que la componen[6].	20
Figura 2.11: Comparación de la curva histórica de carga-deformación en el extremo de la viga. a) Comportamiento de S3-N. b) Comportamiento de S4-N [6].....	21
Figura 2.12: a) Regla de histéresis para la conexión. b) Diagramas de cuerpo libre para cada etapa.[7].....	22
Figura 2.13: Carga cíclica aplicada al modelo de análisis[7].	24
Figura 2.14: Comparación de resultados entre ambas modelaciones bajo cargas cíclicas.	25
Figura 3.1: Cimbra utilizada para soportar cargas durante el moldaje de cabezal de hormigón armado (Vista frontal).	26
Figura 3.2: a) Vista en corte de cimbra. b) Foto de cimbra montada en el lugar [Costersía de ULMA Construction].....	27
Figura 3.3: a) Eje principal de Puente Maria Skłowska-Curie, Varsovia, Polonia. b) Tensor E, elemento que brinda estabilidad a la estructura. [Fotos gentileza de ULMA Construction].....	27
Figura 3.4: Puente paso camión [Fotos gentileza de ULMA Construction].....	28
Figura 3.5: Camión tipo que se moverá sobre el puente[12].	28
Figura 3.6: Vista lateral puente paso camión.	29
Figura 3.7: Vista frontal puente paso camión.	29
Figura 3.8: Estructura articulada compuesta principalmente por Riostra MK.	30
Figura 3.9: Riostra MK (Doble UPN-120). [Foto gentileza de ULMA Construction].	30
Figura 3.10: a) Ejes coordenados de la sección transversal. b) Dimensiones de la sección transversal.	31
Figura 3.11: Montantes y Diagonales que componen la Cimbra MK.	32
Figura 3.12: Tensor E en estructura compuesta por Riostras MK. [Foto gentileza de ULMA Construction].....	33
Figura 3.13: Puntales T-60[13].	34
Figura 4.1: Ilustración del método de áreas tributarias para la obtención de cargas provenientes del cabezal.	37
Figura 4.2: a) Numeración de los puntales. b) Valor de las cargas obtenidas mediante el método de áreas tributarias. c) Aplicación de las cargas a la estructura.	38
Figura 4.3: Esquema de las particularidades incorporadas al modelo, con el fin de agregar cargas sísmicas.....	39
Figura 4.4: Esfuerzos axiales de los elementos estructurales comparados con la curva de elasticidad de pandeo para cargas gravitacionales.	43

Figura 4.5: Verificación del diseño de la Cimbra MK, considerando un análisis con cargas gravitacionales. (Mediante versión estudiantil SAP2000).....	44
Figura 4.6: Comprobación de un elemento que aparece con un factor de utilización mayor a "1".	44
Figura 4.7: Esfuerzos axiales de los elementos, comparados con la curva de elasticidad de pandeo para cargas sísmicas.	45
Figura 4.8: Verificación del diseño de la Cimbra MK, considerando en el análisis cargas sísmicas. (Utilizando la versión estudiantil SAP2000).....	46
Figura 4.9: Modelación de cabezal de hormigón armado.	47
Figura 4.10: a) Reacciones obtenidas a partir de la modelación del cabezal. b) Variación de la magnitud de reacciones y cargas que se aplicaran al modelo de la cimbra.....	48
Figura 4.11: Elementos incorporados al modelo para la realización del Análisis No Lineal Geométrico.	49
Figura 4.12: Esfuerzos axiales de los elementos estructurales v/s curva de elasticidad de pandeo considerando: a) Cargas gravitacionales. b) Cargas sísmicas.	50
Figura 4.13: Verificación del diseño de la estructura para el Análisis No Lineal Geométrico. (Utilizando la versión estudiantil SAP2000)	51
Figura 4.14: Modelo de Puente Camión considerando carga móvil.	52
Figura 4.15: Posición crítica del camión: a) Puente Camión en vista longitudinal. b) Modelación en vista longitudinal con esfuerzos axiales máximos.	53
Figura 4.16: a) Modelación adicional (sencilla) con la posición crítica del camión. b) Análisis de línea de influencia respecto al momento flector.....	53
Figura 4.17: Enrejado utilizado para la modelación en dos dimensiones.	54
Figura 4.18: Metodología utilizada para la transferencia de cargas, a) Transferencia de cargas en vista corte transversal, b) Transferencia de carga en la vista longitudinal.	55
Figura 4.19: Transferencia de cargas a los nodos del articulado.....	55
Figura 4.20: Esfuerzos axiales de los elementos v/s Curva de elasticidad de pandeo.	58
Figura 4.21: Diagrama de momento de la viga IN 50x95.8 e IN 25x48.3.	58
Figura 4.22: Diagrama de corte de las vigas IN 50x95.8 e IN 25x48.3.	59
Figura 4.23: Verificación del diseño de Puente Camión. (Utilizando SAP2000 versión estudiantil)	60
Figura 4.24: Puntos de control para el registro de deformaciones.....	61
Figura 4.25: Desplazamiento controlado aplicado al modelo de calibración. [Gentileza de Liyang & Bocchini].....	62
Figura 4.26: Modelo de calibración de regla de histéresis.....	62
Figura 4.27: Regla de histéresis, Concrete Anchor Fastener.....	63
Figura 4.28: Simplificación del comportamiento de la conexión para reflejarlo en la regla de histéresis.	63
Figura 4.29: Comparación entre los resultados obtenidos por Liyang & Bocchini y los resultados de la calibración.	64
Figura 4.30: Propuesta de modelo para cada uno de los elementos que componen la estructura.	65
Figura 4.31: Plano de deslizamiento. [Gentileza de Ulma Construction].....	66
Figura 4.32: Deslizamiento del perno a través del orificio.	67
Figura 4.33: Modelación para el análisis no lineal.	69
Figura 4.34: Carga tipo rampa (pushover) considerando el paso de solo un camión.	69
Figura 4.35: Pushover considerando el paso de 3 camiones en el puente.	70
Figura 4.36: Deslizamiento de las conexiones respecto al coeficiente de fricción. a) $\mu=0.10$. b) $\mu=0.15$. c) $\mu=0.20$. d) $\mu=0.25$. e) $\mu=0.30$. f) $\mu=0.35$	72
Figura 4.37: Conexiones de control para la recopilación de resultados, respecto al comportamiento histeretico	73
Figura 4.38: Comportamiento histerético de las conexiones, carga axial vs deformación. a) Conexión de control N°1(compresión). b) Conexión de control N°2(tracción). c) Conexión de control N°3(compresión).	74
Figura 4.39: Puntos de control para el registro de desplazamientos.....	75

Figura 4.40: Desplazamientos en los puntos de control respecto a los diferentes coeficientes de fricción.	75
Figura 4.41: Comportamiento histeretico considerando el paso de tres camiones, con un coeficiente de fricción $\mu=0.2$	76
Figura 4.42: Comportamiento histeretico hasta antes de los 300 [seg], es decir, previo a la divergencia de resultados	76
Figura 4.43: Modelación no lineal de elementos considerando con pernos sin fricción entre placas.	77
Figura 4.44: Regla de histéresis Bi-Linear Elastic with Gap (IHYST=63).	78
Figura 4.45: Regla de histéresis elástica (IHYST 0).	78
Figura 4.46: Comportamiento histerético de los elementos de control sin considerar la fricción entre placas.	79
Figura 4.47: Desplazamientos verticales no considerando la fricción entre placas.	79
Figura 4.48: Enrejado utilizado para modelación no lineal. a) Vista en corte. b) Vista frontal.	81
Figura 4.49: Asignación del modelo propuesto para los elementos.	82
Figura 4.50: Traslado de cargas provenientes del cabezal a los nodos.	82
Figura 4.51: Forma de la caga aplicada. (Pushover).....	83
Figura 4.52: a) Nodos de control para el registro de desplazamiento. b) Registro de desplazamientos.	84
Figura 4.53: a) Conexiones seleccionadas para obtener el comportamiento histeretico. b) Comportamiento histeretico de los elementos seleccionados.	85
Figura 4.54: Registro de desplazamientos par los diferentes análisis.	87
Figura 4.55: a) Elementos de control. b) Esfuerzos axiales generados por los diferentes análisis.	88
Figura 4.56: Comparación de cargas provenientes del cabezal, calculadas mediante dos métodos diferentes.	90
Figura 4.57: Comparación de esfuerzos axiales obtenidos a partir de los dos análisis realizados.	91
Figura 4.58: Puntales diagonales que sostienen el cabezal de hormigón armado.	92
Figura 4.59: Comparación de esfuerzos axiales del puntal diagonal para ambos análisis.	92
Figura 4.60: Factor de seguridad promedio utilizado para la obtención del esfuerzo admisible en Ulma Construction.....	93
Figura 4.61: Comparación de desplazamientos, análisis elástico vs no lineal.....	94
Figura 0.1: Factores de longitud efectiva "K". [12].....	97
Figura 0.2: Propiedades de la madera utilizada en los tablonces de la Cimbra MK (Coigue).....	98
Figura 0.3: a) Definición de factores para calibrar la regla de histéresis [16]. b) Calibración de la regla de histéresis.....	99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Numero y dimensiones de los experimentos realizados [6].	20
Tabla 2.2: Resumen de las propiedades de los materiales[7].	24
Tabla 2.3: Tamaños típicos de los elementos de cada uno de los ensayos[7].	24
Tabla 3.1: Propiedades geométricas y mecánicas de la Riostra MK (Doble UPN-120).	31
Tabla 4.1: Coeficientes establecidos por la NCh2369Of.2003 para las características del lugar y el tipo de estructura.	40
Tabla 4.2: Influencia de la posición de las ruedas en el puente.	54
Tabla 4.3: Verificación a flexión de las vigas IN 50x95.8 e IN 25x48.3.	59
Tabla 4.4: Verificación a corte de las vigas IN 50x95.8 e IN 25x48.3.	59
Tabla 4.5: Registro de deformaciones máximas en dos puntos de control.	61
Tabla 4.6: Carga de deslizamiento considerando una conexión conformada solamente por un perno.	66
Tabla 4.7: Carga de deslizamiento considerando una conexión conformada por 6 pernos.	67
Tabla 4.8: Rigidez inicial para conexión del sistema MK.	68
Tabla 4.9: Rigidez post-deslizamiento para las diversas longitudes de los elementos.	68
Tabla 4.10: Cargas admisibles a compresiones de conexiones [21]. [Gentileza de Ulma Construction]	77

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

En la industria de la construcción, ya sea de gran o pequeña envergadura, existen cierto tipo de obras con requerimientos arquitectónicos particulares, o bien, están también aquellas donde el proceso constructivo no debe interferir con el entorno, particularmente el tránsito normal y cotidiano de vehículos y peatones. Es en este contexto donde nace la necesidad de contar con estructuras tipo moldaje, cimbras, andamios, pasarelas, etc., todas ellas de carácter temporal, generalmente instaladas hasta que elementos de hormigón armado alcancen una resistencia determinada o que la estructura principal sea autosustentable y/o estable.

En este contexto, el sistema MK consiste en estructuras de carácter temporal compuestas sólo por elementos estándares de gran capacidad de carga, su popularidad radica esencialmente en su capacidad portante y versatilidad, lo que permite su uso en diversas obras de ingeniería. Uno de sus principales elementos es la "Riostra MK" o comúnmente conocida como "perfil Doble UPN", este elemento es modificado para obtener un mayor rango de usos y reducidos de tiempos armado y desarmado de las estructuras que lo contienen. La versatilidad del sistema MK se debe en gran medida al mecanismo de conexión que posee, que permite unir las riostras a otras en distintas direcciones, con distintas inclinaciones, obteniendo a la vez elementos de diversas longitudes

La empresa *ULMA Construction*, de origen español, aunque actualmente presente en muchos países (principalmente americanos), se dedica al análisis, diseño y distribución de estructuras temporales de moldajes y andamios. En sus orígenes todas las estructuras enrejadas proyectadas por la empresa eran analizadas bajo las hipótesis de conexiones rígidas, con modelos tipo barra (rotulados en sus extremos) cuya transferencia de esfuerzos era principalmente axial ¹. Otro aspecto relevante es que no se consideraban las demandas sísmicas, dado el carácter temporal de las estructuras. Sin embargo, en México y otros países ocurrieron eventos sísmicos importantes que ocasionaron accidentes, en algunos casos fatales ¹.

Las situaciones expuestas previamente provocaron variados cuestionamientos de la comunidad profesional, se observó, por ejemplo, que las estructuras de grandes luces presentaban excesivas deformaciones iniciales sólo producto del peso propio en ausencia de las cargas de servicio ¹. Luego de diversos estudios realizados al interior de ULMA, se llegó a la conclusión de que el principal problema radica en las conexiones, específicamente en los orificios de las riostras del sistema MK cuyos diámetros son relativamente mayores al diámetro de los pasadores y/o pernos.

De este modo, la motivación principal de este trabajo es cuantificar la influencia que tiene, en el diseño y desempeño de las estructuras temporales, la inclusión de las variables expuestas previamente en relación con la conexión. Por otra parte, es fundamental entender el mecanismo (transferencia de esfuerzos), la relación fuerza-deformación y, en general, la respuesta de este tipo de conexiones. Algunas luces respecto a este tema se encuentran en [1] donde se describe el mecanismo por el cual la conexión transfiere carga, sin embargo, este comportamiento de la conexión se produce si el movimiento de la estructura es solo en un solo sentido (solo tracción en este caso). Sin embargo, en este trabajo se espera obtener la respuesta para cuando el elemento se encuentra sometido tanto a tracción como a compresión.

¹ Información transferida oralmente por ingenieros civiles de Ulma Construction Chile.

Para abordar y obtener los resultados esperados, se desarrolla un modelo histerético, implementándolo en el programa de análisis estructural llamado Ruaumoko2D [2]. El comportamiento de carga-deformación de la unión se modela analíticamente y el modelo es aplicable a cualquiera de los elementos que se encuentren conectados en una estructura compuesta por el sistema MK.

En definitiva, se espera cuantificar, a partir de los casos analizados, la subestimación de desplazamientos estáticos y la variación de los esfuerzos (y deformaciones) al considerar la conexión en los diversos modelos. Los resultados obtenidos deberían orientar las decisiones de los profesionales a cargo del análisis de estructuras con el sistema MK, entendiendo las limitaciones de los resultados obtenidos a partir de análisis convencionales, los cuales serán implementados en la versión educacional del programa SAP2000. El enfoque de este trabajo consta de diversas partes y su diagrama de flujo se presenta en la Figura 1.1.

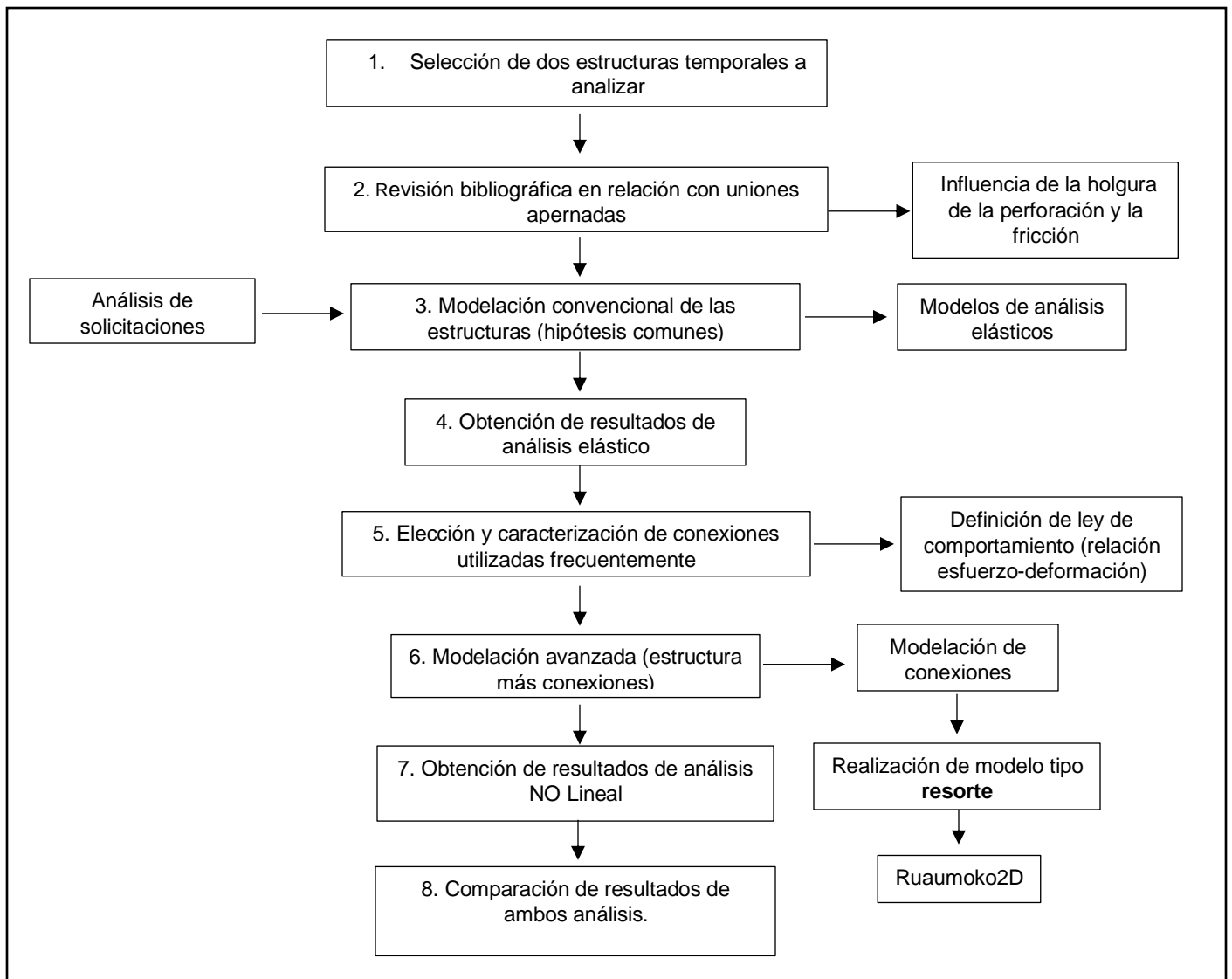


Figura 1.1: Diagrama de flujo del trabajo propuesto.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVOS GENERALES

Estudiar el desempeño de estructuras temporales (Sistema MK) usadas en el montaje de estructuras, considerando la modelación de las conexiones y las variables que influyen en su comportamiento. Además, incluir las demandas sísmicas en los análisis.

1.1.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Modelar dos estructuras temporales usando las hipótesis de análisis actuales, es decir, conexiones rígidas y elementos tipo barra (sin restricción al giro en los extremos) trabajando axialmente.
2. Modelar a través de macroelementos (resortes con leyes histeréticas) las conexiones de la estructura. Comparar el comportamiento obtenido con la información disponible en la literatura.
3. Modelar las estructuras, considerando la conexión y su comportamiento cíclico particular.
4. Evaluar el desempeño de las estructuras a través de análisis no-lineal tiempo-historia usando registros de aceleraciones representativos de sismos chilenos.

CAPITULO II

2. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA

En este capítulo se presenta la revisión bibliográfica considerada en este trabajo, con el fin de analizar y estudiar estructuras temporales. Esta revisión se focaliza en cómo influyen los orificios (diámetro, holgura, posición, etc) de las conexiones apernadas al ser sometidas a solicitaciones sísmicas, además de sobrecargas de uso. El objetivo es poder determinar los parámetros y propiedades que permitan definir un modelo analítico del comportamiento de la conexión, de fácil y eficiente implementación para ser incluido en el modelo de la estructura completa.

2.1. ESTUDIOS Y ENSAYOS EXPERIMENTALES

Diversos autores han realizado estudios y ensayos experimentales relacionados con conexiones de acero apernadas para determinar su comportamiento respecto a la influencia de orificio-perno, algunos de estos son: Kitipornchai, Bermani & Peyrot [3], Castro, Olguin [4], T. Bart Quimby [1], Gorenc, Tonyou & Syam [5], Liu, Zhan, Pu, Zhang & Xiu [6], Liyang & Bocchini [7], entre otros. Estos autores realizaron diversos tipos de ensayos, con diferentes modelaciones, consideraciones y tipos de carga asignadas a una conexión metálica.

2.1.1. Kitipornchai, Bermani & Peyrot [3]

Los autores mencionan que el deslizamiento de los pernos ocurre comúnmente en las estructuras, ya que la mayoría de los agujeros de la conexión están sobredimensionados para proporcionar algún tipo de tolerancia, es decir, permitiendo que los pernos puedan deslizarse de forma gradual o a un nivel de carga especificado. Por otro lado, explican que el deslizamiento real de los pernos es una función de parámetros como la carga estructural, la mano de obra y las propiedades constitutivas de los pernos y las conexiones, incluyendo, por ejemplo, la corrosión, la naturaleza de las superficies de la hendidura y el torque de apriete en los pernos. Por este motivo es que se debe realizar una modelación simplificada abarcando la mayor cantidad de causales.

En este documento se investiga teóricamente el efecto de dos modelos idealizados con deslizamiento de pernos en las respuestas a la deflexión y a la resistencia final de las estructuras, siendo la principal finalidad encontrar algunas luces respecto al comportamiento no lineal de las conexiones apernadas, debido a que los tipos de modelaciones son diversas y el comportamiento no es preciso, por ejemplo, si se incorpora el deslizamiento de los pernos, este puede ser tan grande como la deformación elástica de los miembros conectados. A continuación, se presentan dos modelos idealizados.

Modelo 1: En los extremos de un miembro, ya sea bajo tracción o compresión, se deslizan uno respecto al otro, luego de superar la carga que proporciona este movimiento. La longitud del miembro después del deslizamiento puede expresarse para un miembro en tracción:

$$\bar{L} = L - \Delta_s$$

Por otro lado, para un miembro en compresión

$$\bar{L} = L + \Delta_s$$

Donde:

L y \bar{L} = son las longitudes del miembro antes y después del deslizamiento

Δ_s = deslizamiento del perno.

Modelo 2: Propone que el deslizamiento es un proceso continuo desde el inicio de la carga. Además, al incrementar la carga, si la deformación axial de la barra es Δ , se asume que el deslizamiento incremental es Δ_s .

$$\Delta_s = \Delta(v - v^m) \quad , \quad \text{con} \quad v = \frac{P}{P_s} * \frac{1}{[1 + (\frac{P}{P_s})^n]}^{1/n}$$

Donde:

P = es la carga axial aplicada al miembro.

P_s = Carga de deslizamiento.

m y n = son factores que dependen de la cantidad de deslizamiento esperado.

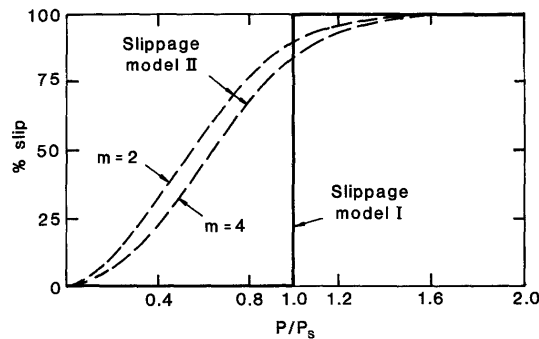


Figura 2.1: Modelación idealizada de deslizamiento de pernos [3].

A partir de la Figura 2.1, para el modelo 1, cuando la carga axial alcanza el valor de P_s , se genera una meseta, es decir, no ocurre incremento de carga, produciendo que la longitud del elemento se modifique debido al deslizamiento de la conexión. Por otro lado, cuando se analiza el modelo 2, a medida que va aumentando la carga, desde un comienzo, se va produciendo poco a poco el deslizamiento, por lo que, la deformación del elemento se obtiene a partir de la componente axial y deslizamiento.

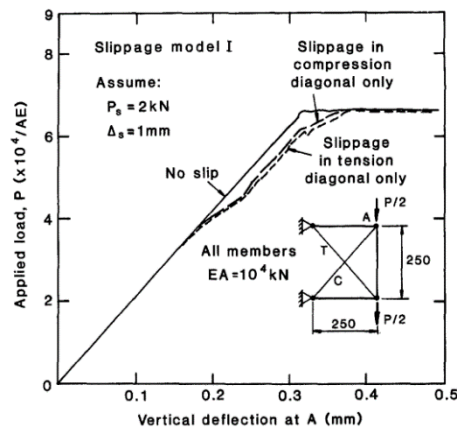


Figura 2.2: Curva carga-deformación para enrejado con doble diagonal.

En Figura 2.2, se comparan tres curvas diferentes, las cuales están relacionadas con los tres tipos de deslizamiento presentados en la Figura 2.1. Estos resultados ilustran que, si bien la desviación puede estar influida por el deslizamiento de los pernos, la carga axial en la parte final de la curva permanece relativamente inalterada. Cabe destacar que los autores de este documento abarcaron solamente dos fases: el comportamiento de la conexión en la fase previa al deslizamiento y cuando ocurre dicho fenómeno. Las fases posteriores si bien no fueron estudiadas por estos autores, existen otros que si lo hicieron, los cuales se presentarán en los siguientes documentos bibliográficos.

2.1.2. Castro Olguin [4]

Este estudio busca encontrar la influencia del corte térmico, utilizando un método de corte por plasma en las perforaciones de las conexiones metálicas. Este método consiste en fundir y calentar el acero a una temperatura específica utilizando un gas ionizado (Plasma), que luego de la fusión, expulsa el material fundido. Este proceso se logra produciendo un arco eléctrico estrecho a través de la boquilla del soplete en una sección muy pequeña para adquirir la propiedad de cortar y generar la perforación donde irá el perno.

Para este estudio se utilizaron probetas compuestas por dos placas de acero ASTM A36 y un perno de calidad ASTM A325 (se utilizó esta calidad de material debido que ambos son unos de los más frecuentes en Chile). En este estudio se consideraron cargas estáticas de tracción, con la finalidad de realizar comparaciones con métodos convencionales de perforación mecánica, como lo son el punzonado y el taladrado. Se realizaron siete tipos de ensayos en los cuales se trató de mantener las mismas condiciones, exceptuando el acabado del agujero. Un esquema del tipo de ensayo realizado es el que se muestra en la Figura 2.3.

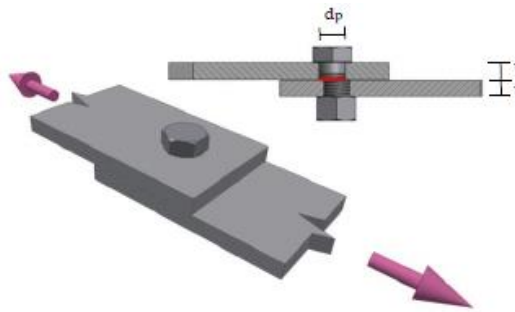


Figura 2.3: Conexión apernada utilizada para el estudio, aplicando una carga a tracción[4].

Como el propósito principal de este trabajo es estudiar el comportamiento de las conexiones debido a diversos tipos de perforaciones, en su desarrollo focaliza la atención cuando la carga mostrada en las curvas de la Figura 2.4 supera las 2 [Tonf], debido que las probetas previo a esta carga no presentan deformaciones representativas que permitan observar el fenómeno que desean estudiar, es decir, la forma que utilizan para perforar los agujeros de la conexión. Tal observación radica principalmente en las holguras que poseen las perforaciones permitiendo que el perno se deslice hasta llegar a la pared del agujero donde comienza a tomar carga nuevamente. Lo mencionado anteriormente se puede observar en la siguiente gráfica.

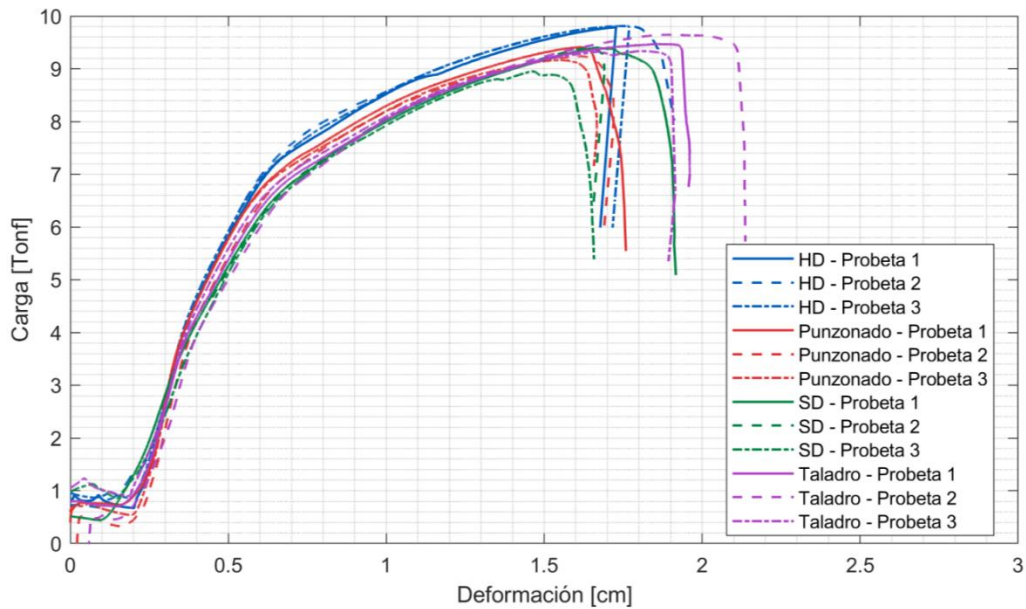


Figura 2.4: Curva carga-deformación para las probetas con diferentes métodos de perforación [4]

A partir de la Figura 2.4, se puede notar que en un comienzo la curva sube de manera abrupta, es decir, la conexión metálica comienza a tomar carga debido a la fuerza de apriete que se aplica cuando se instala el perno. Este comportamiento se mantiene hasta llegar a un punto donde el apriete del perno no resiste la carga a tracción aplicada a las placas, quedando expuesto a un deslizamiento. El movimiento del perno, también llamado deslizamiento (Slip), se traduce en una meseta en la curva, es decir, la conexión no toma carga mientras el perno se desliza a través del orificio. Tal comportamiento se genera previo a las 2 [Tonf]. Esta conducta es precisamente la influencia de la holgura respecto del perno y como contribuye a los desplazamientos de la conexión metálica. Por último, cuando el perno llega a la pared del orificio, comienza a tomar carga nuevamente con la misma magnitud que terminó la meseta, pero con menor rigidez que antes del deslizamiento, esto se ve reflejado en la pendiente de la curva luego de la meseta. En resumen, las perforaciones se realizaron mediante diversas metodologías, no obstante, en todas se puede apreciar el mismo comportamiento en el comienzo de las curvas, es decir, un deslizamiento producido por la presencia de holguras en la conexión.

2.1.3. T. Bart Quimby [1]

A partir de lo que menciona el autor en este documento, los pernos que se encuentran en las conexiones generalmente están dispuestos perpendicularmente a la dirección de la carga, por este motivo la principal fuerza que se ejerce en el perno es por cizallamiento o por corte. En la Figura 2.5 se puede apreciar lo mencionado anteriormente.

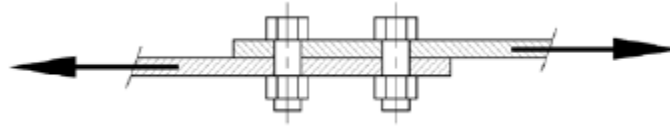


Figura 2.5: Modelo de conexión apertada utilizada para el análisis [1].

En este caso, los pernos se pueden colocar muy apretados o completamente tensados, pero eso no significa que la resistencia de la conexión aumente significativamente, debido que al estar muy apretados o tensados produce que el deslizamiento solamente se retrase. De esta manera, las conexiones llegan a la misma capacidad de carga, es decir, si se compara con una conexión menos apertada, la mayor carga la recibiría posterior al deslizamiento, en cambio una muy apertada la recibirá antes de que se produzca el acomode del perno. Por este motivo, analizan los pernos completamente tensados, considerando que la carga aplicada es perpendicular al eje del perno. El comportamiento de esta conexión se presentará en la Figura 2.6.

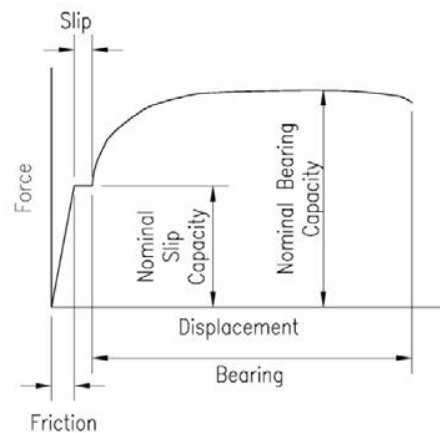


Figura 2.6: Curva de carga-deformación del perno [1]

Para el comportamiento de la conexión reportado por el autor y mostrado en la Figura 2.6, es fundamental entender y analizar con mayor detalle el mecanismo (transferencia de esfuerzos) y la relación fuerza-deformación. Inicialmente, el comportamiento comienza cuando la conexión de acero toma carga producto de la fricción existente entre las placas, producto del aprete del perno. Físicamente, la capacidad de fricción es el resultado de la fuerza normal (N) entre placas, creada por la tensión del perno y la rugosidad de las superficies de contacto (cuantificada por el coeficiente de fricción, μ).

Posteriormente existe el segundo tramo que se refiere a cuando la tracción y compresión llega a la capacidad nominal de deslizamiento entre las dos piezas conectadas, generando el movimiento del perno a través de la holgura en la conexión metálica (slip) hasta que se apoyan los pernos (notar que los diámetros de los pernos son menores que los diámetros de los agujeros, lo que permite que se produzca este deslizamiento), luego la unión comienza a tomar carga nuevamente, debido que el perno llega al otro extremo del orificio, donde ya no se deslizaría, llegando así a la capacidad de carga máxima nominal; la conexión seguiría tomando la misma carga con la que terminó la etapa anterior, y en consecuencia produciendo una deformación del elemento. Un punto importante que destacar, es que en una conexión menos ajustada el deslizamiento se produce con cargas mucho más pequeñas, por lo que la capacidad nominal de deslizamiento es insignificante.

Para el caso que se muestra en la Figura 2.7, se idealiza la distribución de la fuerza como una carga uniformemente distribuida a lo largo del perno. El máximo corte en el perno se produce en la superficie de contacto de las placas conectadas. La capacidad de resistencia del perno, entonces, es la resistencia al corte del perno donde el corte es máximo. Si la fuerza de corte máxima excede la capacidad del perno, entonces el perno experimentará un fallo de corte. La capacidad de cizallamiento del perno puede idealizarse como una tensión de cizallamiento límite basada en el material, multiplicada por el área de la superficie de la falla (es decir, el área de la sección transversal del perno).

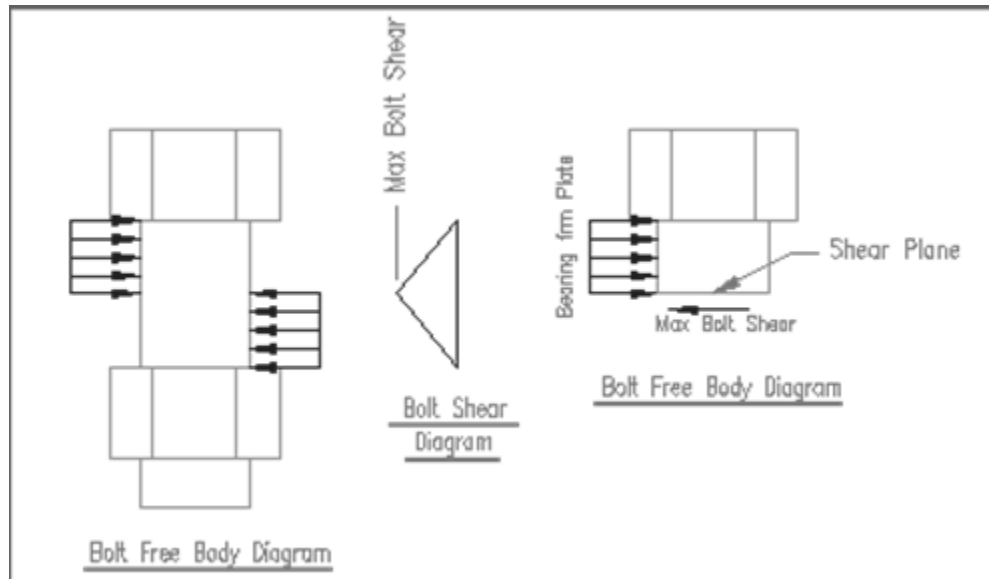


Figura 2.7: Distribución de carga de pernos sometidos a cortante[1].

2.1.4. Gorenc, Tonyou & Syam [5]

De acuerdo con los autores existen dos posibles modos característicos de transferencia de fuerza, los cuales se pueden apreciar en la Figura 2.8.

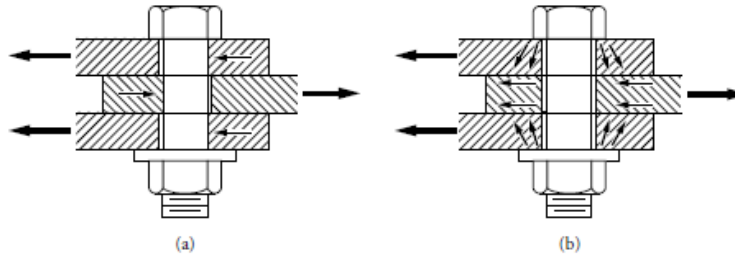


Figura 2.8: Modos característicos de transferencia de cargas. a) corte y deslizamiento de pernos, b) modo o agarre por fricción.

La Figura 2.8(a) es un modo que permite que el perno tome carga deslizándose a través del orificio, hasta llegar a la pared del agujero. Por otro lado, la Figura 2.8(b) presenta otro modo de transferencia de cargas, el cual es llamado modo de fricción o agarre por fricción, tales conexiones están destinadas a no deslizarse bajo cargas límites, es decir, mientras la fuerza sea menor que la resistencia de fricción, no hay deslizamiento y se comporta de manera elástica. A partir de lo que mencionan los autores, existen unos pernos llamados “Pernos de Alta Resistencia” que poseen pequeñas protuberancias, las cuales se introducen en un orificio ligeramente menor para generar un ajuste muy apretado. Estos pernos poseen una alta resistencia a las cargas por corte, impidiendo el deslizamiento a través de la holgura. Una recomendación presentada en este trabajo es utilizar pintura de silicato de zinc, debido que aumenta el coeficiente de fricción.

En este caso, se presenta el comportamiento de pernos para los dos modos presentados anteriormente (Ver Figura 2.9). Para este análisis se utilizaron pernos M20 en la conexión. Se colocaron dichos pernos de tal manera que se produjeran los dos modos, es decir, el de tensión controlada (Tension-controlled), línea continua, y al de agarre por fricción (Snug-right), línea punteada. El comportamiento de ambos modos se podrá observar en la Figura 2.9, donde destaca el tipo de deslizamiento (Slip) que se generaría dependiendo del modo.

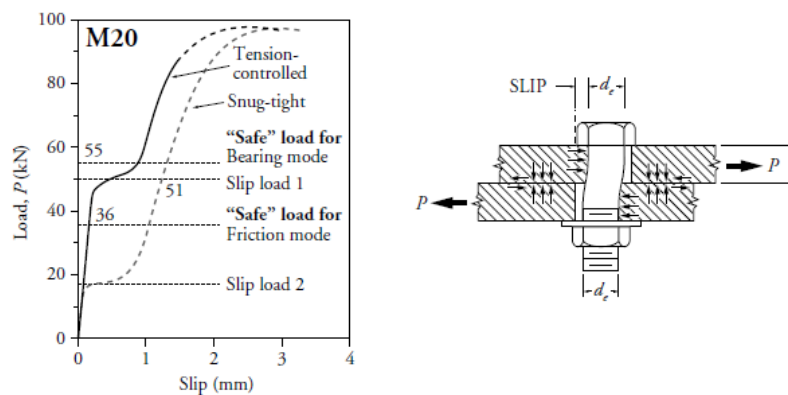


Figura 2.9: Curva carga-deformación de pernos estructurales. Slip load 1 (Carga de deslizamiento 1) aplica a pernos de alta resistencia. Slip load 2 (Carga de deslizamiento 2) aplica a pernos muy apretados[5].

La diferencia recae principalmente en que el mecanismo por fricción (snug-tight) desliza mucho antes durante el proceso de carga. Por lo tanto, la ventaja del modo por tensión controlada, el cual permite que el perno se deslice a medida que se va aplicando la carga, es la rigidez adicional que proporciona sobre los pernos al retrasar el deslizamiento. Además, los autores mencionan que no es recomendable la conexión utilizando el modo por fricción cuando una estructura podría estar sometida a cargas sísmicas, debido que cuando existe inversión de cargas ocurre una transferencia del corte produciendo un movimiento brusco en la conexión generando daños como grietas o aún más las tuercas de los pernos se podrían romper.

2.1.5. Liu, Zhan, Pu, Zhang & Xiu [6]

El estudio realizado por estos autores consiste en una conexión totalmente apernada uniendo una cercha con una columna y dos columnas entre sí, la cual es utilizada en estructuras metálicas prefabricadas de gran altura. El esquema de la estructura en estudio se puede observar en la siguiente figura:

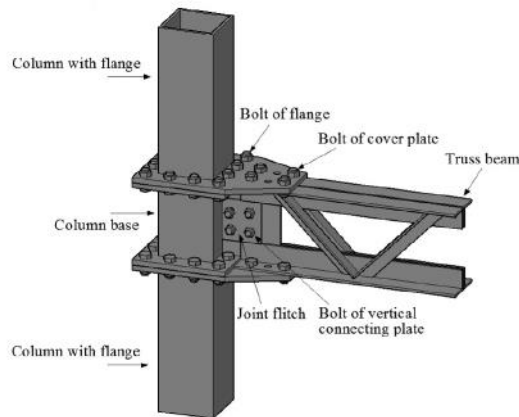


Figura 2.10: Diagrama estructural de la conexión. Vista detallada de los elementos que la componen[6].

Esta estructura se estudió con diversas variaciones en cuanto a diámetros de pernos, a cantidad de pernos y el tipo de carga aplicada, con la finalidad de poder cuantificar y observar el deslizamiento que se produce entre las placas y los miembros que componen la conexión. Asimismo, obtener el desempeño sísmico de la conexión, como también la curva de histéresis, entre otros análisis de importancia. La modelación se realizó considerando pruebas con cargas cíclicas cuasi-estáticas. Lo descrito anteriormente se puede observar en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Numero y dimensiones de los experimentos realizados [6].

Specimen number	Chord members	Web members	Test type	Number of bolts on each chord
S1-N	2L75X8	2L45X6	Quasi-static	8
S2-N	2L75X6	2L45X5	Quasi-static	8
S3-N	2L75X6	2L45X5	Quasi-static	4
S4-N	2L75X8	2L45X6	Quasi-static	4

Luego de la modelación y los estudios experimentales realizados, se obtuvieron las curvas histeréticas para las conexiones caracterizadas por forma de “Z”, atribuible al deslizamiento del o los pernos dentro los agujeros. Estas curvas están compuestas por cuatro etapas: a) etapa elástica, b) etapa de deslizamiento, c) etapa elastoplástica y d) etapa de degradación de la capacidad de carga. Para los especímenes S3-N y S4-N, como los autores definieron este tipo de conexiones, fueron las que mostraron resultados más significativos en cuanto al proceso de carga, la capacidad de disipación de energía y la deformación en la etapa elastoplástica.

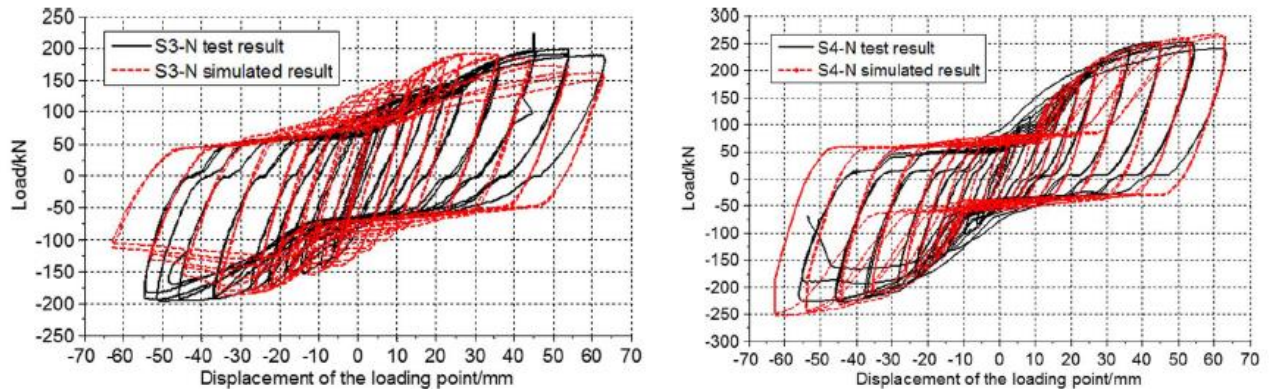


Figura 2.11: Comparación de la curva histórica de carga-deformación en el extremo de la viga. a) Comportamiento de S3-N. b) Comportamiento de S4-N [6].

En ambos casos, la distancia entre el vástago del perno y la pared del agujero era de 2 [mm], por lo que los máximos desplazamientos relativos antes de la plasticidad fueron de esta magnitud. Posteriormente las paredes del agujero del perno comenzaron a soportar cargas de compresión luego de que los deslizamientos se completaron. Este comportamiento dio lugar a la abrasión de la superficie de contacto y a la disminución del coeficiente de fricción, esto genera que la placa se adelgace, disminuyendo así la tensión del perno. Por último, en la etapa elastoplástica y en la de degradación de energía, la distancia de deslizamiento era mayores a 2 [mm], lo cual fue debido a que los agujeros cedieron, produciendo una deformación de estos.

2.1.6. Liyang & Bocchini [7]

En este estudio, realizan un análisis de conexiones de acero, compuestas por solamente un perno. Este tipo de conexiones son frecuentes en torres de líneas eléctricas (transmisión), debido a su bajo costo y facilidad de construcción. Los autores analizan este tipo de estructuras, ya que, han observado que cuando ocurren eventos sísmicos tienen un impacto significativo en su comportamiento histerético, debido que aproximadamente el 90% de la disipación de energía, es producto a la fricción y el mecanismo de deslizamiento. En su análisis consideran el deslizamiento cíclico de la conexión y el alargamiento de los agujeros donde se encuentran los pernos. Además, presentan un nuevo algoritmo para incorporar el modelo de manera analítica considerando todos los aspectos mencionados.

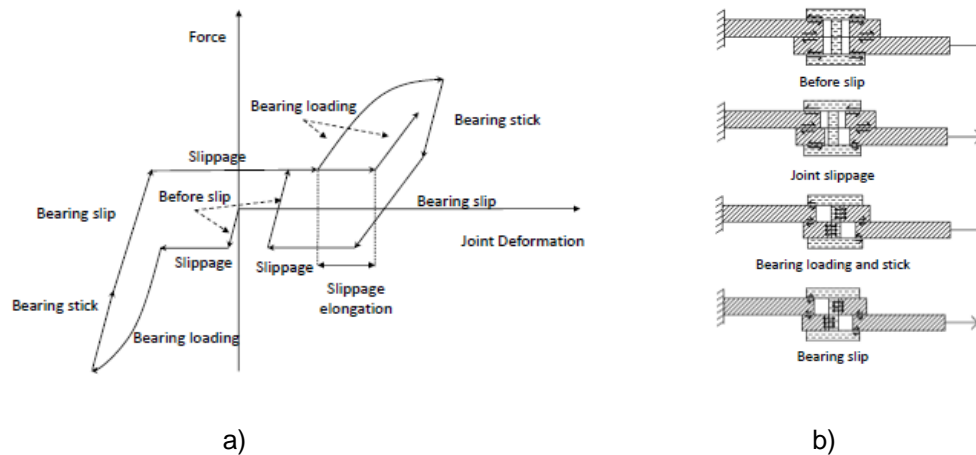


Figura 2.12: a) Regla de histéresis para la conexión. b) Diagramas de cuerpo libre para cada etapa.[7]

En la figura 2.12(a), se presenta la propuesta del comportamiento histerético de una conexión compuesta solamente con un perno. En la Figura 2.12 (b) están representados los diferentes diagramas de cuerpo libre de las conexiones en cada una de las etapas descritas en la curva de histéresis, cuando se encuentra sometida a solicitaciones sísmicas. A continuación, se describirá cada una de las etapas que componen el comportamiento histerético de la conexión metálica.

Antes del deslizamiento (*Before slip*), es la etapa donde la conexión se rige por la fricción estática, es decir, la carga aplicada es transferida por fricción entre las dos superficies de contacto. Los autores mencionan que la deformación en esta fase es elástica lineal de la sección transversal de la placa, por lo que la rigidez se puede aproximar a la rigidez axial de la sección transversal.

$$K_{eb} = \frac{A_{eff} E}{L_{eff}}$$

Donde:

A_{eff} = Área efectiva de la sección efectiva.

L_{eff} = Longitud efectiva.

E = Módulo de elasticidad.

Deslizamiento (*Slip*), esta fase tiene lugar cuando la carga aplicada alcanza el valor de la fricción estática, es decir, ya no puede impedir el movimiento relativo que se genera entre las placas. En esta etapa la carga se mantiene constante (P_{Slip}) y la placa se mueve relativamente al perno en dirección de la carga. Así, la rigidez de la conexión es igual a cero. A continuación, se presenta la fórmula con la que se calcula dicha carga [8].

$$P_{Slip} = \mu m P$$

Donde μ es el coeficiente de fricción, m es el número de planos de deslizamiento y P la fuerza de sujeción del perno

$$P = \frac{T}{K_{Torque} d_b}$$

Para cuantificar el deslizamiento es importante la posición inicial del perno, debido que la distancia de la posición inicial hasta la pared del agujero sería la longitud de la meseta. Por otro lado, si se analiza mediante ciclos histerético, esto pasa a ser irrelevante[7].

Fase de carga (*Bearing loading*), esta fase se produce cuando el vástago del perno llega a la pared del agujero. Las placas continúan moviéndose a medida que la carga aumenta. Cuando el vástago se pone en contacto con la pared del agujero, esta última se convierte en plástico inmediatamente, debido a la concentración de tensiones. La rigidez en esta fase es menor a la de antes del deslizamiento. En su parte final, se genera una deformación no lineal y la conexión puede llegar a su capacidad definitiva con varios modos de falla. La rigidez en esta etapa es la combinación de varias rigideces, como se muestra a continuación.

$$K_{ci} = \frac{1}{\frac{1}{K_{bbr}} + \frac{1}{K_{lbr}} + \frac{1}{K_{eb}} + \frac{1}{K_{btben}} + \frac{1}{K_{btv}}}$$

Donde K_{bbr} y K_{lbr} son las rigideces correspondientes a las placas que están conectadas en la sección donde se encuentra el agujero, K_{eb} la rigidez elástica de la placa a la que se aplica la carga, K_{btben} la rigidez a la flexión y K_{btv} la rigidez al corte. Las fórmulas para obtener los valores de estas rigideces se obtienen a partir de lo establecido por [9].

Posteriormente se produce la **fase de descarga** (*Bearing Stick*), en la cual la fuerza de fricción entre el perno y el agujero comienza nuevamente a dominar, generando que la posición de los pernos respecto a la placa se mantiene inalterada. La deformación del agujero no puede ser recuperada. En esta etapa, como comienza a dominar nuevamente la fricción y comienza a disminuir el desplazamiento de la conexión respecto a la ubicación donde en un comienzo estaba dispuesto el perno, se puede asumir como la rigidez antes del deslizamiento.

Cuando la fuerza de descarga supera la resistencia de fricción en la dirección opuesta se genera la etapa llamada **Bearing Slip**, donde el perno se comienza a alejar de la pared del agujero, es decir, las superficies de contacto ya no se encuentran bloqueadas. Así las placas pueden moverse libremente, pero en dirección opuesta a la primera carga, generando el mismo proceso mencionado anteriormente. Sin embargo, la deformación no lineal del agujero producida en la fase de carga se puede acumular a lo largo de todos los ciclos de carga, dando lugar a un mayor deslizamiento

Luego de todo lo mencionado, se llevó a cabo un estudio considerando todos los hallazgos previos. La metodología que se planteó para desarrollar el modelo histerético de uniones de un solo perno, se aplicó a 10 configuraciones distintas de conexiones, las cuales se diferencian por sus dimensiones. Las propiedades de los elementos y sus características se pueden observar en las Tablas 2.2 y 2.3, respectivamente.

Tabla 2.2: Resumen de las propiedades de los materiales[7].

	Secondary brace (A36)	Main leg (High strength steel)
Young's modulus	200000 MPa (E)	200000 MPa
Yield strength	250 MPa (F_y)	345 MPa (F_{yt})
Poisson Ratio	0.26	0.3
Ultimate strength	415 MPa (F_u)	485 MPa
Ultimate strain	0.2	0.2

Tabla 2.3: Tamaños típicos de los elementos de cada uno de los ensayos[7].

Configurations	Width unit:mm (inches)	Thickness unit:mm (inches)
1	50.8 (2)	3.2 (1/8)
2	50.8 (2)	4.8 (3/16)
3	50.8 (2)	6.4 (1/4)
4	50.8 (2)	7.9 (5/16)
5	63.5 (2 1/2)	4.8 (3/16)
6	63.5 (2 1/2)	6.4 (1/4)
7	63.5 (2 1/2)	7.9 (5/16)
8	76.2 (3)	4.8 (3/16)
9	76.2 (3)	6.4 (1/4)
10	76.2 (3)	7.9 (5/16)

Posteriormente, se desarrolla un modelo en OpenSees sobre la base de una conexión metálica correspondiente a una torre de líneas eléctricas compuestas solamente por un perno. Esta conexión se implementa en el programa como un elemento del tipo Longitud Cero, el cual posee la cualidad de capturar una respuesta conjunta en condiciones de carga dinámica considerando tanto el deslizamiento como también la acumulación de daños. De esta manera, los autores pudieron someter al elemento a una carga cíclica (tiempo-historia). La carga cíclica aplicada al modelo es la que se muestra en la Figura 2.13.

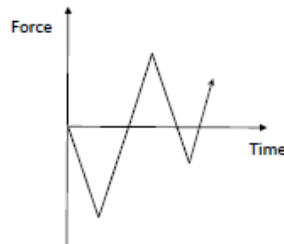


Figura 2.13: Carga cíclica aplicada al modelo de análisis[7].

Por otro lado, se llevó a cabo un modelo tridimensional de elementos finitos desarrollado en el programa ABAQUS, con el fin de obtener una comparación en la respuesta, aplicando la misma carga cíclica. Así, se obtuvo el siguiente resultado para una de las configuraciones que se muestran en la Tabla 2.3.

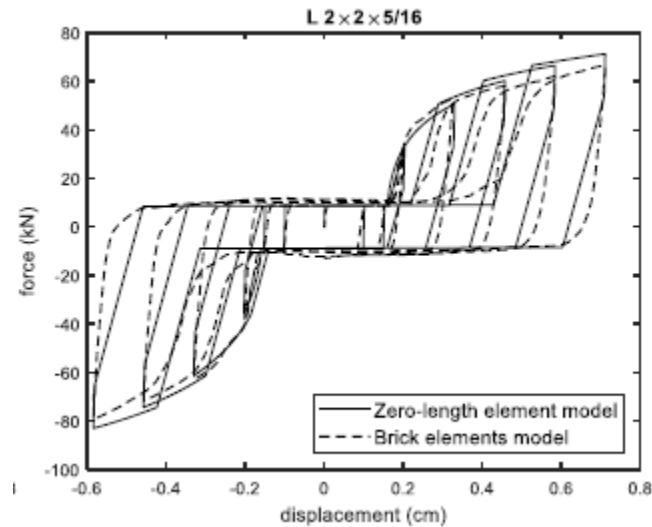


Figura 2.14: Comparación de resultados entre ambas modelaciones bajo cargas cíclicas.

A partir de la comparación realizada anteriormente se puede observar que los resultados obtenidos por ambos modelos reflejan asertivamente el comportamiento de la conexión metálica, por lo que, los supuestos realizados, como las rigideces propuestas para cada etapa, demuestran claramente el comportamiento esperado. Además, como los resultados obtenidos fueron positivos, mencionan que la modelación de este tipo de elementos se puede llevar a cabo mediante reglas de histéresis e introduciendo criterios para el alargamiento de los agujeros, con el fin de determinar la acumulación. Otro aspecto importante que se menciona es que muchas veces se realizan los análisis de cerchas de manera lineal-elástica, los cuales son comparados con los no lineales. Esta comparación genera discrepancias debido a dos posibles causas: 1) los efectos de segundo orden de los miembros de acero angulares y la no linealidad del material; 2) los efectos de las uniones, incluida la excentricidad y el deslizamiento de las uniones.

Luego de las conclusiones obtenidas a partir de este trabajo en particular y considerando que se quiere llevar a cabo un análisis similar al propuesto, pero abarcando otro tipo de estructuras, es decir, estructuras temporales compuestas por elementos prefabricados, resulta adecuado utilizar los supuestos y propuestas establecidas en este documento, es decir, reglas de histéresis, rigideces, deformación de los agujeros, entre otros aspectos, para obtener un comportamiento no lineal de las conexiones metálicas que componen las estructuras propuestas.

CAPITULO III

3. ESTRUCTURAS ANALIZADAS

3.1. CIMBRA MK

En la industria de la construcción, existen cierto tipo de obras con requerimientos arquitectónicos particulares, o bien, están también aquellas donde el proceso constructivo no debe interferir con el entorno, particularmente el tránsito normal y cotidiano de vehículos y peatones. Es en este contexto que nace la necesidad de contar con estructuras tipo moldaje, cimbras, andamios, pasarelas, etc., todas ellas con algo en común: su carácter temporal. Su estado no permanente ha permitido, históricamente, ciertas licencias en su diseño estructural; por esta razón, realizar un estudio de una de estas estructuras resulta interesante a fin de cuantificar la influencia que el tipo de análisis (y condiciones de diseño) tiene en su desempeño. En este trabajo se llevará a cabo el estudio de una CIMBRA, diseñada a partir de elementos prefabricados pertenecientes a un sistema MK. A continuación, se muestra una breve definición de este tipo de estructuras [10].

“Una cimbra es un sistema integrado por formas de madera o metal y sus soportes, cuya función principal es la de contener al concreto hasta que éste haya alcanzado su fraguado final y consecuentemente la resistencia necesaria para auto soportarse”.

Contextualizando, a partir de la definición previa, la cimbra en estudio es una estructura de acero, la cual posee la función de soportar un cabezal de hormigón armado durante su proceso de construcción. Este cabezal corresponde al apoyo estructural para un viaducto, es decir, una vía elevada proyectada para tránsito vehicular (Ver Figura 3.1). Este apoyo tiene un volumen de aproximadamente 75 [m³]. Por otro lado, las dimensiones de la cimbra son de una longitud de 24.5 [m], un ancho de 5.8 [m] y una altura de 8.4 [m]. En las Figuras 3.1 y 3.2 se muestra la estructura descrita anteriormente.

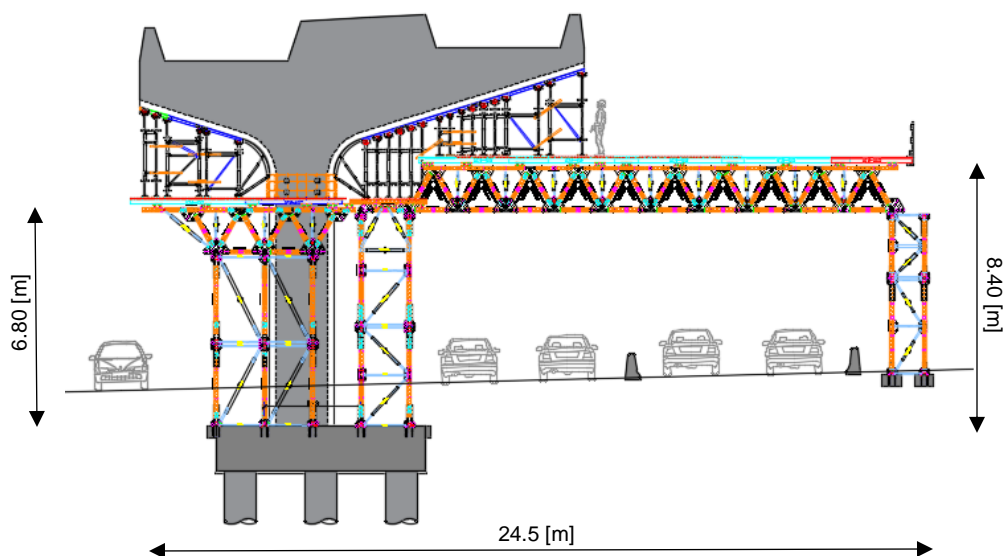
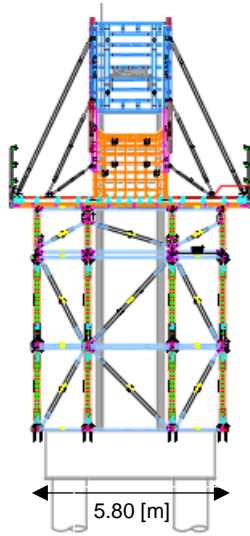


Figura 3.1: Cimbra utilizada para soportar cargas durante el moldaje de cabezal de hormigón armado (Vista frontal).



a)



b)

Figura 3.2: a) Vista en corte de cimbra. b) Foto de cimbra montada en el lugar [Costersía de ULMA Construction].

Como se mencionó en el primer párrafo de este capítulo, la cimbra en estudio está compuesta por un sistema MK, el cual consiste en productos diseñados para la realización de estructuras de gran capacidad portante habitualmente destinadas a aplicaciones en el ámbito de la obra civil. Su principal característica es la versatilidad, pudiéndose configurar estructuras para la realización de pórticos, estructuras tipo carro, estructuras tipo túnel, estructuras para soporte de cargas o apeos, encofrados horizontales o verticales, estructuras para soporte de encofrados, estructuras tipo consolas de trepado, estructuras de protección de fachadas, entre otras.[11]

El elemento común para todas estas soluciones es la viga llamada RIOSTRA MK. Su elaborado diseño, junto a una combinación adecuada de accesorios tanto propios como comunes a otros elementos estructurales de ULMA Construcción, proporciona al sistema MK la capacidad de abordar las configuraciones anteriormente mencionadas. Dentro de este sistema, principalmente se conforman dos o más estructuras portantes de carga en una de las direcciones, llamada eje fuerte o principal (ver Figura 3.3a), y que se arriostran entre sí mediante otra serie de elementos para dar la estabilidad necesaria a todo el conjunto (ver Figura 3.3b).



a)



b)

Figura 3.3: a) Eje principal de Puente Maria Skłowska-Curie, Varsovia, Polonia. b) Tensor E, elemento que brinda estabilidad a la estructura. [Fotos gentileza de ULMA Construction].

3.2. PUENTE PASO CAMIÓN

Siguiendo la idea planteada anteriormente, existen ciertas estructuras que son necesarias en la industria de la construcción, pero con la particularidad que estas no deben intervenir en el funcionamiento cotidiano del lugar ni tampoco modificaciones al entorno. En muchas ocasiones, es necesario llevar a un destino ciertos materiales, herramientas, entre otras cosas, pero es imposible llegar de manera directa, por lo que se requiere de ciertas estructuras temporales para el transporte de estos. Un puente para paso de camiones es una estructura temporal que tiene como finalidad principal transportar de un lugar a otro, elementos que se requiera en la construcción o en cualquier industria, a través de vehículos de gran envergadura.



Figura 3.4: Puente paso camión [Fotos gentileza de ULMA Construction].

Este tipo de estructura se encuentra sometida a grandes solicitaciones, debido que se debe considerar tanto el peso del camión, como la carga que transportan. Además, se debe considerar sobrecarga que considere a las personas que transitan sobre dicha estructura ($150 \text{ [Kgf/m}^2\text{]}$). Cabe destacar que este puente este compuesto solamente por una vía, es decir, únicamente puede pasar un camión a la vez. Los camiones que circularán con más frecuencia sobre el puente, incluyendo las cargas que se transfieren del vehículo al puente, a través de las ruedas, se aprecian en la Figura 3.5.

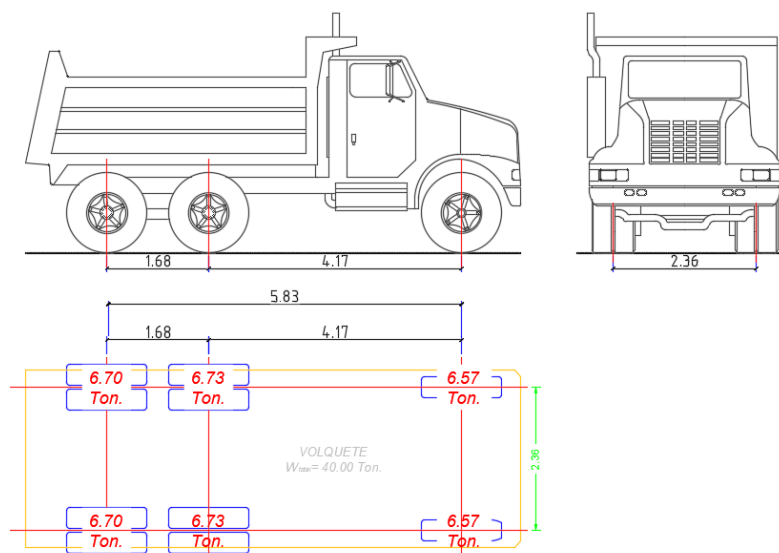


Figura 3.5: Camión tipo que se moverá sobre el puente[12].

En este contexto, como la finalidad de este documento es analizar la influencia de las conexiones en las estructuras que están compuestas por elementos del sistema MK, se quiso analizar el comportamiento de esta estructura, ya que, no está sometida solamente a cargas gravitacionales estáticas, sino que también a cargas en movimiento como los son los camiones.

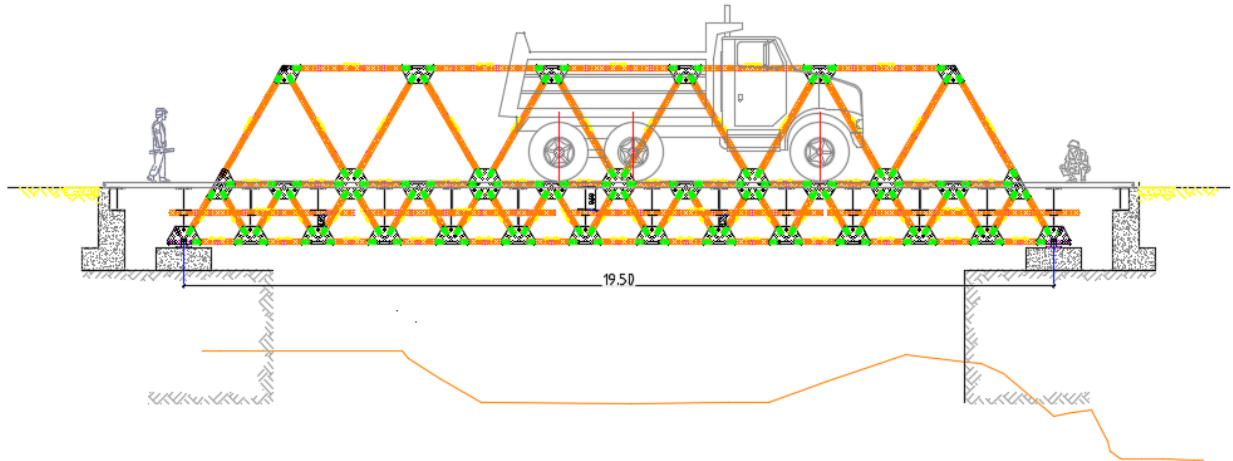


Figura 3.6: Vista lateral puente paso camión.

Como se puede observar en la Figura 3.6, la estructura está compuesta principalmente por la riostra MK, sin embargo, también poseen en su diseño elementos complementarios como los montantes y diagonales, los cuales se describirán en los siguientes apartados de este capítulo. Por otro lado, este puente, aparte del sistema MK, cuenta con elementos de acero comerciales, como los perfiles IN 25x48.3 e IN 50x95.8 que cruzan transversalmente a la estructura, siendo esenciales para transferir la carga a los enrejados principales (Ver Figura 3.7).

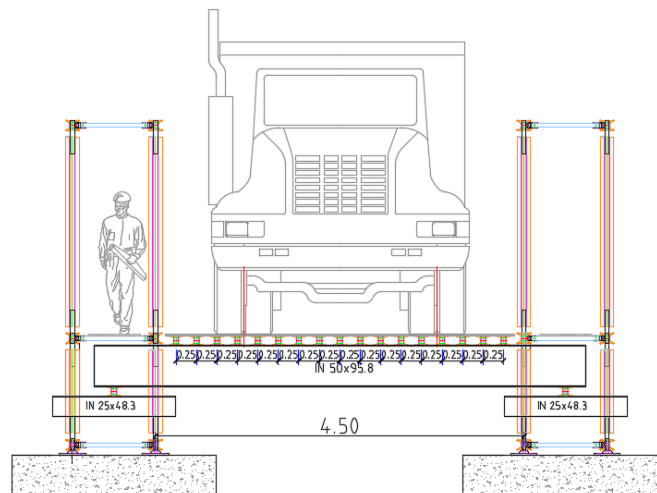


Figura 3.7: Vista frontal puente paso camión.

3.3. DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.1. RIOSTRA MK

Las riostras MK son elementos principales de este sistema estructural, su función principal es trabajar a modo de cercha multiapoyada sobre las cuales descansará el encofrado y transmitirá las cargas a la subestructura.



Figura 3.8: Estructura articulada compuesta principalmente por Riostra MK.

La forma de la Estructura (cercha) está basada en formas triangulares equiláteras que se forman mediante riostras y nudos MK en el eje principal de carga y normalmente arriostradas entre sí, mediante uniones y tubos (ver figura 3.8). En este caso, debido a que la carga que recibe la estructura proveniente del cabezal es de gran magnitud, se debió reforzar la cercha principal mediante tensores y tubos de refuerzo, los cuales se describirán en las siguientes secciones. Este tipo de elemento se puede encontrar en diferentes longitudes, lo cual permite conformar cerchas de diversas capacidades portantes, lo que implica que la capacidad portante de la estructura dependerá directamente del tipo de riostra utilizada y de los elementos complementarios.

La Riostra MK, está formado por dos perfiles UPN-120 enfrentados entre sí. Su principal característica es la doble hilera de orificios que dispone, y que se utilizarán para las diferentes conexiones requeridas. Los agujeros exteriores de la riostra tienen un diámetro de 17 [mm], separados entre ellos 62,5 [mm] en ambas direcciones. Por otro lado, en la fila central se alternan agujeros de 20 [mm] y ranuras de 45,5 [mm] de ancho.



Figura 3.9: Riostra MK (Doble UPN-120). [Foto gentileza de ULMA Construction].

A continuación, se puede apreciar la sección transversal de la Riostra MK-120 debido que es la más utilizada en la industria prefabricada e incluso es la que está presente en las estructuras analizadas (cimbra y puente). Además, en la Tabla 3.1 se pueden observar las propiedades geométricas y mecánicas del elemento anteriormente mencionado.

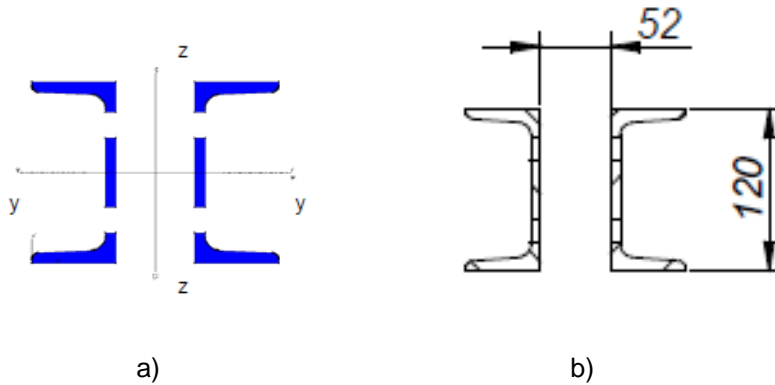


Figura 3.10: a) Ejes coordenados de la sección transversal. b) Dimensiones de la sección transversal.

Tabla 3.1: Propiedades geométricas y mecánicas de la Riostra MK (Doble UPN-120).

Propiedad	Símbolo	Valor
Generales		
Masa [Kg/m]	m	27.5
Área de la sección neta [m^2]	A	$27.5 * 10^{-4}$
Limite Elástico [MPa]	F_y	275
Eje fuerte		
Área a cortante [m^2]	Av_{zz}	$12.32 * 10^{-4}$
Momento de inercia [m^4]	I_{yy}	$680 * 10^{-8}$
Modulo elástico [m^3]	W_{elyy}	$113 * 10^{-6}$
Modulo plástico [m^3]	W_{plyy}	$128 * 10^{-6}$
Eje débil		
Área a cortante [m^2]	Av_{yy}	$17.2 * 10^{-4}$
Momento de inercia [m^4]	I_{zz}	$311 * 10^{-8}$
Modulo elástico [m^3]	W_{elzz}	$38 * 10^{-6}$

3.1.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPLEMENTARIOS

MONTANTES HORIZONTALES Y DIAGONALES.

Los Montantes y Diagonales son elementos que arriostran las estructuras en el plano secundario, y tiene la funcionalidad de aportar mayor capacidad portante al Sistema MK. Considerando una vista en planta, los Montantes son los elementos que van en posición perpendicular al plano de la estructura, y mantienen la separación entre las 2 estructuras adyacentes. Para diferenciarlas de las diagonales, son perfiles tubulares de diámetro 48 [mm]. Para una mejor apreciación se puede observar en la siguiente figura.

Las Diagonales, por el contrario, complementan el arriostramiento, proporcionando en el plano la diagonalización necesaria en cada aplicación. Este elemento posee una sección transversal tubular de diámetro 50 [mm] por cada lado. En la Figura 3.11, se puede apreciar de mejor manera lo descrito anteriormente.

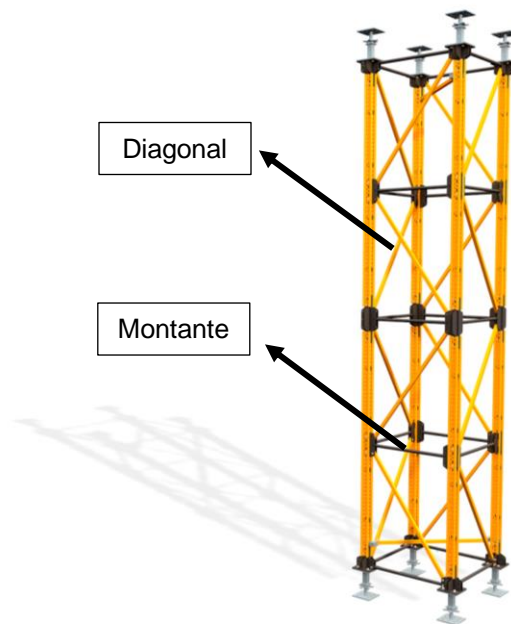


Figura 3.11: Montantes y Diagonales que componen la Cimbra MK.

TENSOR E

Los tensores E son elementos estructurales utilizados para reforzar una estructura, el tensor más largo es de 4 [m], por lo que no es posible arriostrar un marco de 3 [m] x 3[m] de manera diagonal. Estos son utilizados en aquellas zonas en las que, por los trabajos realizados y por lo elementos que se encuentran en moldaje, la estructura compuesta por el sistema MK necesite ser reforzada en su plano principal y así obtener una mayor capacidad portante. En las siguientes figuras se puede observar que existen dos tensores de diversas dimensiones, en este caso, los tensores utilizados son los que poseen un diámetro nominal de 70 [mm] (Ver Figura 3.12).

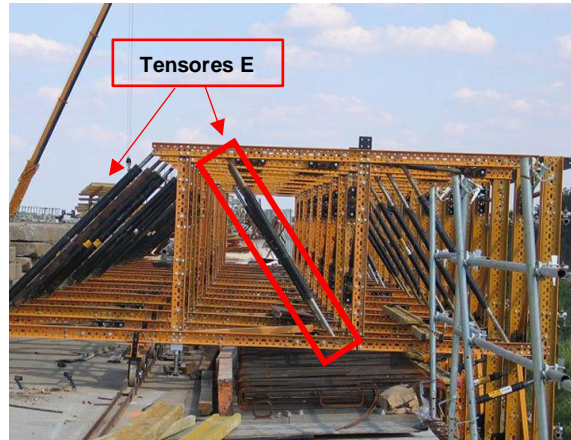


Figura 3.12: Tensor E en estructura compuesta por Riostras MK. [Foto gentileza de ULMA Construction].

PUNTALES T-60

En rigor, estos elementos no son propiamente puntales como las alzaprimas convencionales, sino que son elementos que componen una cimbra T-60 que soportan principalmente encofrados formados por vigas de primera y segunda tramada, es decir aquellos que por sus cualidades permiten una mejor adaptabilidad a las características del forjado, tablero o losa que se desea apelar.

Los elementos utilizados en esta estructura son los pies verticales que conforman la cimbra T-60, los cuales se han concebido como un sistema para el soporte o apeo de cargas verticales medianamente importantes, como las que suelen generarse en el mercado de las Obras Civiles y en algunos casos concretos, en la edificación. Su principal característica es que se garantiza en cualquiera de los casos una carga de utilización en torno a los 60-65 [kN] a compresión. Se trata por tanto de un elemento principalmente diseñado para el apeo de puentes o similares y de grandes losas.

A continuación, se podrá observar la cimbra T-60 con los respectivos pies utilizados como puntales, los cuales se encuentran ubicados en la parte superior de la estructura en estudio, apenados solamente en el moldaje y apoyados en la base, es decir, en la cimbra MK. (Ver figura 3.13).

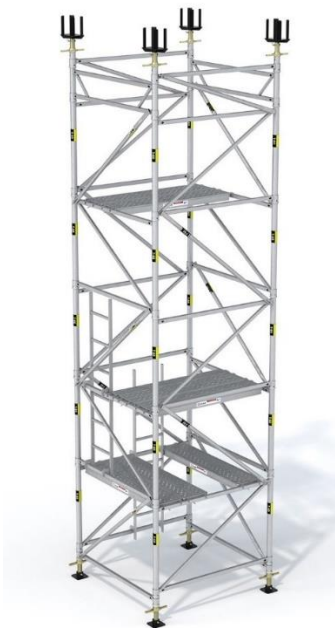


Figura 3.13: Puntales T-60[13].

CAPITULO IV

4. ASPECTOS DE LA MODELACIÓN Y CASOS DE ESTUDIO

En muchas oportunidades, oficinas de cálculo y proyectos, realizan simplificaciones al momento de modelar estructuras. Si bien es cierto estas simplificaciones no provocan el colapso de estructuras, podrían eventualmente no representar adecuadamente el comportamiento real de las mismas, generando algún nivel acotado de daño y/o problemas de serviciabilidad. Una de las simplificaciones que se realiza comúnmente en la industria de estructuras temporales prefabricadas es respecto a la demanda sísmica, ya que, existen bajas probabilidades de que ocurra un sismo de gran magnitud que las afecte, debido al poco tiempo que se encuentra montada en el lugar. Otro aspecto que es relevante mencionar es el uso de áreas tributarias para estimar cargas y sobrecargas, el cual puede ser adecuado para reducir tiempos, análisis y complejidad de los modelos, pero debe ser utilizado asertivamente debido que puede modificar la distribución de esfuerzos cuando la geometría de la carga es compleja, como por ejemplo el cabezal de hormigón armado que está soportando la Cimbra en estudio.

En el contexto de este trabajo, en una primera instancia se analizará elásticamente la Cimbra en estudio, tal análisis se dividirá en dos partes: la primera parte corresponde al análisis comúnmente desarrollado en Ulma Construction, que consiste en una modelación sencilla, realizando diversos supuestos y simplificaciones, sin solicitaciones sísmicas, por lo que solamente se consideran cargas gravitacionales obtenidas mediante áreas tributarias. Por otra parte, se realizará un análisis elástico que, además de considerar cargas gravitacionales, incluirá la solicitación sísmica. De esta manera, teniendo este análisis visto en ambas perspectivas, se pueden realizar comparaciones, obteniendo ciertas conclusiones preliminares que pueden orientar decisiones y supuestos a la hora de modelar este tipo de sistemas. En una segunda instancia, se tiene como objetivo realizar una modelación más cercana al comportamiento real de la estructura, mediante un análisis que incluya no linealidad geométrica a partir del uso de elementos tipo GAP, en este caso, se asignan en la parte inferior de los puntales pequeños segmentos que poseen dicha característica, con el propósito de representar que estos últimos solamente se encuentran apoyados a la estructura. Si bien se realizaron cambios en la modelación, las cargas gravitacionales y las cargas sísmicas aplicadas al modelo son las mismas para ambas instancias (Elástico y No Lineal geométrico).

Como segundo caso de estudio, como se mencionó en la sección 3.2. se analizará elásticamente un puente camión considerando la carga móvil del camión que circula sobre la estructura, con la finalidad de encontrar los esfuerzos internos que se generan en los elementos que componen el reticulado. Si bien es cierto la funcionalidad de esta estructura no tiene nada que ver con la cimbra, poseen los mismos elementos estructurales, por lo que su estudio contribuye al propósito fundamental de analizar el comportamiento de las conexiones frente a diferentes tipos de solicitaciones.

El análisis y la comparación de resultados será solamente mediante esfuerzos axiales de los elementos (tracción y compresión), debido que, en la industria de la construcción usualmente este tipo de estructuras son analizadas bajo la hipótesis de conexiones rígidas, con modelos tipo barra (rotulados en sus extremos), por lo que la transferencia de esfuerzos es principalmente axial. A partir de lo mencionado, los límites y requerimientos axiales de los elementos estructurales, serán establecidos por la ANSI/AISC 360-10 [14], particularmente en el Capítulo E3, donde establece el tipo de pandeo que podría estar sometido el elemento y la resistencia necesaria para soportar las cargas. En sus especificaciones propone una reducción de la resistencia, la cual se puede realizar por dos métodos: LRFD (Load and Resistance Factor Design) y ASD (Allowable Stress Design).

En este caso, el análisis y diseño se llevará a cabo mediante el método ASD, debido que la empresa que está colaborando con este trabajo (Ulma Construction), en sus guías de usuario, muestran las cargas admisibles de cada elemento calculadas mediante este método. Así, al obtener resultados, poder realizar comparaciones con los establecidos por la empresa.

Por último, luego de la realización de modelos elásticos, se llevará a cabo un análisis no lineal de ambas estructuras, con el fin de obtener la incidencia de las holguras en las conexiones. Para esto, se realizará una modelación de los elementos considerando ciertas reglas de histéresis que puedan representar el deslizamiento del perno a través del orificio. Así, poder obtener resultados y compararlos con los del análisis elástico, a fin de observar cuales son los parámetros que se ven más afectados con esta consideración. Para esta modelación se utilizará el programa computacional Ruaumoko2D[2], por lo que, la elección de modelo estructural a utilizar debe ser en dos dimensiones, el cual debe ser representativo de la estructura completa, debido que jugará un papel importante para la obtención de resultados.

4.1. CIMBRA MK

4.1.1. ANÁLISIS ELÁSTICO CONVENCIONAL

Muchas empresas dedicadas al rubro de las estructuras, específicamente las de moldajes, trabajan con elementos estructurales prefabricados, por lo que las dimensiones y propiedades de los elementos estructurales usados son completamente conocidos. Así, el diseño de estas estructuras temporales está directamente relacionado con la disponibilidad de los elementos en bodega. Un ejemplo claro de lo mencionado es la presente estructura, ya que se utilizaron cimbras T-60 en reemplazo de puntales o también llamados alza prima, los cuales son los encargados de transferir las cargas provenientes del cabezal de hormigón armado hacia la estructura (Cimbra MK).

En la modelación del sistema presentado en esta sección no se consideró directamente el cabezal de hormigón, en su lugar se optó por incluir su efecto sobre la estructura estimando a través de áreas tributarias las cargas que induce, como ilustra la Figura 4.1. La carga obtenida se aplicó directamente a la estructura de forma puntual en la posición donde se encuentran dispuestos los puntales o alzaprimas. Además, la sobrecarga de uso que genera el personal trabajando sobre la estructura se estimó en $150 \text{ [Kgf/m}^2\text{]}$, y se aplicó directamente a la estructura utilizando, nuevamente, el método de áreas tributarias.

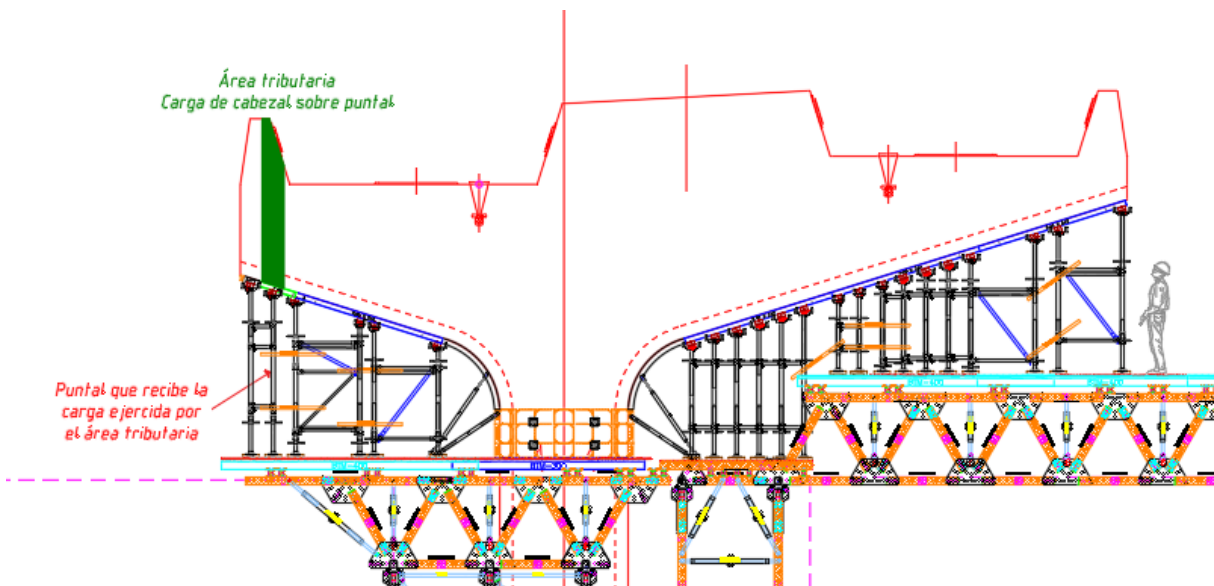


Figura 4.1: Ilustración del método de áreas tributarias para la obtención de cargas provenientes del cabezal.

En la Figura 4.2b, se presentarán dichas cargas, tomando como referencia el puntal que se encuentra en el extremo izquierdo de la disposición que se muestra en la Figura 4.2a. En esta gráfica, se observa que la tendencia de los valores es consistente respecto a la forma del cabezal, ya que en su parte central es donde se concentra la mayor masa del elemento. Cabe destacar que para este análisis se deprecian ciertas cargas, como lo son el peso de los puntales, los moldajes, entre otros elementos que si bien es cierto aportan carga a la estructura, es despreciable en comparación a las provenientes del cabezal.

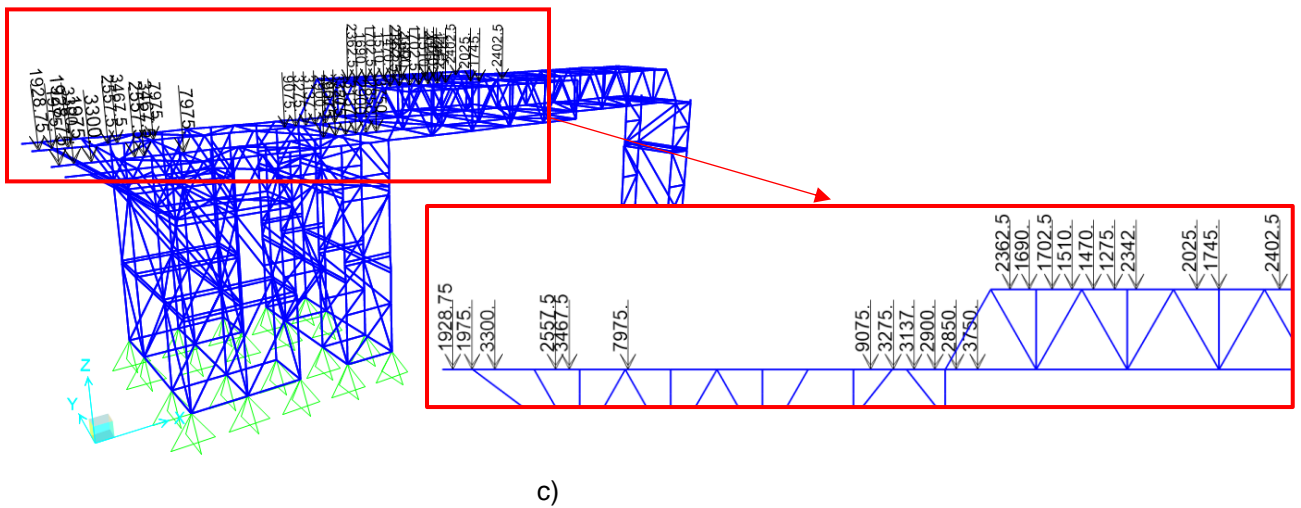
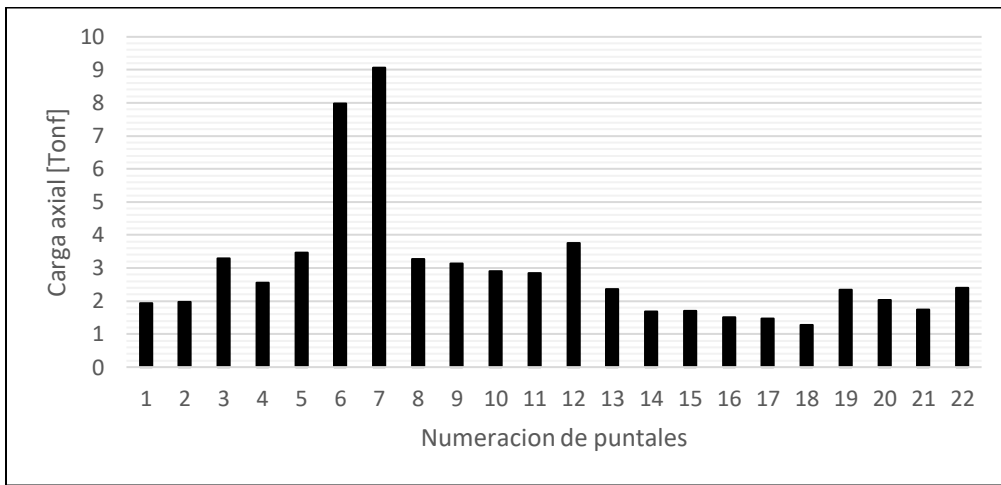
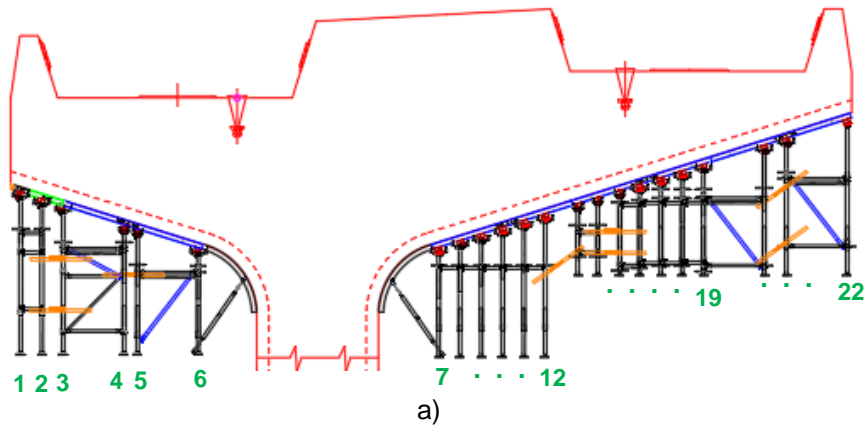


Figura 4.2: a) Numeración de los puntales. b) Valor de las cargas obtenidas mediante el método de áreas tributarias. c) Aplicación de las cargas a la estructura.

Si bien es cierto, se quiere analizar el comportamiento de la estructura al estar solicitada sísmicamente, los resultados sobre la base de que el análisis es elástico no serán los más apropiados, debido que los puntales T-60 solamente se encuentran apoyados a la cimbra provocando que se levanten aquellos que se encuentran en tracción. A pesar de ello, a este análisis se incorporó solicitaciones sísmicas con el fin de obtener discrepancias y conclusiones que puedan ser de ayuda para comparar los resultados con los diferentes análisis. Para la incorporación de cargas sísmicas se tienen que realizar ciertas modificaciones, que están relacionadas a la ubicación de la carga sísmica (centro de masa), la cual, fue calculada y asignada considerando el Método Estático

Las cargas sísmicas se obtuvieron de la Norma Chilena NCh2369Of2005 [15], ya que se consideró que la altura de la estructura y la distribución de su masa no ameritaba la realización de un análisis modal espectral. A partir de la incorporación del análisis sísmico, se debió realizar ciertas modificaciones al modelo como lo son: la modelación del cabezal y su centro de masa(nudo). Para conectar este nudo con la estructura, se modelaron cachos rígidos que asemejan la forma del cabezal. Cabe destacar que no se consideró el aporte de la cepa de hormigón, debido que no se sabe con claridad la cantidad de días que lleva montada desde que se hormigonó, es decir, se desconoce si posee la resistencia necesaria. Así, en la Figura 4.3 se muestra un esquema de lo mencionado.

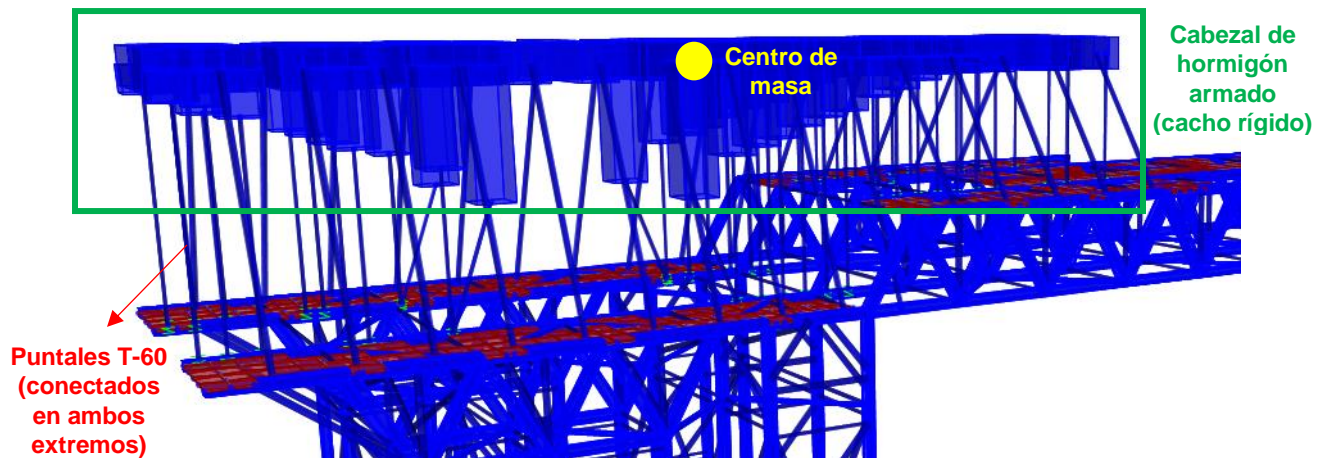


Figura 4.3: Esquema de las particularidades incorporadas al modelo, con el fin de agregar cargas sísmicas.

Es importante notar que este tipo de estructuras de acero temporales no se encuentra explícitamente definido dentro de los alcances de la NCh2369, por lo que se empleará el valor de modificación de la respuesta " $R=2$ ", es decir, estructuras no incluidas o asimilables a las de la lista (Ver tabla 5.6 de [15]). Esta estructura se encontraba montada en El Salto, Américo Vespucio, tal dirección según la normativa se encuentra en la zona sísmica 2. Además, se asumió que el tipo de suelo donde estaba ubicada la cimbra es tipo III, ya que, por la descripción que establece la norma para este tipo de suelo, es consistente con las propiedades vistas en terreno. A partir de estas consideraciones los valores y coeficientes entregados son los que se observarán en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Coeficientes establecidos por la NCh2369Of.2003 para las características del lugar y el tipo de estructura.

Coeficiente	Valor
I	1
$A_0 [g]$	0.3
$T' [s]$	0.62
n	1.8
ξ	0.03
R	2

Donde:

I = Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla de una estructura o equipo.

A_0 = Aceleración efectiva máxima del suelo.

T' = Parámetro que depende del tipo de suelo.

n = Parámetro que depende del tipo de suelo, número de niveles.

ξ = Razón de amortiguamiento.

R = Factor de modificación de respuesta estructural.

A partir de la modelación, se obtiene que el período fundamental de la estructura para la dirección "X" es de 0.341[seg] y para la dirección "Y" es de 0.444[seg]. Así, luego de obtenidos todos los coeficientes mencionados en la Tabla 4.1, se pueden calcular los coeficientes sísmicos para ambas direcciones (X e Y), a partir de la siguiente ecuación, la cual se encuentra establecida en la normativa [15].

$$C = \frac{2.75 * A_0}{g * R} * \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n * \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4}$$

Los coeficientes sísmicos tienen un valor de $C_x = 0.285$, $C_y = 0.273$, tales valores deben ser comparados con el coeficiente sísmico máximo, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$C_{m\acute{a}x} = \frac{2.75 * A_0}{(1 + R) * g} * \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.4}$$

El valor del coeficiente sísmico máximo es de 0.337, tal valor es mayor que los obtenidos para la dirección X e Y, por lo que, la carga estática-puntual que se asigna en el centro de masa del cabezal de hormigón, considerando que el peso sísmico de la estructura es de 68.08 [Tonf], es de $S_x = 19.39$ [Tonf], $S_y = 18.57$ [Tonf], estas fueron obtenidas mediante la multiplicación simple entre el coeficiente sísmico y el peso sísmico de la estructura.

RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación, se podrá observar los esfuerzos axiales de los elementos que componen la estructura, a través de una gráfica de elasticidad de pandeo, según AISC360[14]. Esta curva caracteriza el elemento según su esfuerzo axial, diferenciando si este elemento pandea elástica o inelásticamente, además de entregar información acerca de la estabilidad de los elementos. Tal interpretación difiere dependiendo de la esbeltez, es decir, del tipo de material y la calidad de este. El valor de inflexión de esbeltez se puede calcular como se muestra a continuación.

$$\lambda_{I/E} = \frac{KL}{r} = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva

L = Longitud del elemento.

r = Radio de giro.

E = Modulo de elasticidad del material = 2038901.9 $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$.

F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia (A270ES) "NCh203 Of 2006" = 2700 $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$.

El factor de longitud efectiva (K) se obtuvo mediante el Anexo A, el cual muestra la Tabla C-A-7-1 obtenida a partir de la AISC360[14], donde se puede observar que para elementos tipo barra bajo la hipótesis de conexiones rígidas (rotulados en los extremos) el valor K es de "1".

Para el cálculo y la obtención de esta curva se siguieron las condiciones que se mostrarán a continuación, especificando los valores límites, los cuales dependen del valor de inflexión presentados anteriormente. Cabe destacar que en el eje de las ordenadas se encuentra establecido el esfuerzo de compresión axial nominal y en el eje de las abscisas la esbeltez de los elementos. El esfuerzo de compresión nominal, P_n , está definido como:

$$P_n = F_{CR} * A_g$$

Donde el esfuerzo crítico (F_{CR}) se encuentra establecido a partir del punto de inflexión de esbeltez mencionado en los párrafos anteriores.

Cuando $\lambda \leq \lambda_{I/E}$

$$F_{CR} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}})F_y$$

Cuando $\lambda > \lambda_{I/E}$

$$F_{CR} = 0.877F_e$$

Donde:

F_e = Esfuerzo de pandeo elástico.

El esfuerzo de pandeo elástico está definido como sigue:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Luego de la obtención de la curva de elasticidad de pandeo se procede a obtener los esfuerzos axiales de cada uno de los elementos. Estos valores se adquieren sometiendo a la estructura a diversos tipos de solicitaciones y realizando las correspondientes combinaciones de carga según lo que establece la norma chilena NCh3171Of.2010[16]. Para el método ASD las combinaciones de carga son las siguientes:

- D
- D+L
- D+0.75L
- D+E
- D+0.75L+0.75E
- 0.6D+E

Donde:

D = Carga permanente.

L = Carga de uso.

E = Carga sísmica según NCh 2369[15].

Las combinaciones mostradas anteriormente no incorporan dentro del análisis cargas de nieve debido que en la localidad donde está montada la estructura, es prácticamente nula la posibilidad de que se produzca un nevazón. Por otro lado, tampoco se incorporó la carga de viento debido que como la estructura es enrejada, el área donde podría actuar el viento es muy pequeña, y el valor de esta carga está directamente relacionado con el área donde tributa. Así, las combinaciones de carga se incorporaron a la modelación de la cimbra, obteniendo así los esfuerzos axiales de cada uno de los elementos de la estructura. Cabe destacar que este análisis elástico se realizó en dos segmentos, uno considerando solamente cargas gravitacionales (Ver Figura 4.4) y el segundo considerando cargas sísmicas (Ver Figura 4.7). Además, es importante dejar en claro que como la cimbra posee gran cantidad de elementos, estos se caracterizaron por su longitud y el tipo de elemento, generando una envolvente de esfuerzos axiales, donde los compara con la curva de elasticidad de pandeo.

RESULTADOS ANÁLISIS ELÁSTICO: CARGAS GRAVITACIONALES

En la Figura 4.4, se puede observar que la mayoría de los elementos que componen la estructura en estudio, una vez realizado el análisis elástico con cargas gravitacionales, cumplen con el esfuerzo axial admisible. Este cumplimiento se ve reflejado en la gráfica, debido que se encuentran los puntos bajo la curva de elasticidad de pandeo. Sin embargo, existen algunos valores que están sobre la curva, esto no significa que la estructura o los elementos fallen, debido que según la normativa y por el método de análisis utilizado (ASD) el esfuerzo de compresión nominal se debe restringir por un factor de seguridad de 1.67. Asimismo, este comportamiento se ve reflejado en la verificación del diseño, suponiendo que la cimbra se comporta como una estructura OMF (Ordinary Moment Frame), esta premisa se utiliza para marcos corrientes que se encuentran ubicados en lugares de baja sismicidad y que su comportamiento sea elástico bajo condiciones normales, lo cual calza asertivamente con la estructura que se está analizando. En la curva de elasticidad de pandeo (ver Figura 4.4) se muestra el esfuerzo axial de los puntales T-60, tales elementos no se encuentran modelados, como se puede observar en la Figura 4.5 de la verificación del diseño, debido que como en esta primera instancia solamente se consideraron las cargas gravitacionales. Los esfuerzos de los puntales que se muestran son los obtenidos por áreas tributarias y asignados directamente a la estructura (ver Figura 4.2).

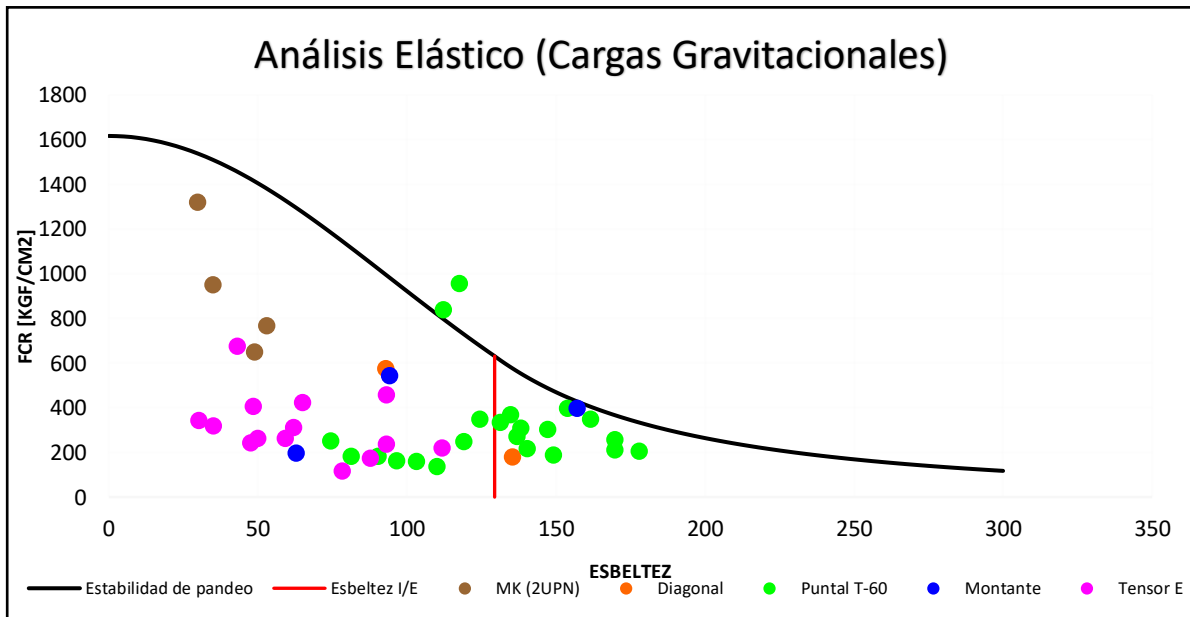


Figura 4.4: Esfuerzos axiales de los elementos estructurales comparados con la curva de elasticidad de pandeo para cargas gravitacionales.

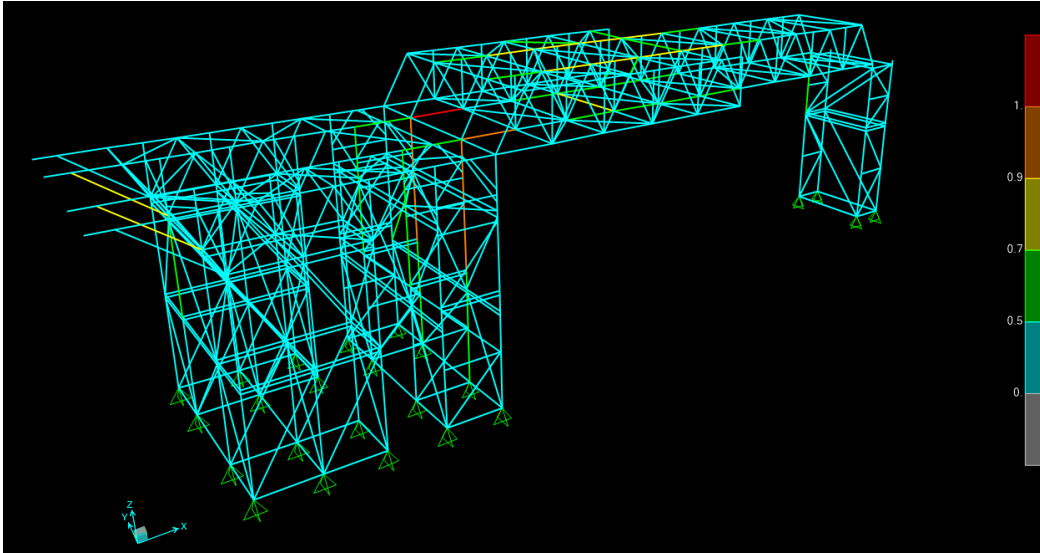


Figura 4.5: Verificación del diseño de la Cimbra MK, considerando un análisis con cargas gravitacionales. (Mediante versión estudiantil SAP2000)

Lo que se muestra en la Figura 4.5 es el resultado del análisis elástico, idéntico al que se realiza en la oficina de cálculo de Ulma Construction, la mayoría, por no decir todos, se encuentran en color celeste, es decir, los factores de utilización son menores a uno lo que significa que el diseño de la estructura está verificado y cumple con la normativa. Sin embargo, hay un elemento que tiene un color rojo, dicho de otra manera, el factor de utilización tendería a ser mayor a uno, por lo que se analiza dicho elemento en específico, obteniendo a partir del programa donde se realizó la modelación (SAP200 versión estudiantil) que el valor del factor es igual a uno, lo que quiere decir que el diseño de la estructura cumple con las solicitaciones aplicadas en el modelo. La comprobación de esto se muestra a continuación.

<pre> PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1.2,H1-1b) D/C Ratio: 1.000 = 0.052 + 0.922 + 0.027 = (1/2) (Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22) </pre>

Figura 4.6: Comprobación de un elemento que aparece con un factor de utilización mayor a "1".

RESULTADOS ANÁLISIS ELÁSTICO: CARGAS SÍSMICAS

Por último, en la Figura 4.7, se podrá observar el comportamiento estructural de la cimbra al estar sometida a cargas sísmicas a partir de un análisis lineal elástico. Al extraer los esfuerzos axiales resultantes (puntos en el gráfico), que se encuentran sobre la curva de elasticidad de pandeo: se infiere que estas estructuras no se encuentran diseñadas para que puedan resistir cargas sísmicas, es más al estar conectados los puntales en ambos extremos la distribución de esfuerzos en los elementos es más uniforme, por lo que, al considerar la particularidad de los puntales, es decir, que se encuentren solamente apoyados en la estructura, podría estar aún más subdimensionadas.

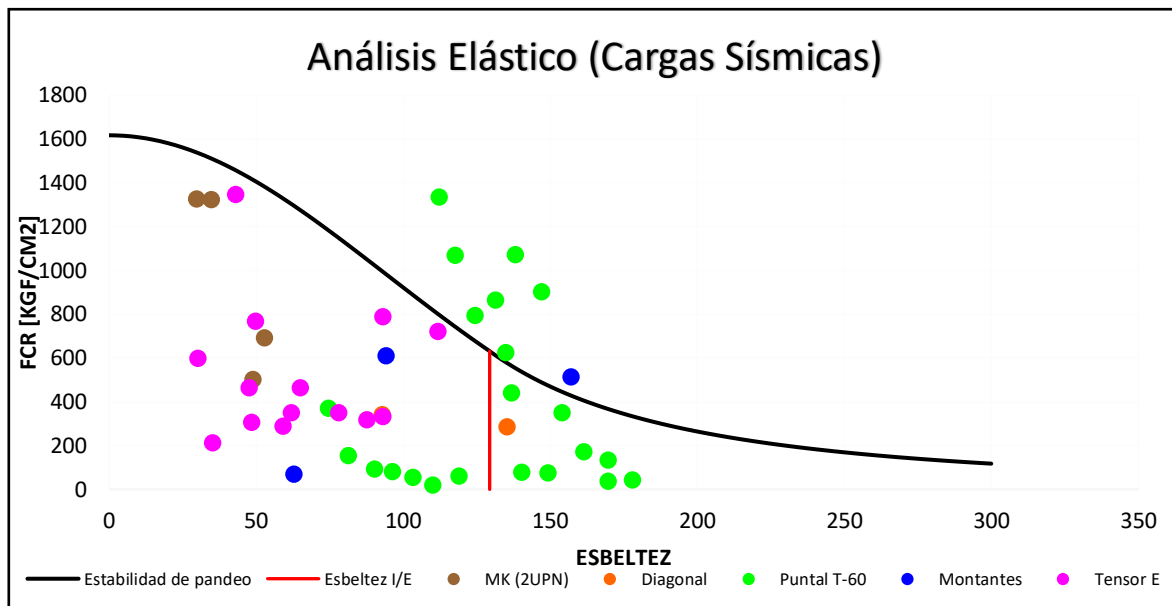


Figura 4.7: Esfuerzos axiales de los elementos, comparados con la curva de elasticidad de pandeo para cargas sísmicas.

A continuación, en la Figura 4.8 se muestra los rangos de factores de utilización de cada uno de los elementos estructurales. Esta figura reproduce la verificación del diseño de la estructura donde se puede comprobar que los elementos que se encuentran por sobre la curva de elasticidad de pandeo (Ver Figura 4.7), son los que aparecen en color rojo (Ver Figura 4.8), es decir, dichos elementos se pandearán si en algún momento ocurriera un sismo de intensidad severa. A partir de lo mencionado, se puede concluir que, si bien no se encuentran todas las consideraciones reales dentro del modelo, aun así, hay elementos que componen la estructura que se pandearán, esto se debe a que la estructura no está diseñada para resistir cargas sísmicas.

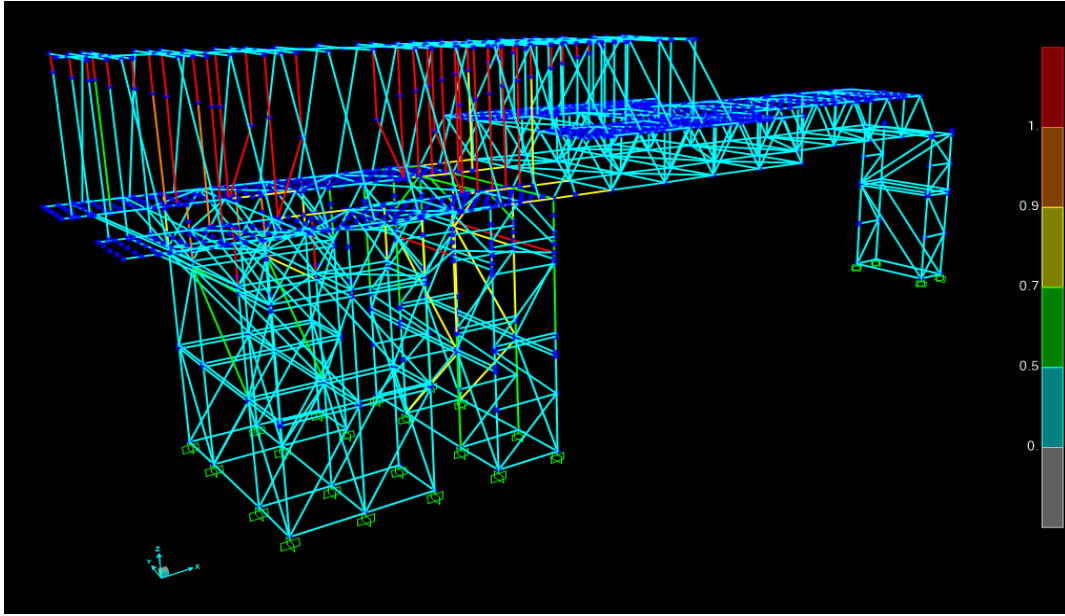


Figura 4.8: Verificación del diseño de la Cimbra MK, considerando en el análisis cargas sísmicas. (Utilizando la versión estudiantil SAP2000).

4.1.2. ANÁLISIS DE NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA

Este tipo de modelación está centrada principalmente en acercarse lo máximo posible al comportamiento real de la estructura. Sin embargo, en esta modelación también se considerarán las hipótesis comunes para este tipo de estructuras, es decir, conexiones rígidas y elementos tipo barra (sin restricción al giro en los extremos) trabajando axialmente, teniendo presente que en realidad no es así, debido que las conexiones no son completamente rígidas, siendo un factor que influye en el no cumplimiento de este supuesto: la holgura entre orificio y perno de las conexiones.

En una primera instancia, se consideró la carga de cabezal de manera realista, por lo que se realizó una modelación aparte de este elemento, definiéndolo como tipo “*Shell Thin*”, asignando apoyos simples en los lugares donde están ubicados los puntales. La finalidad de lo mencionado es encontrar las cargas gravitacionales ejercidas por el cabezal a la cimbra. La modelación del cabezal, el cual posee aproximadamente 74.7 [m³] de hormigón, se muestra en la Figura 4.9, donde se asumió que el peso por unidad de volumen es de 2400 [Kg/m³].

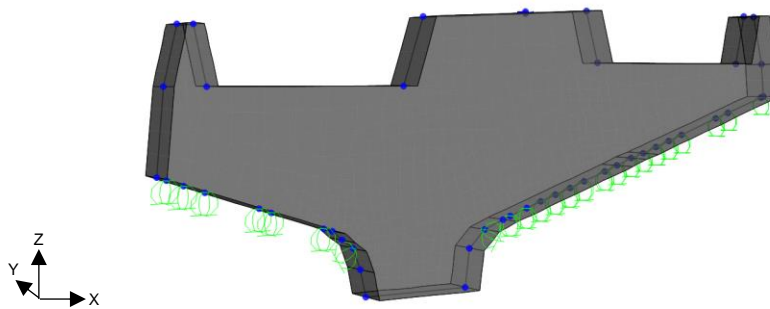
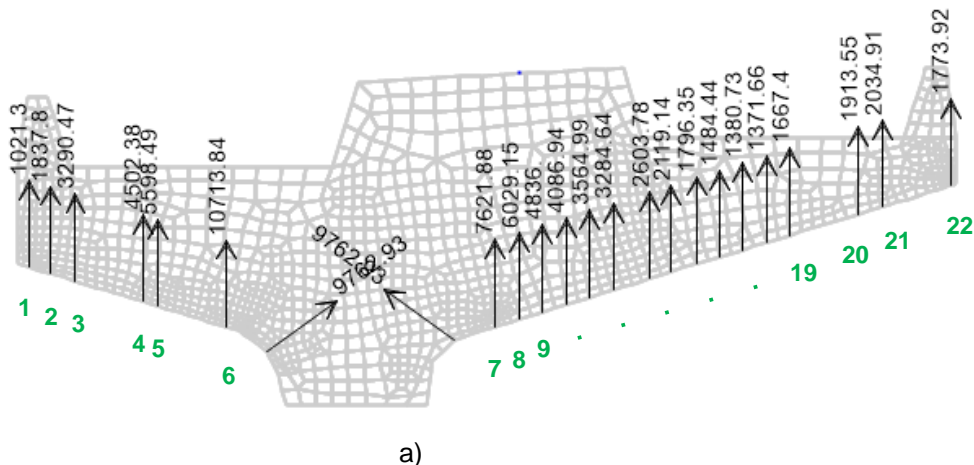
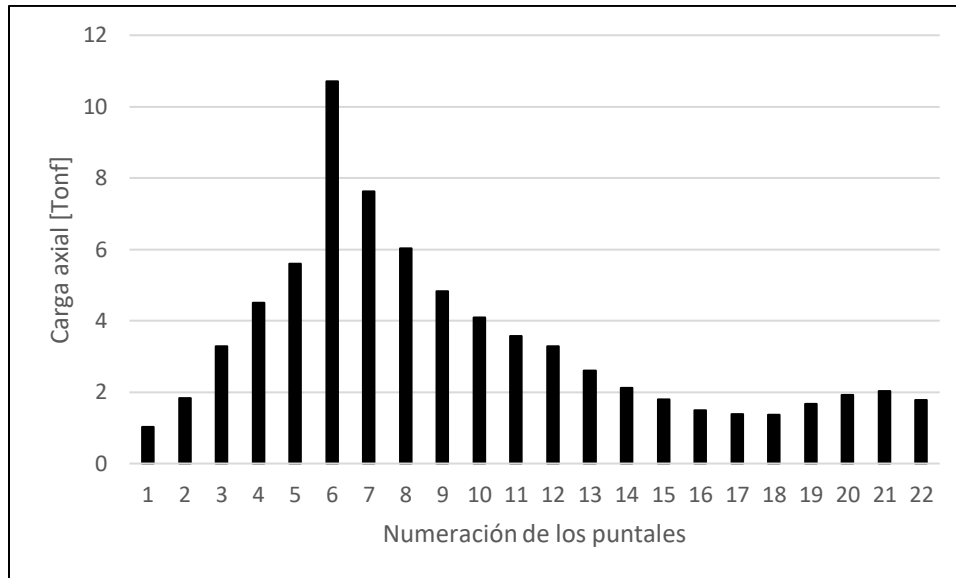


Figura 4.9: Modelación de cabezal de hormigón armado.

A partir de esta modelación, se obtienen las cargas gravitacionales, tales valores se podrán observar en la siguiente gráfica (Ver Figura 4.10a). Es importante mencionar que la obtención de estas cargas es considerando el hormigón en estado fresco, sin fraguar. Posteriormente, en el modelo de la estructura, dichas cargas se asignaron en la parte superior de los puntales.





b)

Figura 4.10: a) Reacciones obtenidas a partir de la modelación del cabezal. b) Variación de la magnitud de reacciones y cargas que se aplicaran al modelo de la cimbra.

Luego, se calculó el centro de masa del cabezal de hormigón armado, lugar donde se asignó masas traslacionales en ambas direcciones (X e Y) e inercias rotacionales respecto al eje Y debido a la geometría que presenta el elemento. No se fijó la masa en la dirección Z producto que la carga aplicada en los puntales, obtenidas anteriormente, hacen referencia a la sollicitación gravitacional. Para unir ese nodo con la estructura, se definieron cachos rígidos (sin masa), los cuales además de conectar el nodo con la estructura cumplió con la función de tener una forma similar a la del cabezal.

Otro aspecto que es importante destacar dentro de la modelación estructural realizada, es que el lugar donde se moviliza el personal de trabajo es una plancha de madera que posee un espesor de aproximadamente 2 [cm], la cual se modeló como un elemento “*Shell Thin*”, donde sus propiedades fueron obtenidas a partir de [17] (Anexo B). Sobre esta plataforma se asignó la sobrecarga de personal de $150 \left[\frac{Kgf}{m^2} \right]$, tal valor es el utilizado por la empresa que diseña este tipo de estructuras.

A diferencia del análisis elástico realizado en la sección 4.1, se considerará la particularidad de los puntales, es decir, en su parte superior estar apenados a los moldajes, pero en la parte inferior solamente apoyados. Al atender esta singularidad, se puede esperar que por ejemplo si el sismo va en la dirección X+ o X-, existirá un sector del cabezal que se estará tratando de levantar, debido que como solamente se encuentran apoyados, no soportaría esfuerzos de tracción. De esta manera, se modeló la parte inferior del puntal como un elemento tipo “*Gap*”, el cual es un elemento que sirve como conexión o soporte entre dos elementos resistiendo solamente cargas de compresión, sin embargo, este elemento asignado solo actúa cuando el análisis es no lineal, por lo que, las combinaciones de cargas se realizaron bajo un comportamiento no lineal de la estructura. Lo mencionado es el motivo principal de la no linealidad geométrica que se tuvo que asumir para poder sobrellevar la particularidad de los puntales. En la Figura 4.11, se puede observar la modelación estructural de la cimbra, considerando todos los aspectos nombrados anteriormente.

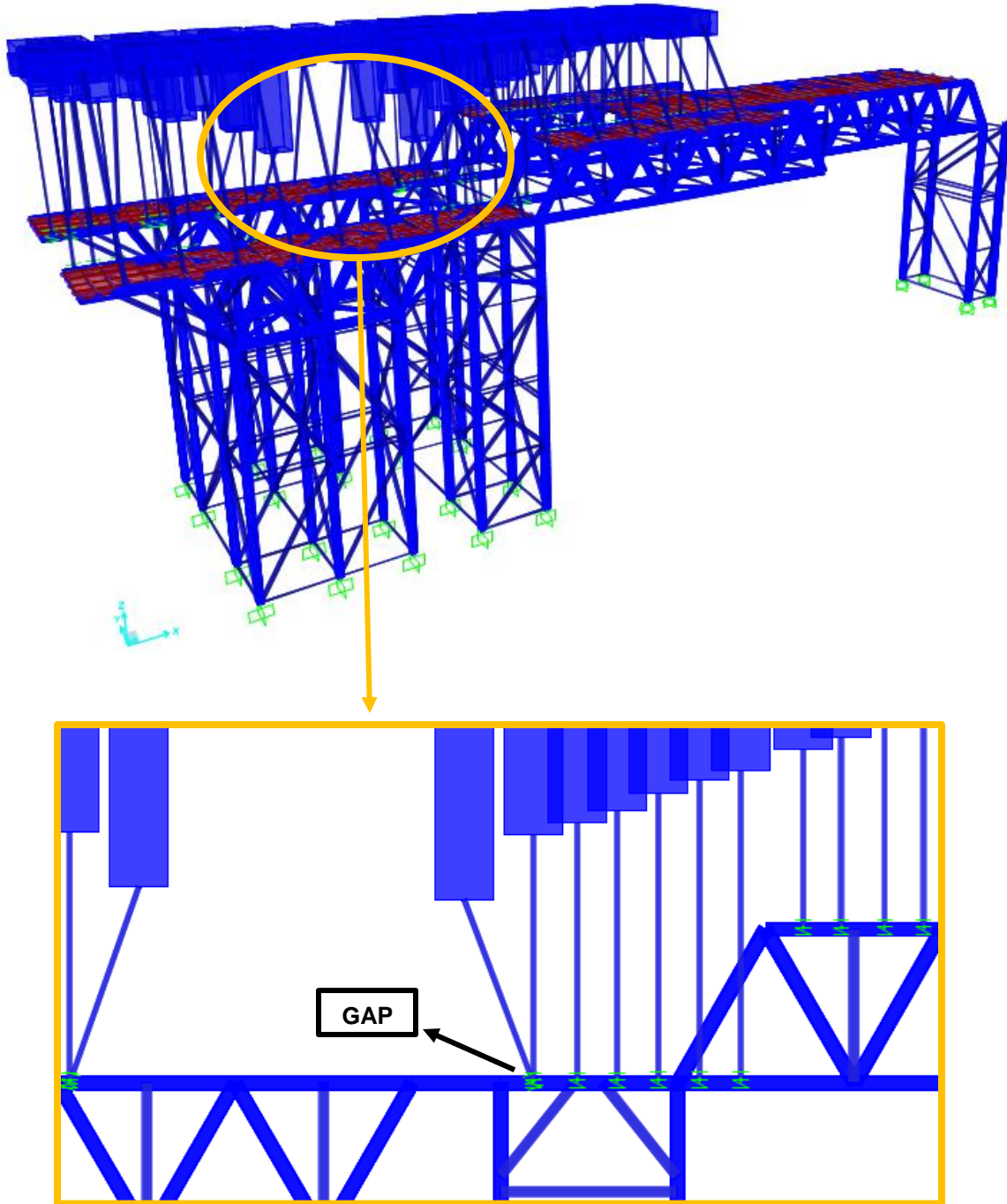


Figura 4.11: Elementos incorporados al modelo para la realización del Análisis No Lineal Geométrico.

En el centro de masa del cabezal, se someterá a la estructura a una sollicitación sísmica, sabiendo que al ser estructuras temporales la probabilidad de ocurrencia de un sismo es baja, sin embargo, siempre existe la posibilidad de que suceda tal acontecimiento. La obtención de la carga sísmica se llevó a cabo de igual manera que la Sección 4.2.1 utilizando la NCh2369Of.2015 [15].

RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación, se podrá observar el comportamiento de los elementos que componen la estructura respecto a la carga axial, a través de una gráfica de elasticidad de pandeo, comprobando de esta manera si cumplen con el esfuerzo axial admisible. Esta carga axial es obtenida a partir de los esfuerzos internos que se producen en los elementos estructurales cuando se aplican diversas solicitaciones a la cimbra. Estas solicitaciones son las mismas que se utilizaron para el análisis elástico, es decir, las mismas combinaciones de carga. El procedimiento de obtención de la curva se realizó de igual manera que la sección 4.1.2. Así, la curva que se obtiene realizando este análisis e incorporando los esfuerzos axiales de los elementos que componen la estructura tanto para el análisis con cargas gravitacionales como para cargas sísmicas, se mostrará en la Figura 4.12.

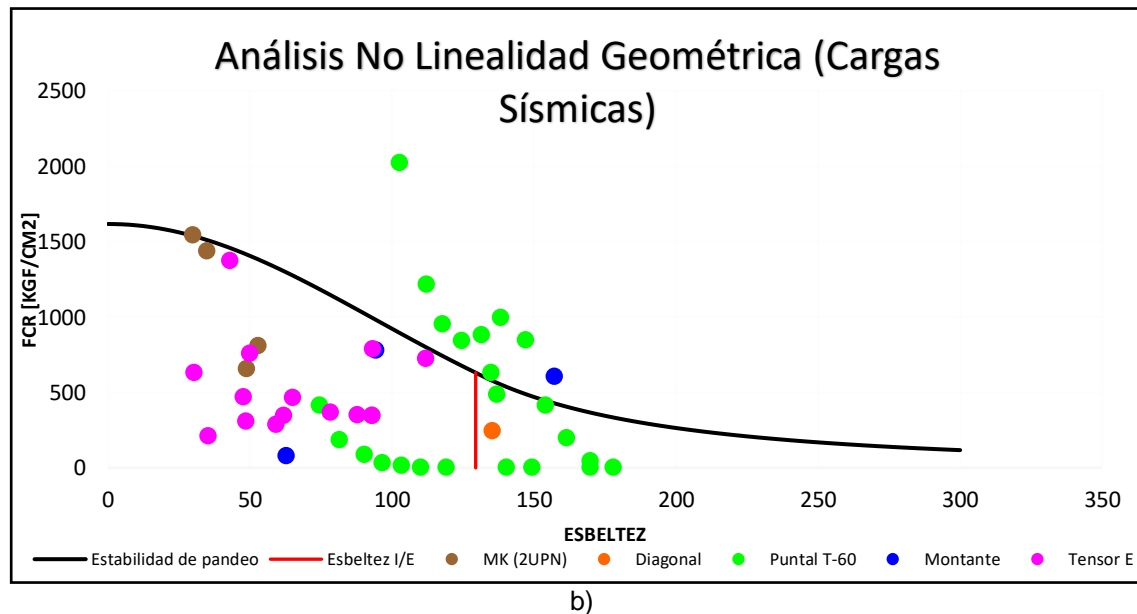
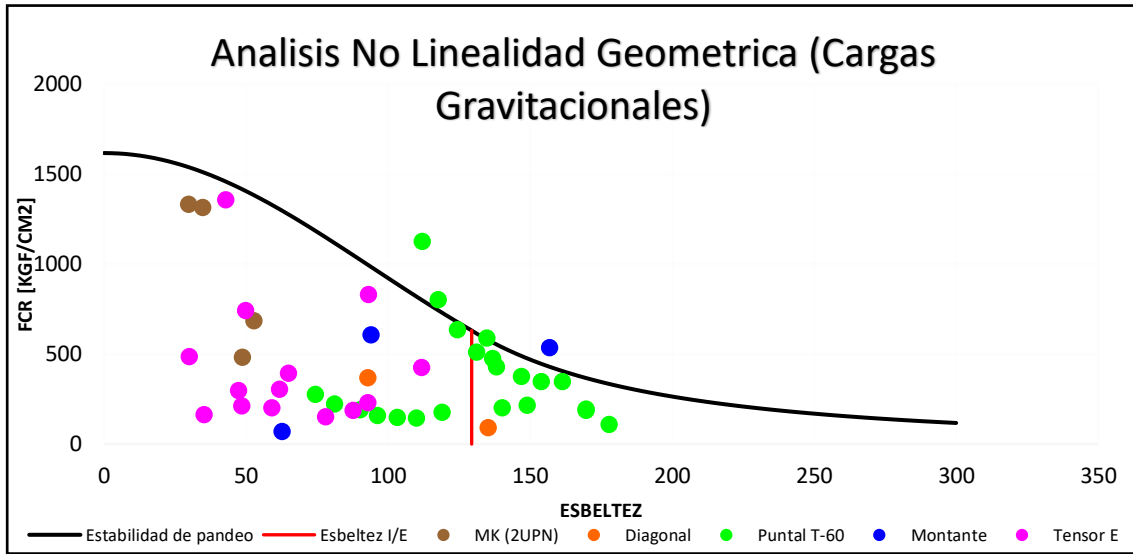


Figura 4.12: Esfuerzos axiales de los elementos estructurales v/s curva de elasticidad de pandeo considerando: a) Cargas gravitacionales. b) Cargas sísmicas.

En las Figuras 4.12, se puede observar que la mayoría de los elementos que componen la estructura, realizando el análisis con cargas gravitacionales, cumplen el esfuerzo axial admisible según la curva de elasticidad de pandeo, es decir, se encuentran bajo la curva. Por el contrario, si se observa la gráfica realizada con las cargas sísmicas, hay bastantes puntos que se encuentran sobre la curva de estabilidad de pandeo, lo que quiere decir que dichos elementos no cumplen con el esfuerzo admisible que establece la AISC360[14], cuando hay cargas sísmicas aplicadas en el modelo. Esto mencionado anteriormente se debe a que, como los puntales se encuentran solamente apoyados a la estructura, al momento de que el sismo fuese en una dirección, todos los puntales que se encuentran comprimidos se llevan toda la carga del cabezal, asimismo los elementos estructurales que se encuentran en ese sector de la cimbra, es decir, Riostra MK, Tensor E, montantes y diagonales, se encuentran más esforzados por la misma situación.

Además, si se siguen analizando las gráficas mostradas en las Figuras 4.12a. y Figura 4.12b., tanto para el caso gravitacional como el sísmico, como la mayoría se encuentra en el sector izquierdo, el pandeo que se podría generar en los elementos es del tipo inelástico, es decir, estos poseen una longitud intermedia, por lo que, si en algún momento se pandearan sería porque las tensiones sobrepasaron el límite, como lo es en el caso cuando se incorporó la sollicitación sísmica al modelo, pero, aun así, existen elementos que se encuentran en el lado derecho lo que quiere decir que también podría existir pandeo elástico de ciertos elementos estructurales, los cuales se pandearán porque poseen una propiedad de elementos largos, siendo los más propensos a pandear.

Por último, considerando todos los puntos mencionados anteriormente, se verificó el diseño de la estructura, el cual se podrá observar en la Figura 4.13.

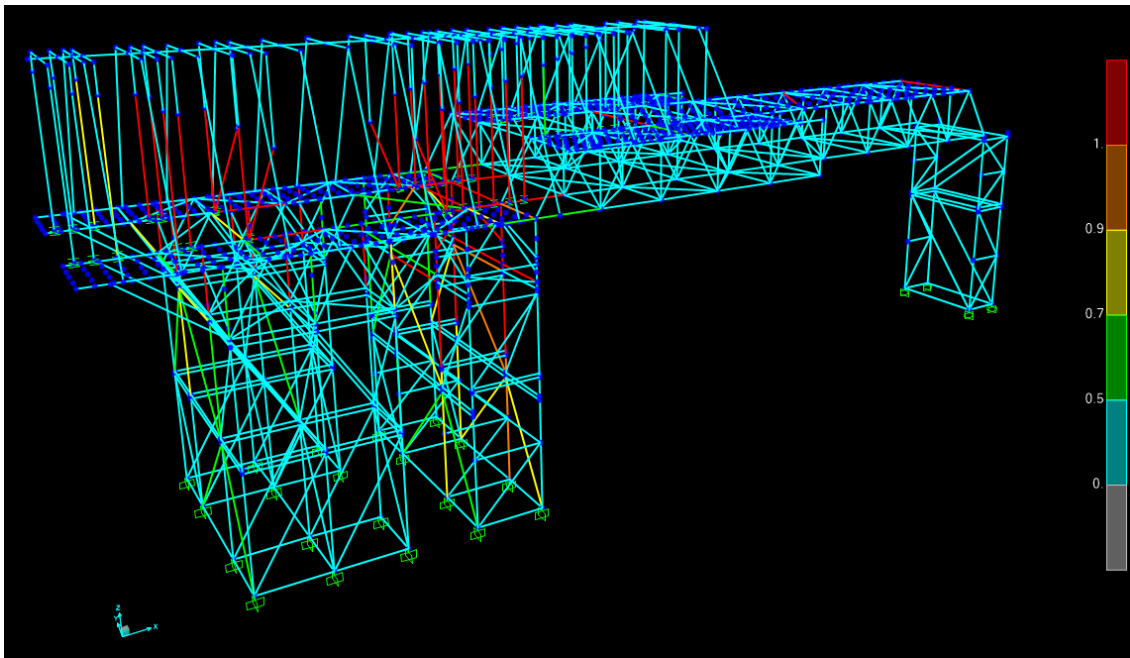


Figura 4.13: Verificación del diseño de la estructura para el Análisis No Lineal Geométrico. (Utilizando la versión estudiantil SAP2000)

En la Figura 4.13, se puede observar que hay bastantes factores de utilización que están sobrepasando el valor de uno, lo que quiere decir que el diseño, aplicando este método en el tipo de modelación, la estructura no cumple con los requerimientos establecidos en la normativa para los elementos que componen la estructura, cuando es sometida a cargas sísmicas.

4.2. PUENTE CAMIÓN

4.2.1. ANÁLISIS ELÁSTICO CONVENCIONAL

En una primera instancia el Puente Camión se estudia mediante un análisis elástico convencional, para ello se realizó la modelación de esta estructura, en la cual en un comienzo se llevó a cabo el modelo del puente tal cual como está diseñado, incluyendo inclusive el camión. Las solicitaciones aplicadas al modelo están compuestas principalmente por una carga móvil asignada en el programa SAP2000 (Versión estudiantil), además de la sobrecarga de trabajo en los costados de la estructura. La carga móvil, consiste en un vehículo (camión) aplicada como cargas puntuales que se desplazan a medida que va avanzando el camión a través del puente, estas cargas están asignadas en cada una de las ruedas del camión, la magnitud de estas está establecidas en la sección 3.2. En la Figura 4.14, se puede apreciar la modelación del puente.

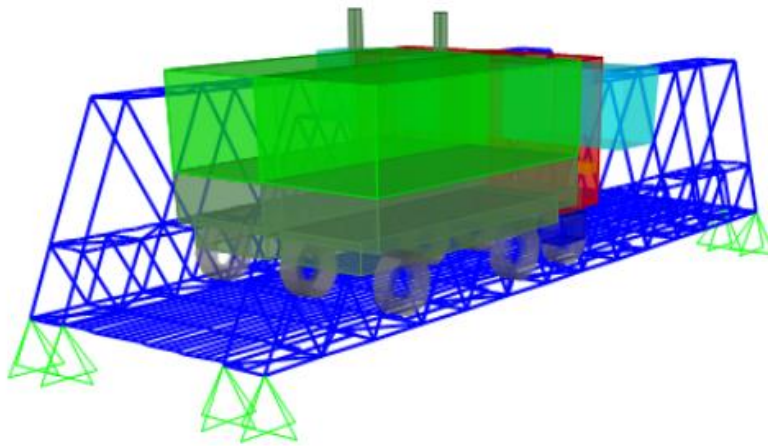
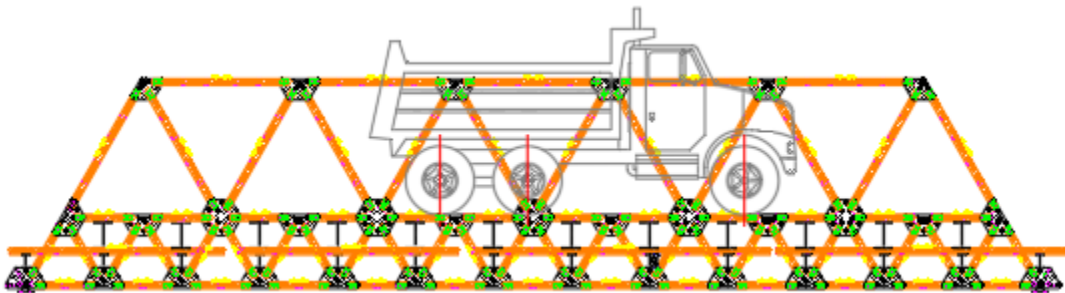
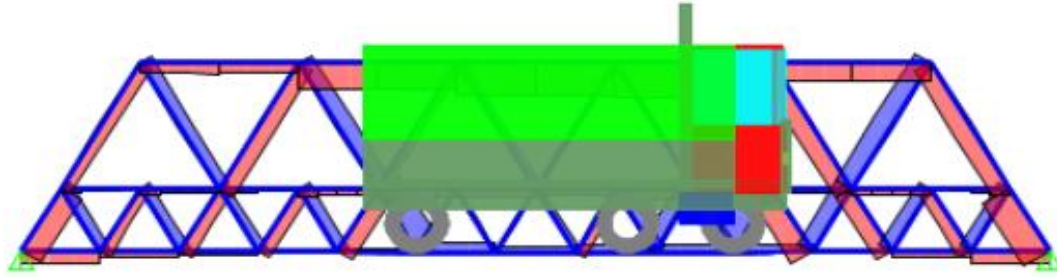


Figura 4.14: Modelo de Puente Camión considerando carga móvil.

La finalidad principal de esta modelación es solamente obtener la posición del camión que produce el comportamiento más desfavorable de la estructura, debido que posteriormente se quiere realizar un análisis no lineal del puente, el cual se debe llevar a cabo en un programa que no posee herramientas para considerar cargas móviles como la mencionada anteriormente. De esta forma, se procedió a observar la posición del camión más desfavorable, la cual se produce cuando la segunda rueda del camión se encuentra en el centro del puente, esto se puede comprobar a partir de las Figuras 4.15a y 4.15b.



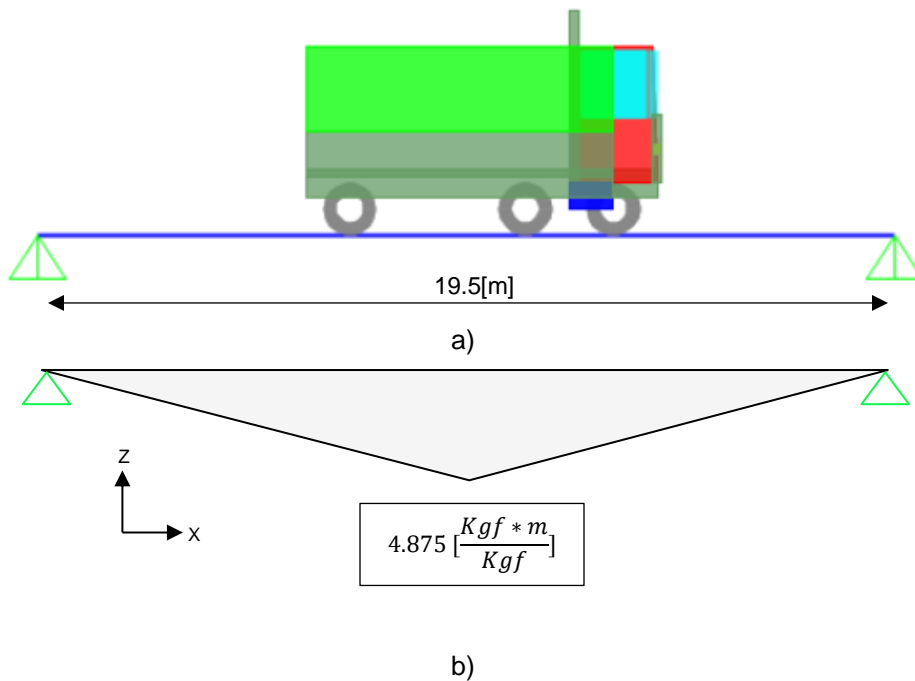
a)



b)

Figura 4.15: Posición crítica del camión: a) Puente Camión en vista longitudinal. b) Modelación en vista longitudinal con esfuerzos axiales máximos.

Si bien es cierto, el camión que se puede observar en la Figura 4.15b no tiene la misma posición de la rueda central como se muestra en la Figura 4.15a, lo cual es debido a que el programa posee esa forma de vehículo predeterminado, sin embargo, las cargas móviles fueron asignadas en la posición real de las ruedas. La Figura 4.15b, muestra que los esfuerzos axiales máximos se producen en la posición mencionada recientemente. No obstante, para poder comprobar la posición crítica, se realizó un análisis de líneas de influencia considerando un modelo análogo, que consiste en una viga tipo a la cual se le aplicaron las cargas del camión, con el fin de observar en más detalle la posición crítica del vehículo. Se analizó la línea de influencia de momento.



b)

Figura 4.16: a) Modelación adicional (sencilla) con la posición crítica del camión. b) Análisis de línea de influencia respecto al momento flector.

Tabla 4.2: Influencia de la posición de las ruedas en el puente.

Rueda en el centro	Momento [Kgf-m]
1° rueda	63870.45
2° rueda	78173.55
3° rueda	73885.93

A partir del análisis de líneas de influencia realizado, se puede confirmar el resultado obtenido con la modelación del puente considerando la carga móvil del camión, es decir, la posición crítica del camión en el puente es cuando su segunda rueda se encuentra justo en el centro de la estructura. Siendo la resultante de la carga más desfavorable ubicada a 10.60[m], considerando como referencia el apoyo de la izquierda.

Luego, se procedió a realizar la modelación en dos dimensiones del puente, la cual considera solamente un enrejado de los dos que se encuentran en el centro del puente, como indica la Figura 4.17. Esta modelación considera el traspaso de las cargas puntuales generadas por las ruedas del camión, a través de las vigas IN 50x95.8, luego estas se asignan como carga puntual al centro de las vigas IN 25x48.3, hasta llegar a los enrejados que están compuestos por riostras MK. Este procedimiento se explica en la Figura 4.18.

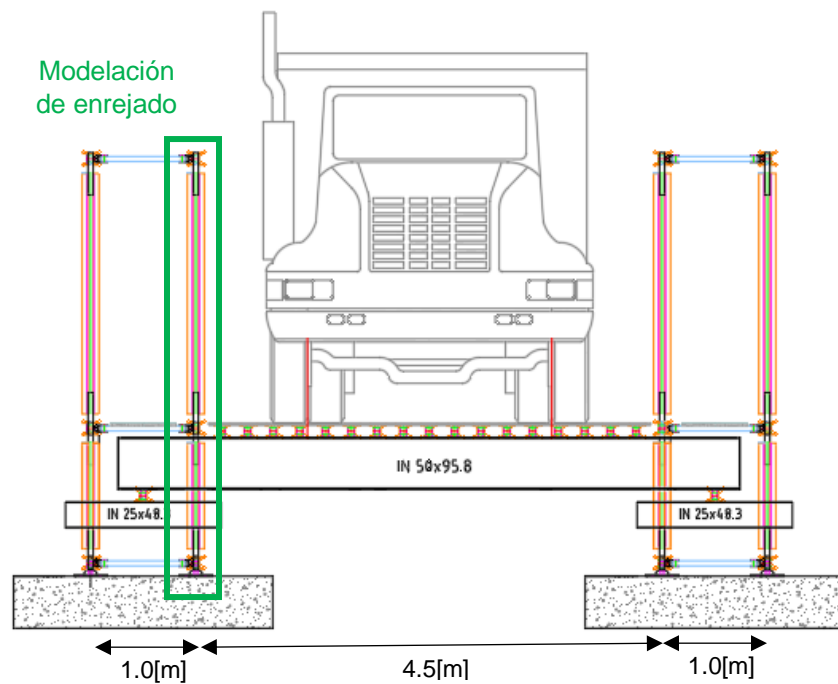


Figura 4.17: Enrejado utilizado para la modelación en dos dimensiones.

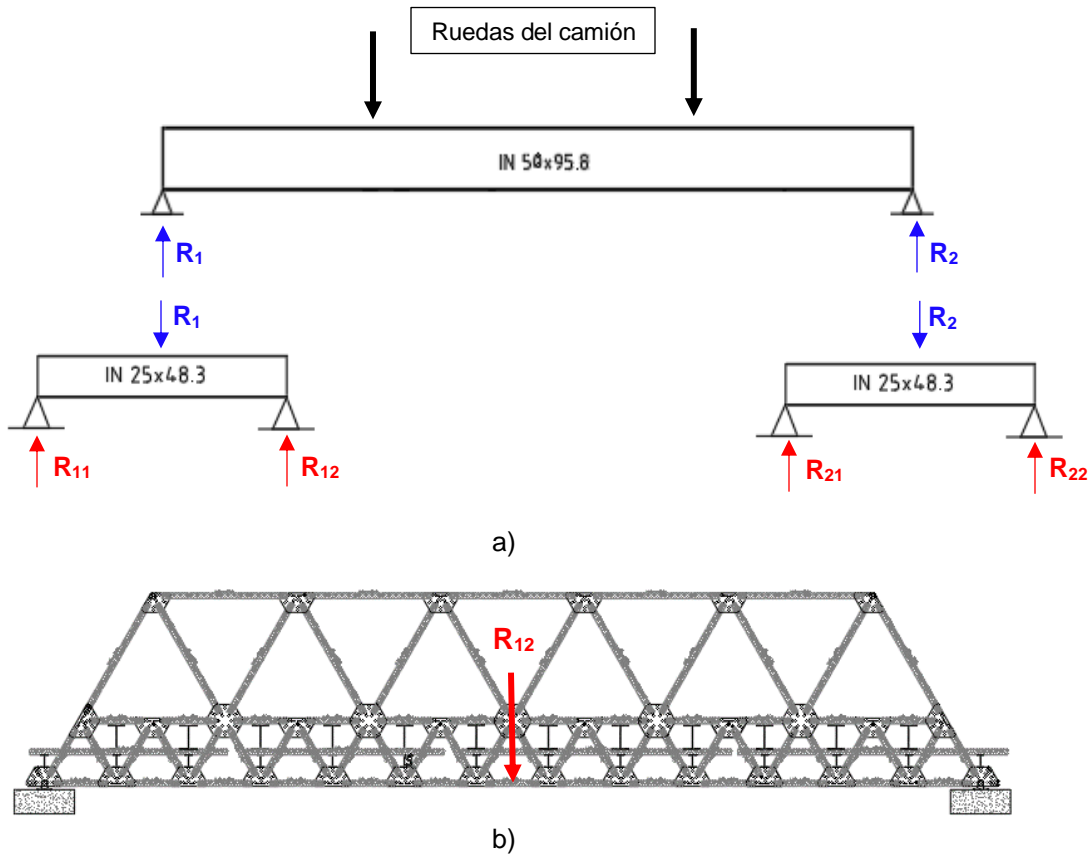


Figura 4.18: Metodología utilizada para la transferencia de cargas, a) Transferencia de cargas en vista corte transversal, b) Transferencia de carga en la vista longitudinal.

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, la segunda rueda del camión se encuentra ubicado en el centro del puente, sin embargo, las cargas aplicadas en una estructura articulada deben estar aplicada en los nodos de la estructura, por lo que, al estar la segunda rueda en el centro, lugar donde no se encuentra ningún nodo en el cordón inferior del enrejado, se debe realizar traspaso de carga a los nodos mediante estática. Este procedimiento se puede observar en la Figura 4.19. Cabe destacar que esta modelación en dos dimensiones tiene como finalidad única poder realizar comparaciones con el análisis no lineal que se realizará posteriormente.

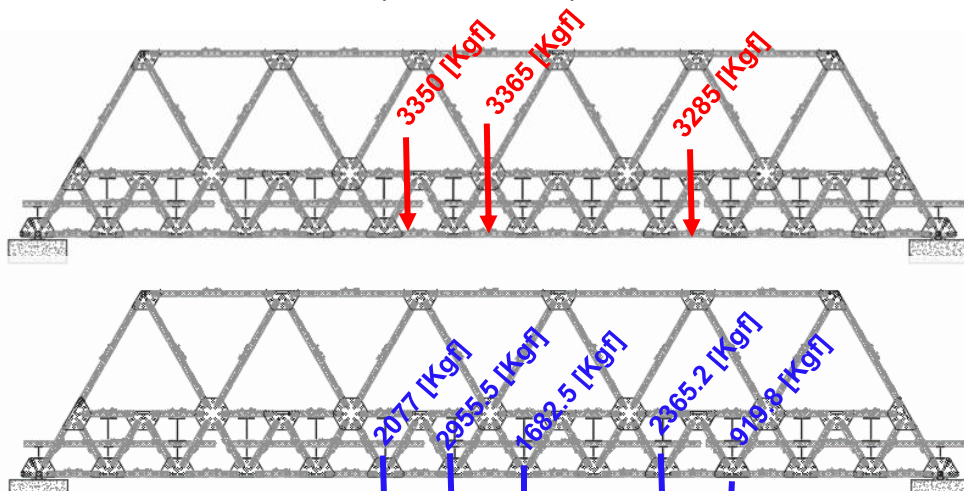


Figura 4.19: Transferencia de cargas a los nodos del articulado.

Para la modelación de esta estructura no se consideraron solicitaciones sísmicas, debido que el puente posee poca masa comparada con la del camión. Por otra parte, al igual que la cimbra, no se incluyeron cargas de viento en el análisis, debido que como el área de acción de esta estructura articulada es pequeña, siendo esta área directamente proporcional a la carga de viento que actúa en la estructura, considerar dicha carga no resulta relevante dentro del análisis. Así, se procedió a obtener resultados, los cuales se pueden observar en la siguiente sección.

RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados obtenidos están relacionados con los esfuerzos internos de los elementos que componen la estructura, los cuales fueron obtenidos mediante el modelo expuesto en la sección 4.2.1., que se llevó a cabo en el programa estructural SAP2000 (Versión estudiantil). Al modelo desarrollado se les aplicaron diversas combinaciones de carga, según lo que establece la normativa chilena NCh3171Of.2010[16]. Cabe destacar que el análisis se debe llevar a cabo mediante el método ASD, por lo que las combinaciones de carga que corresponden a este método son las siguientes:

1. D
2. D+L
3. D+0.75L

Donde:

D = Carga permanente.

L = Carga de uso.

Para incorporar la sollicitación del camión en las combinaciones de carga, se consideró como si fuese la carga de uso (L), esto es producto que se indagó en Aashto LRFD Bridge Design Specifications, 2010 [18], los factores que acompañan a la carga vehicular en un puente, donde estos están en el rango de 1.35-1.75, sin embargo, esos factores son utilizados, como lo dice el nombre del documento, cuando el método empleado es el LRFD, por lo que, no se pueden utilizar directamente. No obstante, se compararon estos factores con los que se encuentran establecidos en NCh3171Of.2010 [16] para el método LRFD, donde los factores que acompañan a la carga de uso (L) se encuentran entre 1.4-1.6. De esta manera, se puede notar que ambos intervalos son bastante parecidos, por lo que, se propuso utilizar la carga de uso establecida en la normativa chilena como la carga del camión.

Luego de obtener todas las combinaciones de carga, se procede a realizar una envolvente, la cual permite obtener los esfuerzos internos máximos que se generan en cada uno de los elementos y las deformaciones máximas que se produce en la estructura. Cabe destacar que los siguientes resultados son los obtenidos a partir de la modelación del puente considerando la carga móvil del camión (Ver Figura 4.14), debido que se debe tener en cuenta que esta es una modelación que entregará un comportamiento más cercano a la realidad. Si bien es cierto, el modelo que consiste en un enrejado con cargas puntuales asignadas a los nodos es un buen ejemplar, solamente se utilizará para realizar comparaciones con los resultados que se obtendrán a partir del análisis no lineal.

De este modo, en una primera instancia, se analizan los esfuerzos axiales (ver Figura 4.20), siendo comparados con los esfuerzos admisibles establecidos por la AISC 360 [14], los cuales se encuentran definidos indirectamente en la curva de elasticidad de pandeo. Esta curva se obtuvo al igual que como se calculó para la cimbra MK (Sección 4.1.2.).

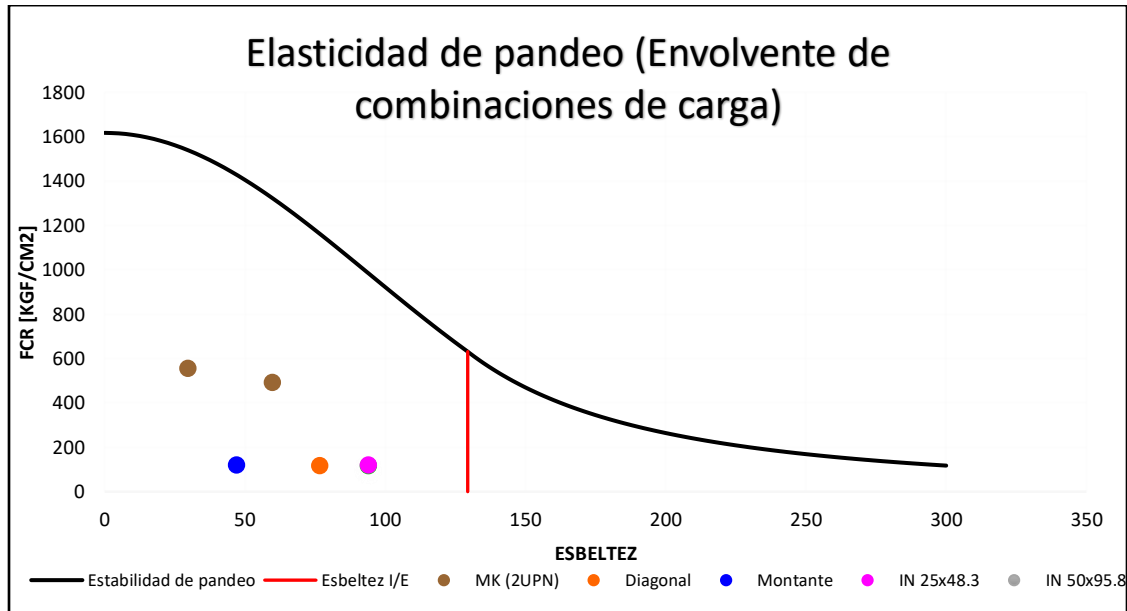


Figura 4.20: Esfuerzos axiales de los elementos v/s Curva de elasticidad de pandeo.

Como se puede notar en la gráfica que muestra la Figura 4.20, todos los esfuerzos axiales, representados como puntos, se encuentran bajo la curva de elasticidad de pandeo, es decir, estos valores son menores al esfuerzo admisible, por este motivo se puede notar que los elementos que están sometidos a cargas axiales poseen un buen comportamiento, según la AISC360 [14]. Si bien es cierto, los elementos tipo barra que están sometidos a esfuerzos axiales, cumplen con el esfuerzo admisible, existen dos tipos de vigas IN, que se encuentran en el plano transversal, los cuales son elementos claves para la transferencia de cargas provenientes del camión hasta los enrejados que se encuentran en la parte lateral del puente. Estas vigas están esforzadas principalmente a corte y a flexión, por este motivo es que se realiza una verificación del diseño a flexión y a corte de las vigas IN.

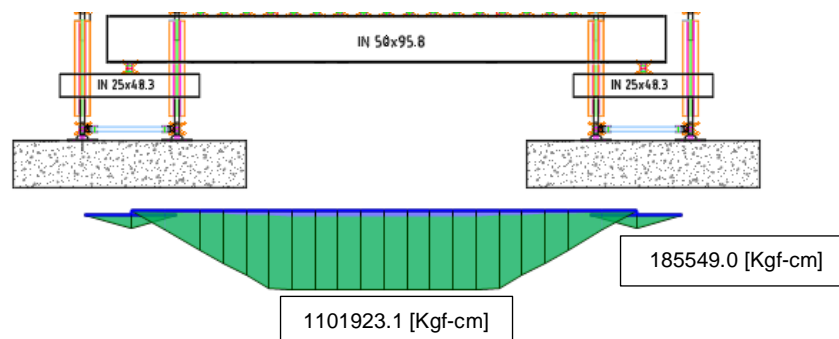


Figura 4.21: Diagrama de momento de la viga IN 50x95.8 e IN 25x48.3.

Tabla 4.3: Verificación a flexión de las vigas IN 50x95.8 e IN 25x48.3.

	Verificación a flexión	
	IN 50x95.8	IN 25x48.3
Mu [Kgf-cm]	1101923.1	185549.0
MnΩ [Kgf-cm]	3691449.2	1047357.5
Razón de uso	0.30	0.18

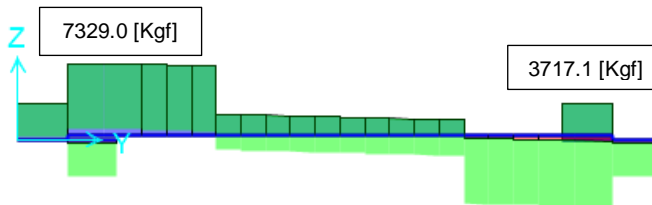


Figura 4.22: Diagrama de corte de las vigas IN 50x95.8 e IN 25x48.3.

Tabla 4.4: Verificación a corte de las vigas IN 50x95.8 e IN 25x48.3.

	Verificación al corte	
	IN 50x95.8	IN 25x48.3
Vu [Kgf]	7329.0	3717.1
VnΩ [Kgf]	43200.0	16200.0
Razon de uso	0.17	0.23

A partir de las tablas 4.3 y 4.4, se puede apreciar que el momento y corte últimos se encuentran por debajo del admisible, por lo que el diseño en cuanto a esos parámetros se encuentra verificado y cumpliendo con los requerimientos establecidos por la normativa. Posteriormente, se procedió a verificar el diseño de la estructura completa mediante el programa SAP2000 (Versión estudiantil). Para esta verificación se acogió la hipótesis de que el puente se comporta como una estructura OMF (Ordinary Moment Frame), al igual que la cimbra. En la Figura 4.23, se puede notar que todos los factores de utilización son menores a uno, lo cual comprueba todos los resultados obtenidos y mencionados recientemente, es decir, todos los elementos se encuentran cumpliendo con los esfuerzos internos admisibles.

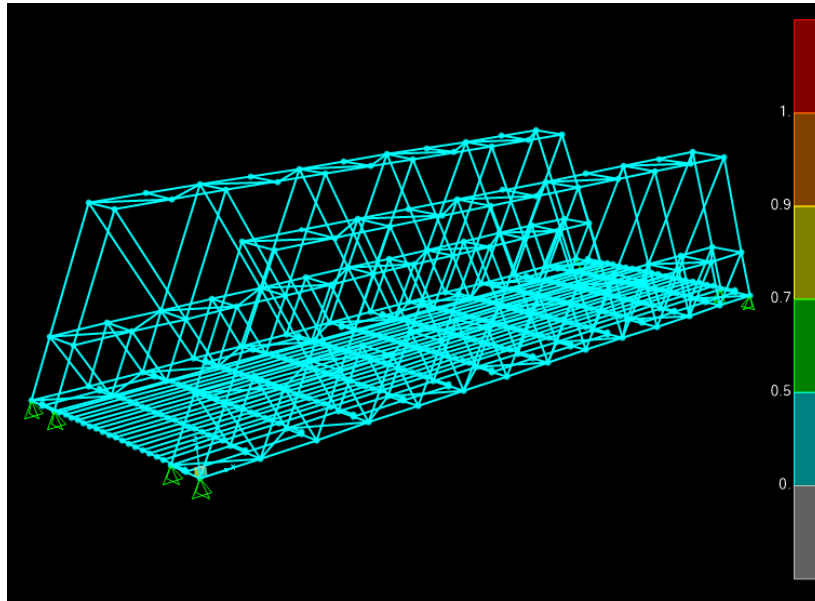
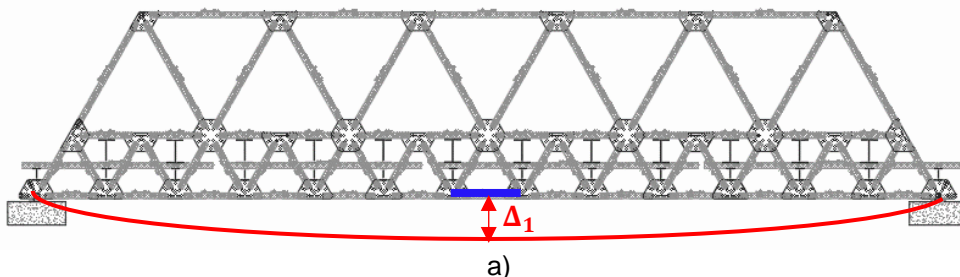


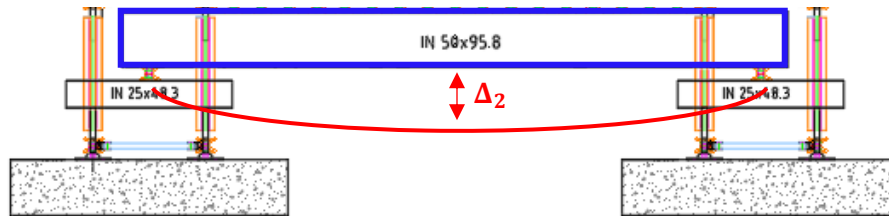
Figura 4.23: Verificación del diseño de Puesto Camión. (Utilizando SAP2000 versión estudiantil)

Por último, es importante realizar un análisis de deformaciones a este tipo de estructuras, debido que puede que se encuentren todos los elementos bajo la curva de elasticidad de pandeo, pero el puente se puede estar deformando en gran medida provocando un deterioro y una disminución de la durabilidad de la estructura. Si bien es cierto, lo mencionado es una causa preocupante, existe un aspecto aún más inquietante según antecedentes históricos [18], el cual es: la vibración de los puentes, generando una reacción psicológica adversa en los usuarios, ya sean peatones o conductores. AASHTO, establece criterios para calcular los límites de deformación en puentes de acero, siendo la deformación máxima (deformación límite) para puentes considerando cargas vehiculares y peatones:

$$\Delta_{Max} = \frac{\text{Distancia entre apoyos longitudinales}}{1000} = \frac{19.5 [m]}{1000} = 0.0195[m] = 1.95 [cm]$$

De esta manera, se realizó un registro de deformaciones en los lugares críticos de la estructura, estos lugares son: en la parte central de los cuatro enrejados laterales y en las vigas IN 50x95.8 que se encuentra en el centro del puente.





b)

Figura 4.24: Puntos de control para el registro de deformaciones.

La deformación máxima (deformación límite), calculada anteriormente, es comparada con el registro de deformaciones realizado (Ver Tabla 4.5). Cabe destacar que estas deformaciones fueron obtenidas solamente considerando la carga viva, es decir, la carga del camión. Así, se obtiene que ambos puntos de control cumplen con la deformación límite (Δ_{Max}) establecida por [18].

Tabla 4.5: Registro de deformaciones máximas en dos puntos de control.

	Valores máximos
$\Delta_1[cm]$	0.4745
$\Delta_2[cm]$	0.8540

4.3. ANALISIS NO LINEAL

4.3.1. PUENTE CAMIÓN

En esta sección se realiza un análisis no lineal del puente, con el fin de obtener la influencia de las holguras en las conexiones en el comportamiento del mismo. Para esto, se acude al documento mostrado en la revisión bibliográfica (Capítulo II) realizado por Liyang & Bocchini [7], el cual consiste en la modelación de una conexión simple, es decir, dos placas conectadas mediante un perno. El estudio mencionado se realizó con el fin de obtener el comportamiento histerético y observar el mecanismo de disipación de energía, dicho de otra manera, el deslizamiento. Por este motivo, como el propósito principal de este análisis presenta el mismo objetivo que el estudio realizado en [7], se procedió a realizar una calibración de una regla de histéresis. Para esto, se tomó uno de los experimentos realizados por Liyang & Bocchini, el cual está compuesto por placas de ancho 50.8[mm] y espesor de 7.9[mm] (ver Tabla 2.3: Configuración N°4). A esta conexión los autores del documento le aplicaron una sollicitación del tipo desplazamiento controlado, el cual se muestra en la Figura 4.25.

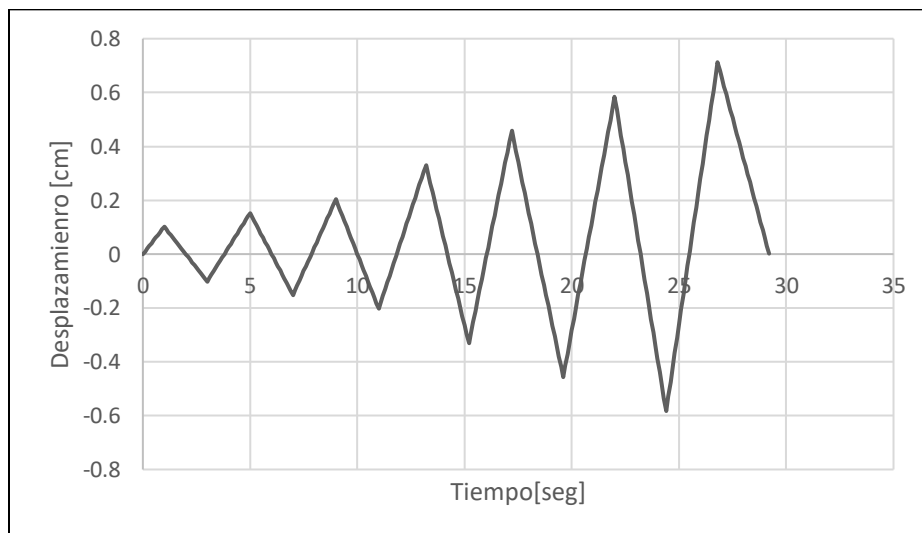


Figura 4.25: Desplazamiento controlado aplicado al modelo de calibración. [Gentileza de Liyang & Bocchini]

De este modo, para llevar a cabo una calibración que permita obtener un comportamiento similar al que obtuvieron los autores en [7], se modela un elemento tipo Spring, considerando en el extremo izquierdo un apoyo fijo y en el extremo derecho un nodo donde se aplica el mismo desplazamiento controlado que se le aplicó en [7] (ver Figura 4.25). A continuación, se presentará un esquema del modelo propuesto para la calibración.

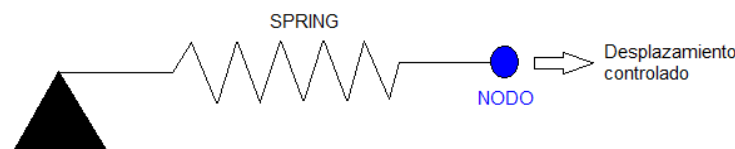


Figura 4.26: Modelo de calibración de regla de histéresis.

Posterior a la realización del modelo, se procede a elegir en los Apéndices de Ruaumoko [19] la regla de histéresis para llevar a cabo la calibración. La regla de histéresis escogida es la llamada Concrete Anchor Fastener (IHYST=64), la cual representa el comportamiento cíclico de los pernos de anclaje en el hormigón (ver Figura 4.27). Si bien, esta regla de histéresis no está creada específicamente para los tipos de elementos que se encuentran en estudio en el presente documento, el comportamiento es similar, ya que, como se aprecia en la Figura 4.27 presenta específicamente dos valores (d_{gN0} y d_{gP0}), los cuales podrían representar abiertamente el deslizamiento del perno a través del agujero.

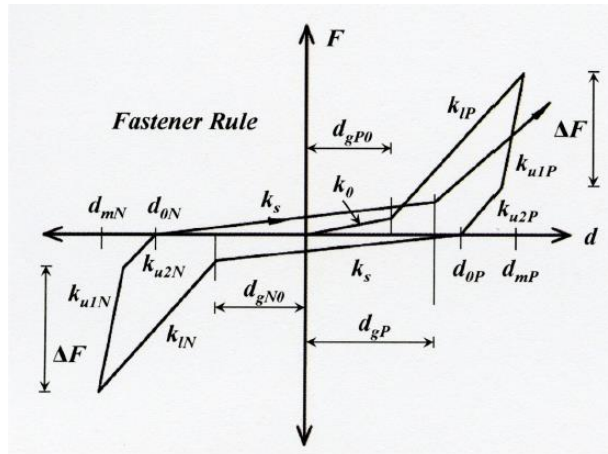


Figura 4.27: Regla de histéresis, Concrete Anchor Fastener.

Nótese que la histéresis en el segmento donde se está cargando el elemento, es decir, en el tramo inicial, es solamente bilineal, en cambio el comportamiento de la conexión obtenido por [7] expresaba que en la fase de carga era trilineal, por lo que se realiza una simplificación en la calibración, donde se trazó una línea que va desde el comienzo hasta que termina el deslizamiento, esto se realizó para llevar a cabo el ajuste de la regla de histéresis con el comportamiento real. Esta simplificación no tiene gran incidencia en el análisis debido que el propósito principal es la influencia de las holguras en la conexión, es decir, la deformación de la estructura producto a los espacios que quedan en las conexiones metálicas. Lo mencionado anteriormente se puede apreciar en la Figura 4.28.

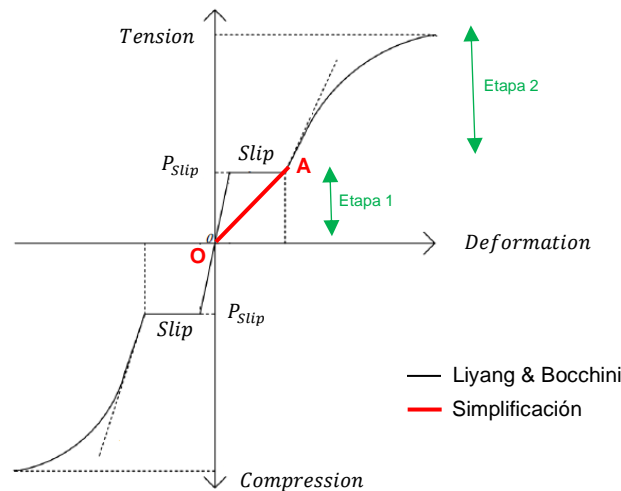


Figura 4.28: Simplificación del comportamiento de la conexión para reflejarlo en la regla de histéresis.

Así, luego presentar el anterior alcance y ajustar la regla de histéresis con los factores que especifica [19] (Ver Anexo C), se realizó una comparación entre los resultados obtenidos en [7] y los resultados obtenidos en la calibración de la regla de histéresis Concrete Anchor Fastener, esto se puede observar en la Figura 4.29.

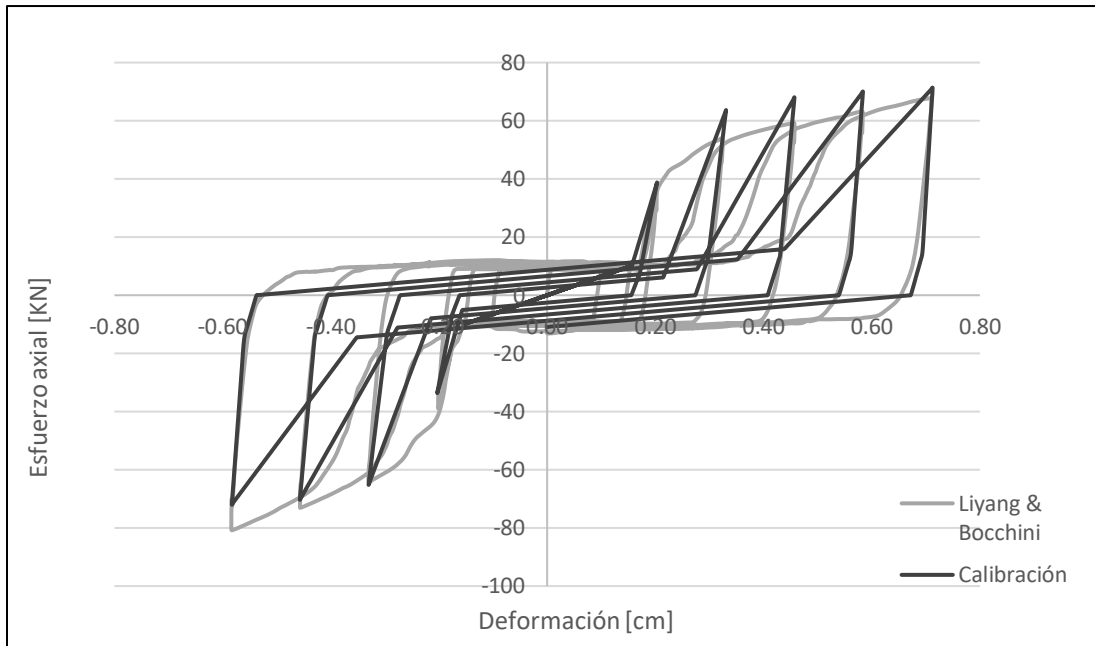


Figura 4.29: Comparación entre los resultados obtenidos por Liyang & Bocchini y los resultados de la calibración.

Como se puede notar el comportamiento es similar, sin embargo, existen ciertas diferencias entre ambos, empero, si se analiza en detalle la Figura 4.29 se puede apreciar que la calibración realizada captura los deslizamientos (generados por la presencia del espacio entre el perno y el agujero), presenta rigideces medias en todos los tramos y, además, el área encerrada, es decir, la energía disipada es comparable con la entregada por Liyang & Bocchini [7], es más, esta energía es menor, lo que hace que la representación del comportamiento planteada sea conservadora. Así, luego de los argumentos mencionados, se puede notar que la regla de histéresis y la posterior calibración, representan apropiadamente el comportamiento de las conexiones metálicas.

Posteriormente, se lleva a cabo la calibración de esta regla de histéresis para representar el comportamiento de cada elemento que compone al Puente camión, con el fin de incorporar y modelar las conexiones en la estructura. Esta calibración posee ciertos detalles, ya que, cada elemento que presenta diferentes longitudes, generando que las rigideces de cada uno de los tramos varíen, lo cual conlleva que los factores utilizados en la calibración de la regla de histéresis varíen para cada uno de los elementos. A continuación, en la Figura 4.30, se podrá observar cómo será la incorporación de los elementos al modelo de la estructura a partir de un esquema, explicando, además, la consideración de las rigideces.

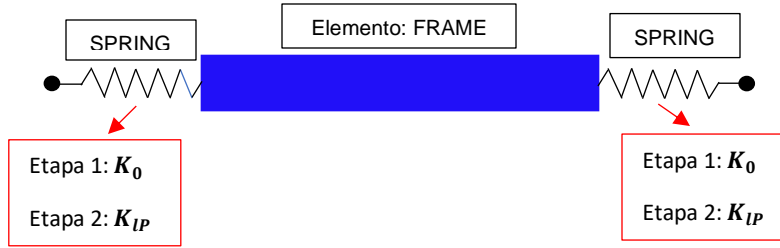


Figura 4.30: Propuesta de modelo para cada uno de los elementos que componen la estructura.

Como se puede observar, el modelo que muestra la Figura 4.30, está compuesto por un elemento en el centro tipo Frame y por dos elementos tipo Spring, los cuales representan el comportamiento de la conexión. De este modo, en dichos elementos es donde estará asignada la regla de histéresis. Además, con el fin de poder representar en la regla de histéresis el comportamiento real se asignaron dos tipos de rigidez en cada elemento Spring (K_0, K_{IP}), donde K_0 es la rigidez inicial de la conexión antes del deslizamiento y K_{IP} es la rigidez del elemento luego de que la conexión deslizó (Ver Figura 4.27). La forma en que se calcularon se mostrará a continuación.

Para el cálculo de K_0 , como se mencionó anteriormente, se realizó la simplificación mostrada en la Figura 4.28, es decir se tomaron dos valores, la posición original de la conexión y el segundo la posición de la conexión luego de que se produjo el deslizamiento, es decir, cuando el perno está ubicado en la pared del agujero. Este último se origina cuando la carga axial supera la fricción o el ajuste por apriete de los pernos. Esta carga es la llamada P_{Slip} , la cual se calcula siguiendo lo establecido en el documento [7].

$$P_{Slip} = \mu m P$$

Donde:

μ = Coeficiente de fricción entre placas conectadas.

m = Numero de planos de deslizamiento.

P = Carga por ajuste de los pernos.

La carga por ajuste de los pernos se calcula a partir de lo establecido en [7] de la siguiente forma:

$$P = \frac{T}{K_{Torque} d_b}$$

Donde:

T = Torque o par de apriete de los pernos.

d_b = Diámetro del perno.

K_{torque} = Coeficiente de torque.

Así, para la obtención de P se deben tener los valores de los parámetros mencionados anteriormente. El valor del Torque de apriete (T) tiene un valor de 25.44[Kgf-m] el cual es obtenido a partir de [20]. Por otro lado, los pernos utilizados en las conexiones de esta estructura son los M16, los cuales poseen un diámetro de 16 [mm] (d_b). Por último, el coeficiente de torque (K_{torque}), según lo que menciona [7], se encuentra entre los valores de 0.1 (conexión bien lubricada) y 0.3 (conexión sucia u oxidada). Los autores en su documento establecen que el valor típico para este coeficiente es de 0.25. De esta manera, el valor de P es el siguiente:

$$P = \frac{25.44}{0.25 * 0.016} = 6461.14 [Kgf]$$

Una vez encontrado el valor de la carga de ajuste de los pernos (P), se sigue con el cálculo de la carga que produce el deslizamiento (P_{slip}). Un punto importancia que es necesario resaltar es que la cantidad de planos de deslizamiento es 1, es decir, el valor $m = 1$, debido que se asume que los elementos que componen la estructura son tipo barra, es decir, están sometidos principalmente a esfuerzos axiales (compresión y tracción), por lo que, el plano donde se está generando el deslizamiento es en la dirección donde se están ejerciendo estas fuerzas (Ver Figura 4.31), siendo solamente uno el plano de deslizamiento en estudio.

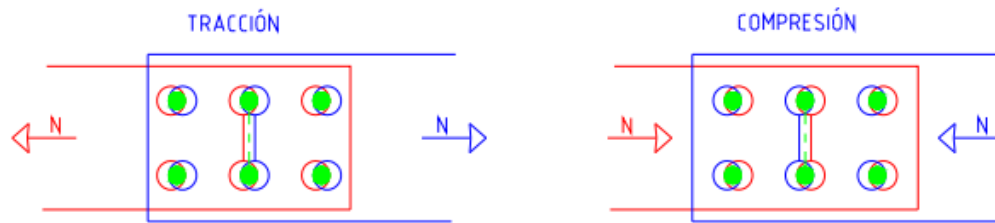


Figura 4.31: Plano de deslizamiento. [Gentileza de Ulma Construction]

De esta manera, ya teniendo el valor de P y m , solamente resta obtener el coeficiente de fricción entre placas (μ) para la obtención de la carga de deslizamiento. Ciertamente, este valor no se conoce con exactitud debido que las estructuras en estudio están compuestas por elementos prefabricados, es decir, por elementos reutilizados, de tal forma que no se sabe con claridad si los encuentran nuevos o si presentan un mayor uso, pudiendo estar desgastados o con ciertas irregularidades, generando variaciones en el coeficiente de fricción. Por este motivo, se realizó el análisis considerando variaciones en los coeficientes de fricción, los cuales se encuentran en el rango de $\mu=0.1$ y $\mu=0.35$. Así, los valores de la carga de deslizamiento:

Tabla 4.6: Carga de deslizamiento considerando una conexión conformada solamente por un perno.

μ	P_{slip} [Kgf]
0.1	646.11
0.15	969.17
0.2	1292.22
0.25	1615.28
0.3	1938.34
0.35	2261.39

Por cierto, las cargas de deslizamiento mostradas en la Tabla 4.6, son los valores a partir de los cuales se generaría el deslizamiento de una conexión compuesta solamente por un perno, pero como podemos notar en la Figura 4.31, las conexiones de la estructura están compuestas por 6 pernos, por lo que, los valores de P_{Slip} deben ser multiplicados por la cantidad de pernos. De esta manera, los valores de la carga de deslizamiento para las conexiones son las que se pueden observar en la Tabla 4.8.

Tabla 4.7: Carga de deslizamiento considerando una conexión conformada por 6 pernos.

μ	P_{Slip} [Kgf] (6 pernos)
0.1	3876.68
0.15	5815.02
0.2	7753.36
0.25	9691.70
0.3	11630.04
0.35	13568.38

Así, ya obtenidas las cargas de deslizamiento de la conexión para los diferentes coeficientes de fricción, se debe obtener el valor del deslizamiento. Para la obtención de este valor se presentará en la Figura 4.32 un esquema representativo.

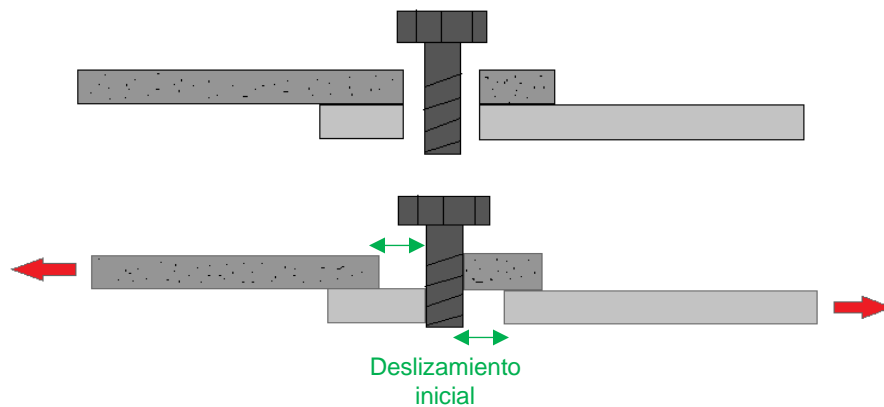


Figura 4.32: Deslizamiento del perno a través del orificio.

Como se puede notar, el deslizamiento inicial que se genera en las conexiones es igual al espacio que queda entre el perno y el agujero. Ciertamente, sabemos que los pernos tienen un diámetro de 16 [mm] y los agujeros exteriores de la Riostra MK, donde se colocan los pernos, es de 17 [mm], por lo que, el deslizamiento inicial de la conexión es de 1 [mm]. Por lo tanto, el punto "A" que se muestra en la Figura 4.28, varía solamente por la carga de deslizamiento (P_{Slip}), ya que, el deslizamiento es para todos los casos el mismo. Así, conociendo el punto "A" se puede calcular el valor de la rigidez inicial (K_0), el cual varía por la carga de deslizamiento que, a su vez, cambia dependiendo del coeficiente de fricción utilizado.

Tabla 4.8: Rigidez inicial para conexión del sistema MK.

μ	$P_{Slip} [Kgf]$ (6 pernos)	$K_o [\frac{Kgf}{m}]$
0.1	3876.68	3876681.6
0.15	5815.02	5815022.4
0.2	7753.36	7753363.2
0.25	9691.70	9691704
0.3	11630.04	11630044.8
0.35	13568.38	13568385.6

Luego de haber encontrado la rigidez inicial (K_o), es decir, la etapa 1 de la Figura 4.28, se procede a encontrar la rigidez de la etapa 2, dicho de otra manera, la rigidez post-deslizamiento. Esta rigidez hace referencia cuando el perno llega a uno de los extremos del agujero, por lo que principalmente actúa, una vez terminado el deslizamiento, la Riostra MK. Así, los Springs que se muestran en la Figura 4.30, para la segunda etapa, están referidos a la rigidez axial de los elementos, es decir:

$$K_{Axial} = \frac{EA}{L}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del material (Acero) $\approx 2.04 * 10^6 [\frac{Kgf}{cm^2}]$

A = área de la sección transversal.

L = longitud del elemento.

Cabe destacar que esta rigidez no es precisamente la de la segunda etapa, debido que el modelo propuesto (Ver Figura 4.30) considera en sus extremos dos elementos tipo Spring, por lo que se realiza un supuesto donde cada uno de estos Springs abarca la mitad de la longitud total del elemento. Es decir, K_{IP} , la rigidez propuesta para la segunda etapa es:

$$K_{IP} = \frac{EA}{(\frac{L}{2})}$$

En la Tabla 4.10, se puede observar las diversas rigideces (K_{IP}), las cuales varían debido a la longitud de los elementos.

Tabla 4.9: Rigidez post-deslizamiento para las diversas longitudes de los elementos.

$L [m]$	$K_{IP} [\frac{Tonf}{m}]$
1.5	74759736.33
2.9	38646174.48
3	37379868.17

Por lo tanto, teniendo la rigidez inicial de la conexión (K_0) y la rigidez post-deslizamiento (K_{lp}), son asignadas a cada uno de los elementos que componen la estructura, mediante la regla de histéresis propuesta. Esta asignación se realiza en los elementos tipo Spring ubicados en los extremos de cada una de las riostras MK. Así, la modelación de los elementos realizada para analizar la estructura en el rango no lineal es la que se puede observar, a modo de ejemplo, en las diagonales de la parte superior (Ver Figura 4.33), lo cual se repite en cada uno de los elementos que componen la estructura.

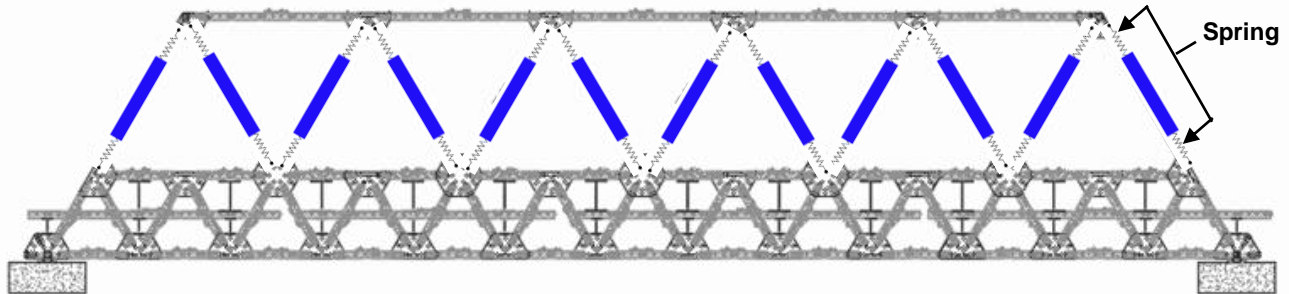


Figura 4.33: Modelación para el análisis no lineal.

Una vez modelada la estructura, con todas las consideraciones mencionadas, se aplicaron las cargas. En una primera instancia, las cargas se asignaron como una sollicitación tipo rampa, es decir, un pushover, donde el valor máximo es igual a la carga del camión en su posición crítica, la cual fue calculada en la sección 4.2.1. En la Figura 4.34, se puede notar la forma de la carga aplicada, donde la recta representa el factor que multiplica la carga del camión máxima.

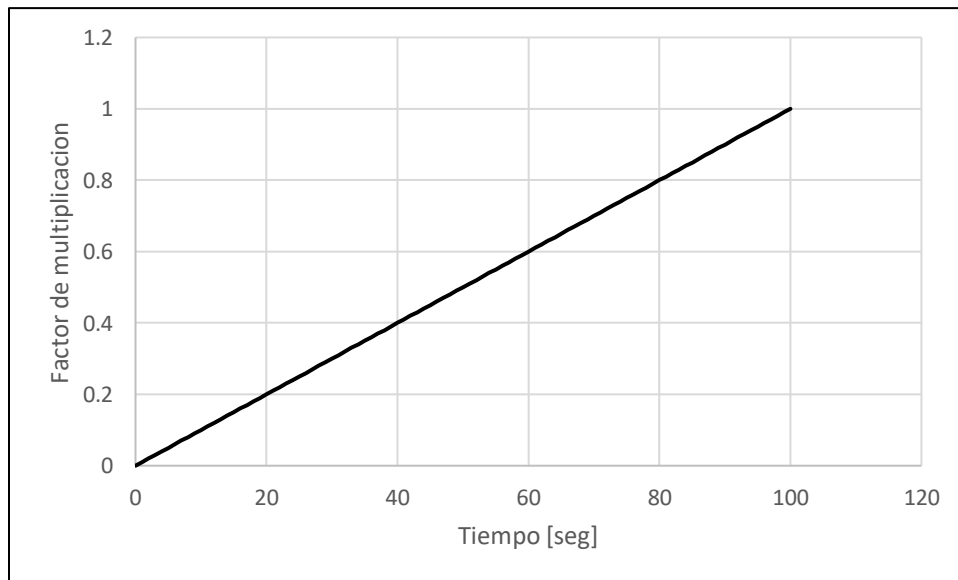


Figura 4.34: Carga tipo rampa (pushover) considerando el paso de solo un camión.

Por último, luego de haber analizado la estructura aplicando la carga que se muestra en la Figura 4.34, se realiza un análisis considerando que más de un camión se ubica sobre el puente, es decir, una vez que haya cruzado el camión, atrás de él o en dirección contraria, otro camión avanza sobre el puente, con el fin de poder analizar el comportamiento de la estructura preesforzada y observar la respuesta de las conexiones a medida que van pasando los camiones. Para representar lo mencionado anteriormente, se propuso la siguiente forma de carga (ver Figura 4.35).

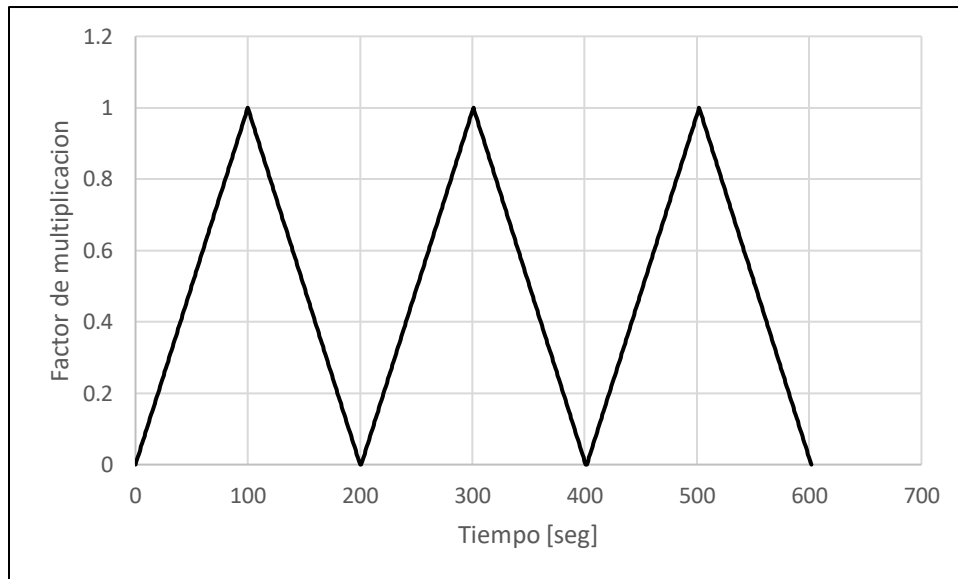
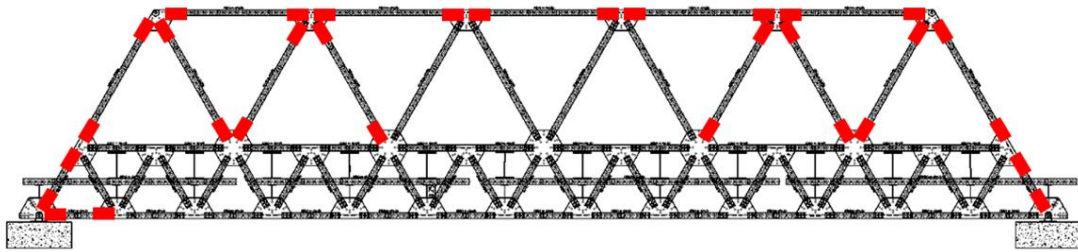


Figura 4.35: Pushover considerando el paso de 3 camiones en el puente.

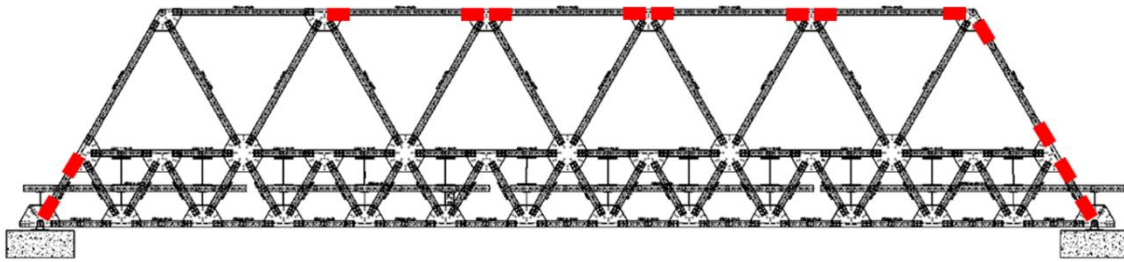
Es importante señalar que, los factores de multiplicación que se puede observar en las gráficas de la Figura 4.34 y Figura 4.35, se aplican a las cargas nodales que se muestran en la Figura 4.19.

RESULTADOS OBTENIDOS

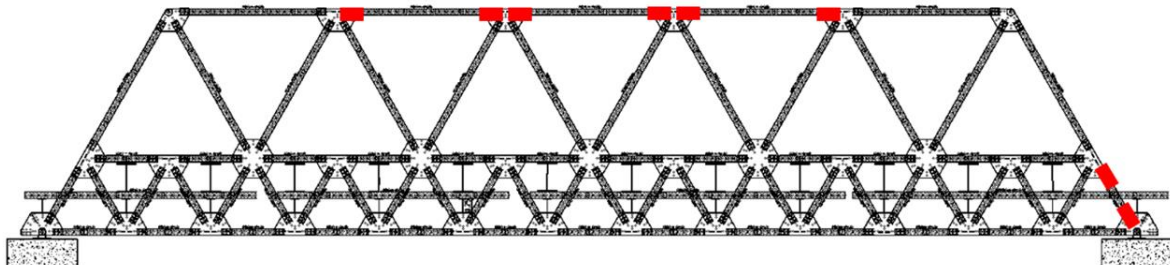
Luego de la modelación de los elementos que componen la estructura y asignando la regla de histéresis propuesta, se realiza un registro de los elementos que deslizan, para esto se va aumentando poco a poco el coeficiente de fricción entre placas, con el fin de observar cuales son los elementos que se verían afectados con este fenómeno. Cabe destacar que en un principio la carga aplicada es la que se muestra en la Figura 4.34, la cual representa el paso solamente de un camión por el puente. Así, los resultados de los elementos que deslizan son los que se mostrarán en la Figura 4.36. Siendo los rectángulos rojos las conexiones donde se produce deslizamiento de los pernos.



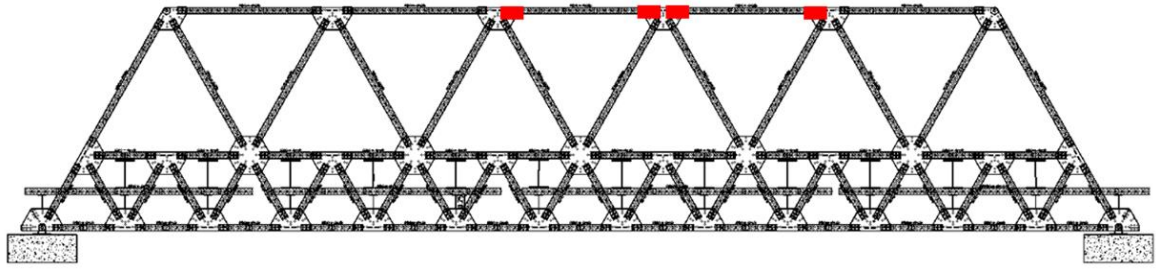
a)



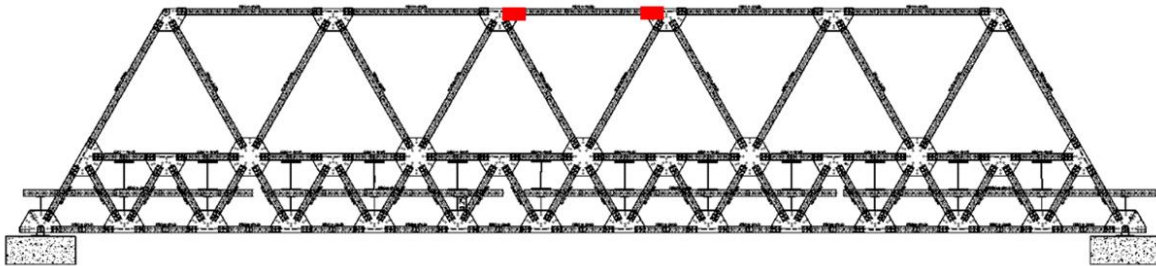
b)



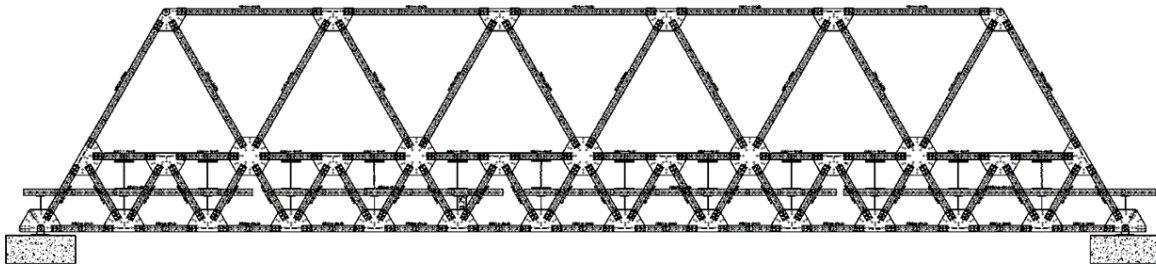
c)



d)



e)



f)

Figura 4.36: Deslizamiento de las conexiones respecto al coeficiente de fricción. a) $\mu=0.10$. b) $\mu=0.15$. c) $\mu=0.20$. d) $\mu=0.25$. e) $\mu=0.30$. f) $\mu=0.35$.

Estos resultados se obtienen mediante el esfuerzo axial máximo que se genera en los elementos, es decir, si este esfuerzo en el transcurso del tiempo donde se está ejerciendo la carga del camión sobrepasa el valor correspondiente a la carga de deslizamiento (P_{Slip}), se asume que se produce el movimiento de los pernos a través de la holgura. Este comportamiento se ve reflejado en la histéresis de los elementos, por lo que, se tomaron Riostras MK de control representativas para observar el comportamiento de las conexiones. De este modo, se considerarán 3 elementos de control, los cuales son los que se muestran en la Figura 4.37. Posteriormente, en la Figura 4.38 se observan las curvas de histéresis de los elementos de control seleccionados.

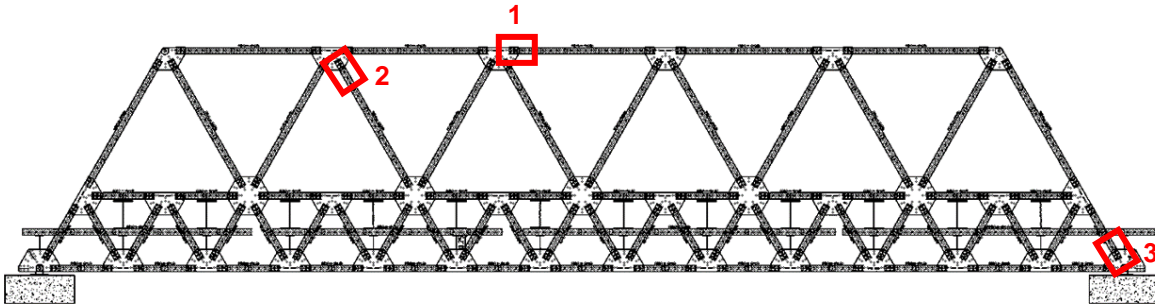
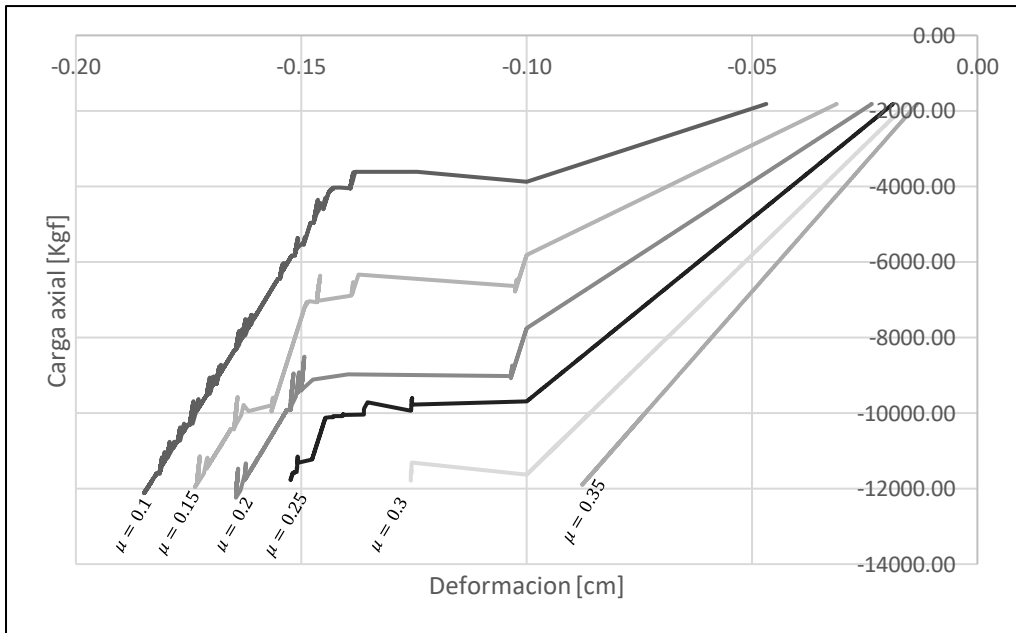
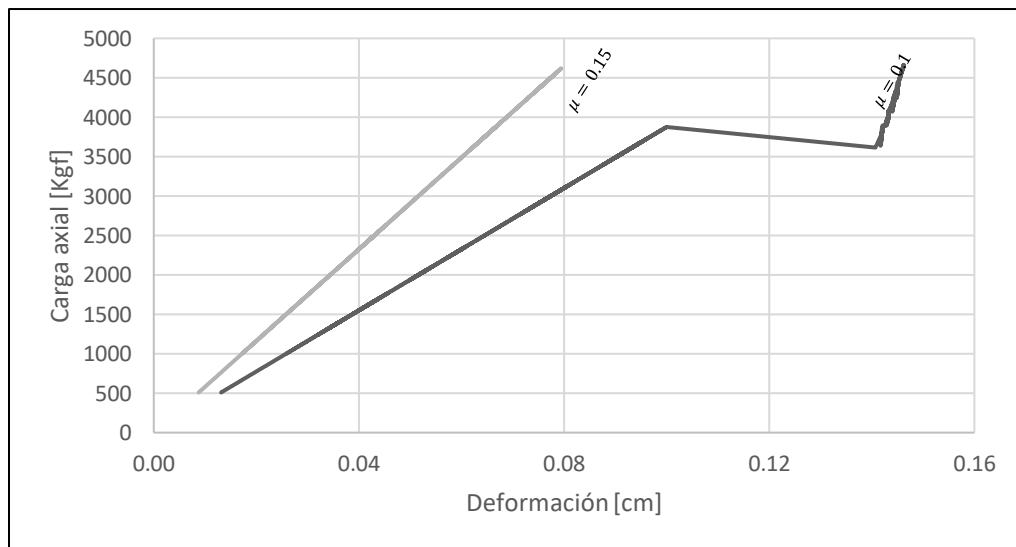


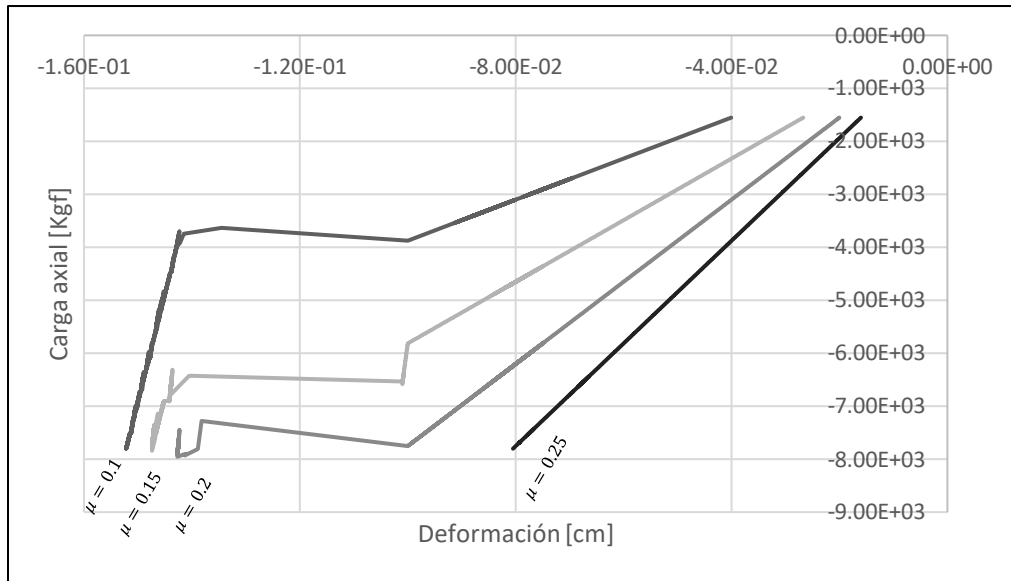
Figura 4.37: Conexiones de control para la recopilación de resultados, respecto al comportamiento histerético



a)



b)



c)

Figura 4.38: Comportamiento histerético de las conexiones, carga axial vs deformación. a) Conexión de control N°1(compresión). b) Conexión de control N°2(tracción). c) Conexión de control N°3(compresión).

A partir de la Figura 4.38, se puede notar que el resultado obtenido no presenta un comportamiento histerético regular lo cual es producto del paso de integración utilizado, sin embargo, para observar el comportamiento de la conexión, las gráficas obtenidas son representativas, es decir, expresan el comportamiento que se esperaba de las conexiones. En primer lugar, si se observa el comportamiento histerético de las tres conexiones se puede notar que a medida que aumenta el valor del coeficiente de fricción (μ), aumenta la pendiente del tramo inicial, es decir, aumenta la rigidez inicial (K_0) o rigidez previa al deslizamiento. Además, al aumentar ese coeficiente, las conexiones cada vez son menos las que deslizan, produciéndose una redistribución de esfuerzos axiales. Es importante mencionar que no se graficaron todas las curvas de histéresis considerando todos los coeficientes de fricción, debido que no tiene sentido graficar una curva que no muestre el fenómeno que se está estudiando (deslizamiento), ya que, para a partir de ciertos coeficientes de fricción la conexión ya no desliza. Por ejemplo, la conexión de control N°3, al considerar un $\mu=0.25$ no desliza, por lo que no tiene sentido graficar las curvas de histéresis con los valores de μ mas altos.

Si bien, las conexiones deslizan, es importante analizar el comportamiento de este fenómeno en la estructura completa, por lo que se tomaron puntos de control para obtener los desplazamientos que se producen debido al deslizamiento de las conexiones.

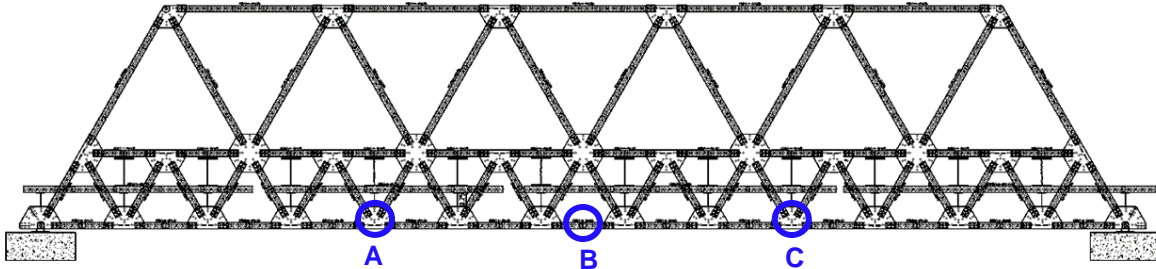


Figura 4.39: Puntos de control para el registro de desplazamientos.

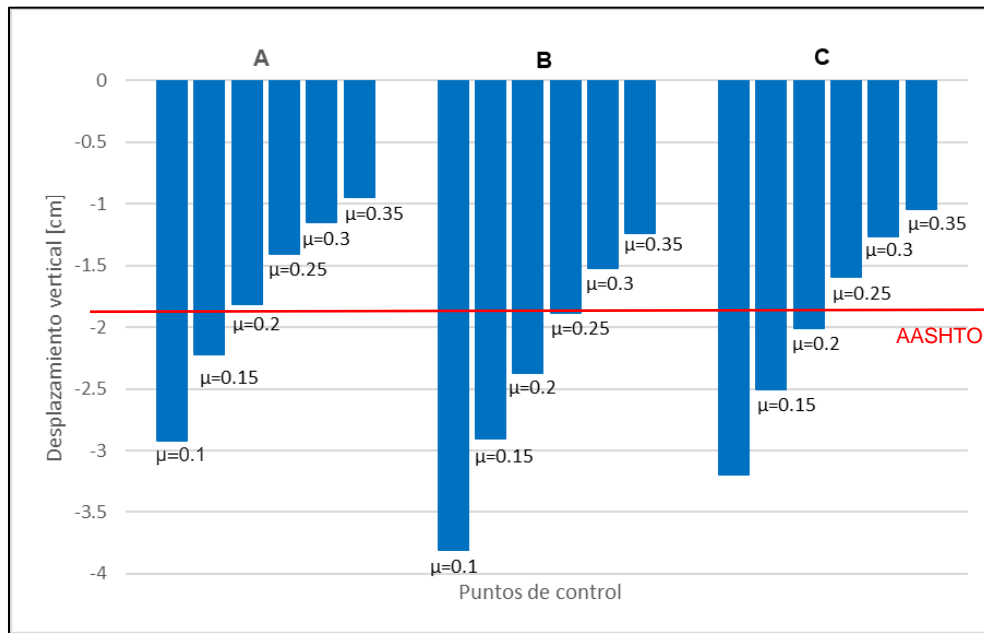


Figura 4.40: Desplazamientos en los puntos de control respecto a los diferentes coeficientes de fricción.

Como se puede observar en la Figura 4.40, para los casos donde el coeficiente de fricción (μ) es menor que 0.25, los desplazamientos que se producen debido a los deslizamientos de las conexiones exceden el valor máximo permitido según [18] (valor se obtuvo en la Sección 4.2.1). Lo mencionado entrega un rango de coeficientes de fricción que debe existir entre placas conectadas para cumplir con los requerimientos de desplazamiento en puentes. Si bien, los puntos de control A y C se encuentran a la misma distancia, tomando como puntos de referencia los extremos de la estructura, el desplazamiento en C es mayor debido que la rueda delantera del camión se encuentra más alejada del centro de la estructura.

Por otra parte, con la finalidad de poder analizar el comportamiento de la estructura en caso de que transitara más de un camión por el puente, se sometió la estructura a la sollicitación que se muestra en la Figura 4.35. Se corrió el modelo, utilizando coeficientes de fricción (μ) de 0.2 y 0.3, empero, cuando se estaba realizando el proceso, el modelo se cayó para ambos casos. Para mostrar lo ocurrido se recopilan los resultados relacionados con el comportamiento histerético del punto de control N°1 establecido en la Figura 4.41.

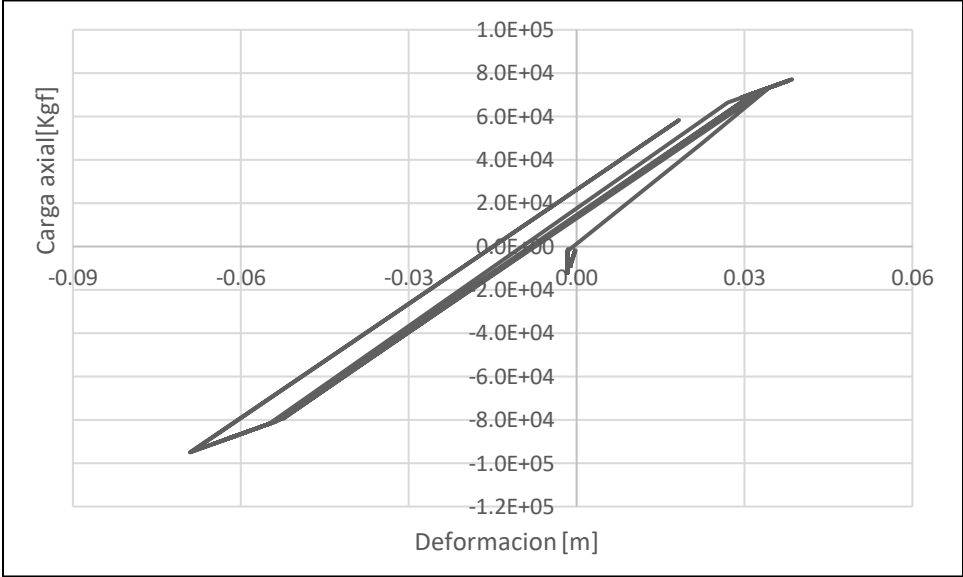


Figura 4.41: Comportamiento histerético considerando el paso de tres camiones, con un coeficiente de fricción $\mu=0.2$

A fin de cuentas, la programación del modelo resistió el análisis hasta cierto punto, por lo que se indagó en el punto de inflexión donde el análisis presenta resultados coherentes y el instante de tiempo donde se aprecia el motivo de la divergencia del comportamiento.

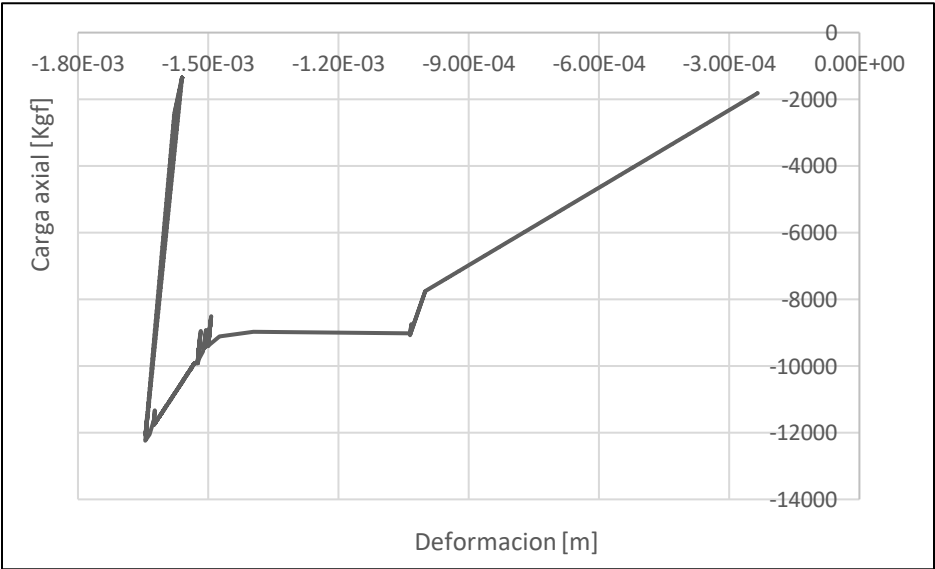


Figura 4.42: Comportamiento histerético hasta antes de los 300 [seg], es decir, previo a la divergencia de resultados

Como podemos notar, el problema radica principalmente en el instante que el primer camión termina de pasar, siendo la problemática en la modelación que las conexiones no vuelven a su estado inicial o a alguna posición similar, esto se puede observar con claridad en la Figura 4.42.

Luego de la realización de todos los análisis antes mencionados, la empresa Ulma Construction hace entrega de un documento de último momento que posee información de gran importancia [21], mencionando que se realizaron ciertos ensayos donde apretaron los pernos al máximo (dentro de lo posible) considerando la conexión ya deslizada, es decir, cuando la holgura ya desapareció, suponiendo que en ese momento es cuando comienza a trabajar el perno. Además, cabe destacar que al realizar este supuesto se despreció el rozamiento entre placas, por lo que, se asume que el coeficiente de fricción (μ) es igual a "0". Así, los resultados obtenidos a partir de los ensayos realizados por Ulma Construction, en los cuales se somete a las conexiones a cargas de compresión, son los siguientes:

Tabla 4.10: Cargas admisibles a compresiones de conexiones [21]. [Gentileza de Ulma Construction]

Tipo de unión	Carga admisible a compresión [kN]
Unión 6 tornillos	360
Unión 4 tornillos	240
Unión 2 tornillos	120

A partir de la Tabla 4.10, se puede apreciar que para una unión compuesta por 6 tornillos el valor máximo de resistencia a compresión es de 360 [kN], por lo que mencionan que esta carga es bastante grande comparada con lo que podría ser la carga de deslizamiento, por este motivo en [21] menciona que se debe asumir que las conexiones van a deslizarse de una u otra forma. Así, luego de recibir esta información, se propone analizar la conexión utilizando los resultados obtenidos en los ensayos. De este modo, se propuso el siguiente modelo para los elementos que componen la estructura (Ver Figura 4.43).

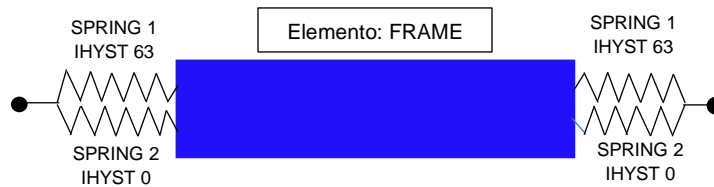


Figura 4.43: Modelación no lineal de elementos considerando con pernos sin fricción entre placas.

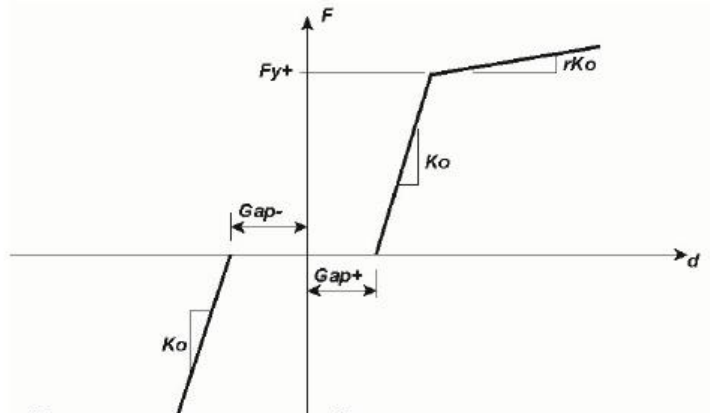


Figura 4.44: Regla de histéresis Bi-Linear Elastic with Gap (IHYST=63).

Se utilizó en una primera instancia solamente un elemento tipo Spring, con una regla de histéresis llamada Bi-Linear Elastic with Gap (según [19], IHYST=63), la cual consiste en un desplazamiento inicial llamado Gap, el que se puede asumir como el deslizamiento del perno, por lo que, los valores de Gap- y Gap+ se asume como el espacio que queda entre el perno y el agujero, es decir, 1 [mm]. Sin bien, esta regla de histéresis representa de buena manera el comportamiento, el desplazamiento abrupto del comienzo (Gap) produjo ciertos problemas al momento de correr el programa Ruaumoko2D, por este motivo, se propuso incorporar al modelo (Ver Figura 4.43) un segundo elemento Spring con una regla de histéresis elástica (según [19], IHYST=0), pero considerando una rigidez proporcional al 1% de la rigidez real del elemento tipo Frame (Riostra MK), es decir, un valor muy pequeño. Así, la rigidez K_0 de la Figura 4.44 (IHYST=63), se asumió como el 99% de la rigidez real de la Riostra MK, con el propósito de que luego del deslizamiento, como los Springs se encuentran en paralelo, sumar las rigideces y obtener el valor real de rigidez axial de los elementos

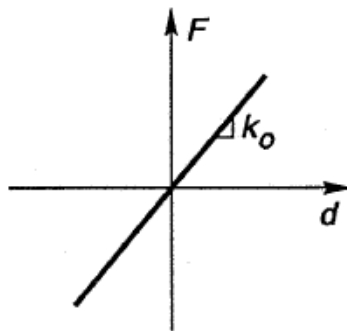


Figura 4.45: Regla de histéresis elástica (IHYST 0).

$$\begin{array}{l}
 K_1 = K_0(\text{IHYST } 63) = 0.99K_{\text{Real}} \\
 K_2 = K_0(\text{IHYST } 0) = 0.01K_{\text{Real}}
 \end{array}
 \quad \longrightarrow \quad
 \boxed{K_1 + K_2 = K_{\text{Real}} = \frac{EA}{\left(\frac{L}{2}\right)}}$$

Se considera la rigidez real como la mitad de la longitud del elemento debido que los SPRING se encuentra establecidos en ambos extremos.

Con el fin de tener un contraste entre ambos modelos de analisis realizados, se utilizarán los mismos elementos de control (Ver Figura 4.37) para la obtención del comportamiento histerético.

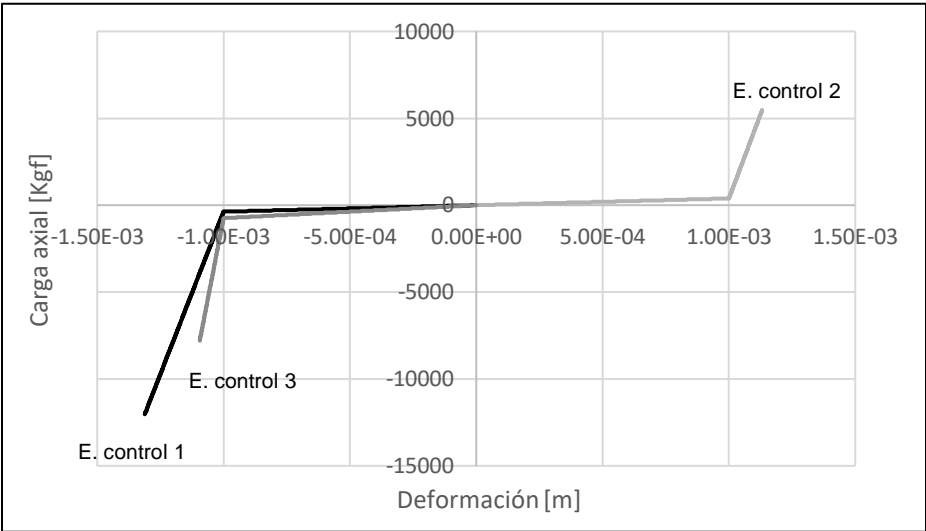


Figura 4.46: Comportamiento histerético de los elementos de control sin considerar la fricción entre placas.

Cabe destacar que este modelo se sometió a la sollicitación que considera solamente el paso de un camión sobre la estructura. Además, como se puede notar en la Figura 4.46, en el comienzo de las curvas, las conexiones fueron sometidas a un deslizamiento inminente, de este modo, resulta interesante observar la respuesta de la estructura producto del nuevo analisis, es decir, sin considerar la fricción entre placas ($\mu = 0$). Por lo que, se realiza un registro de los desplazamientos considerando los mismos puntos de control definidos en la Figura 4.39.

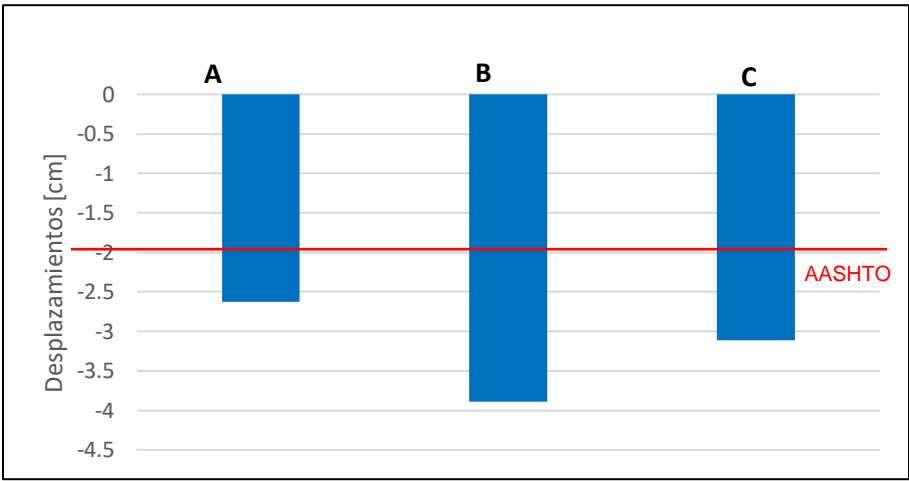


Figura 4.47: Desplazamientos verticales no considerando la fricción entre placas.

Como se puede observar en la Figura 4.47, el desplazamiento vertical es mayor que lo establecido en [18], asignando en las conexiones la hipótesis realizada en los ensayos de Ulma Construction, es decir, considerando el deslizamiento inminente de las conexiones. De este modo, se puede apreciar que probablemente los elementos estructurales, en este caso, las Riostras MK, cumplan con los esfuerzos axiales admisibles, sin embargo, los desplazamientos de la estructura no están cumpliendo con los requerimientos establecidos en la normativa de puentes.

4.3.2. CIMBRA MK

Se realiza la modelación no lineal de la cimbra con la finalidad de obtener el comportamiento de esta estructura al considerar el deslizamiento de los pernos en las conexiones. Para este análisis solamente se considera uno de los enrejados que están compuestos por elementos del sistema MK, debido que se quiere observar la respuesta de la estructura a partir de las cargas de servicio. Cabe destacar que esta modelación se realiza en el programa Ruaumoko2D, por lo que se llevó a cabo el modelo solamente de uno de los enrejados que componen la estructura completa. El enrejado utilizado es uno de los dos que se encuentran en el centro, debido que es el que posee una mayor luz entre las torres y, además, respecto a los esfuerzos axiales obtenidos en el análisis elástico, los elementos que lo componen son lo que se encuentran mayormente esforzados, es más, en estos enrejados centrales es donde se encuentran ubicados los puntales que soportan el cabezal de hormigón armado. A continuación, en la Figura 4.48, se observará el enrejado analizado.

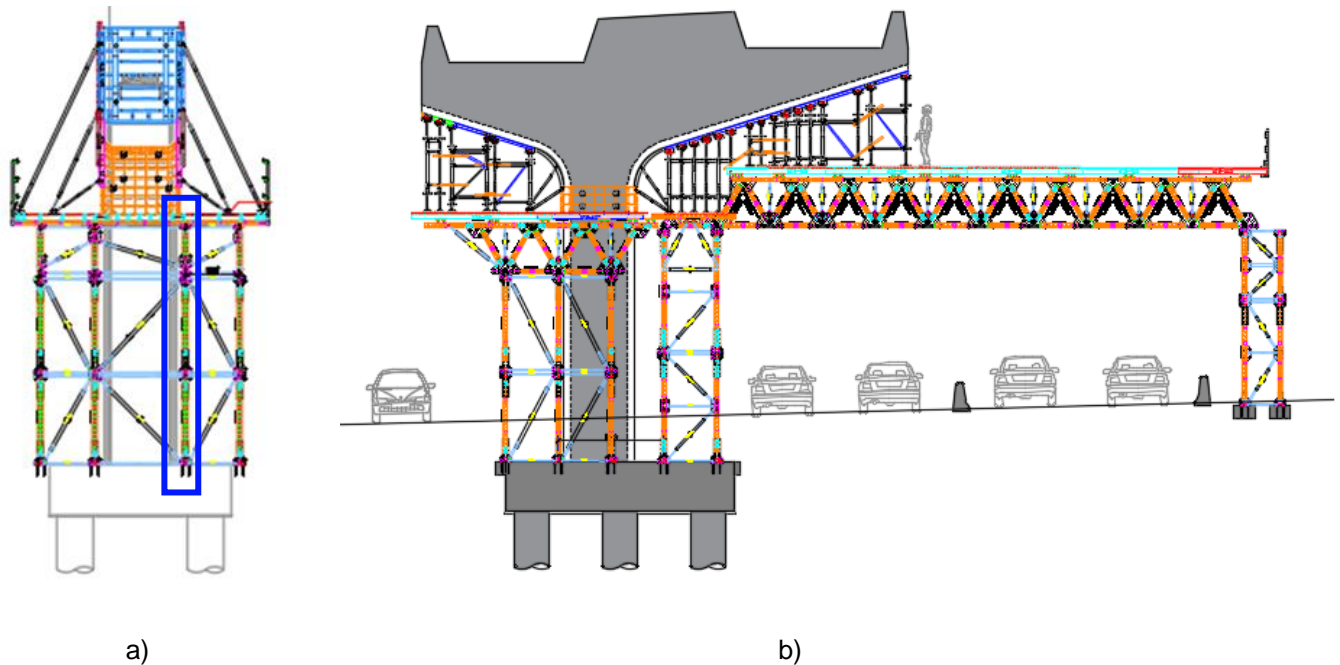


Figura 4.48: Enrejado utilizado para modelación no lineal. a) Vista en corte. b) Vista frontal.

De esta manera, se procede a realizar la modelación estructural de la cimbra considerando la holgura en las conexiones, para esto se utilizaron los resultados obtenidos en los ensayos realizados por Ulma Construction (Capítulo 4.3.1), donde establece que se debe considerar que la conexión estará sometida a un deslizamiento inminente, por lo que, se utilizó la misma modelación de los elementos que se muestra en la Figura 4.43, es decir, con dos elementos tipo SPRING en los extremos, cada uno con su respectiva regla de histéresis (IHYST 63 e IHYST 0). Si bien es cierto, el Puente Camión está diseñado solamente con Riostras MK, sin embargo, esta cimbra, además de las riostras, posee elementos adicionales como son los montantes, diagonales, tensores, etc., de esta manera, la rigidez de dichos elementos se calcula mediante el mismo procedimiento utilizado en la anterior estructura (Ver Figuras 4.44 y 4.45). Cabe destacar que, para generar la rigidez axial de los elementos, al trabajar los SPRINGS al mismo tiempo, se considera la mitad de la longitud. Este proceso se puede apreciar de forma resumida a continuación.

Siendo:

$$K_1 = K_0(IHYST\ 63) = 0.99K_{Real}$$

$$K_2 = K_0(IHYST\ 0) = 0.01K_{Real}$$



$$K_1 + K_2 = K_{Real} = \frac{EA}{\left(\frac{L}{2}\right)}$$

Así, luego de todo lo mencionado acerca de la modelación, la asignación en la estructura se puede apreciar en la Figura 4.49.

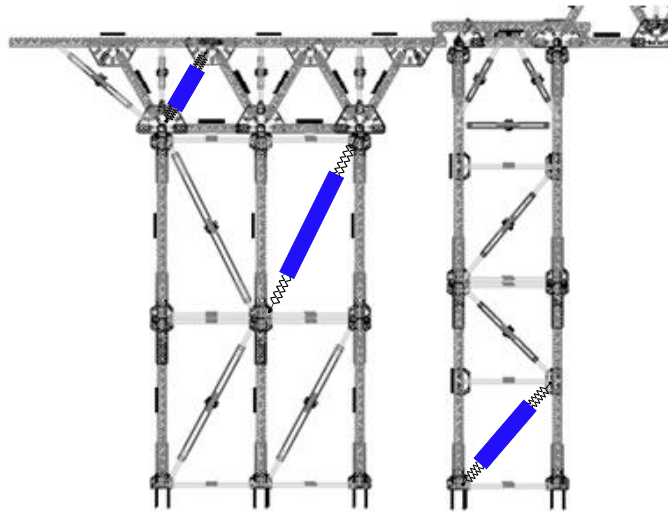


Figura 4.49: Asignación del modelo propuesto para los elementos.

Luego de la realización del modelo, se aplican las cargas a la estructura, para esto, debido que solamente se está realizando el análisis respecto a las cargas de servicio, se aplicaron las cargas provenientes del cabezal, estas son las obtenidas a partir de la modelación del cabezal de hormigón armado (Ver Figura 4.10). La transferencia de estas cargas a la Cimbra MK, es mediante los puntales, los cuales no se encuentran específicamente ubicados en los nodos de la estructura, por lo que mediante equilibrio estático se realiza la traslación de cargas a los nodos (Ver Figura 4.50).

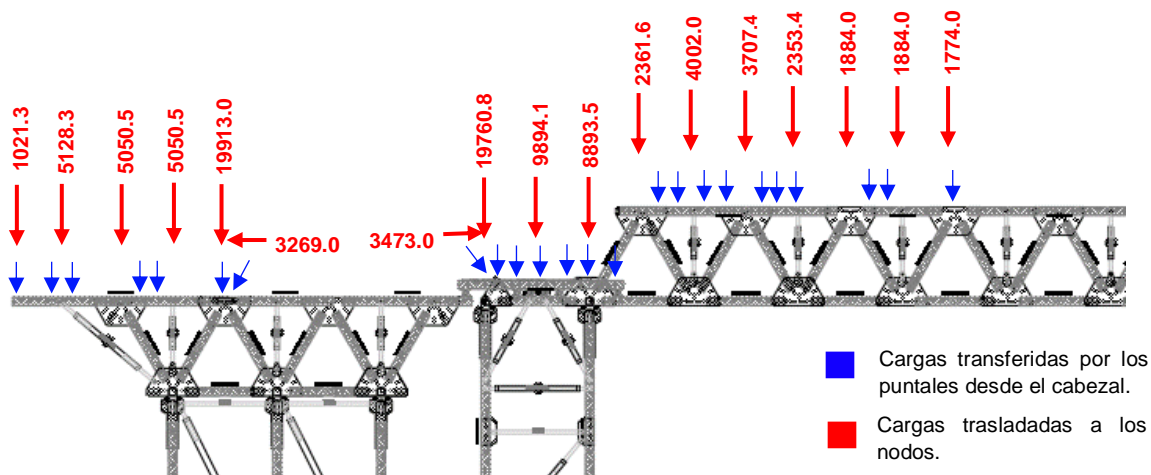


Figura 4.50: Traslado de cargas provenientes del cabezal a los nodos.

Estas cargas aplicadas en los nodos, con la finalidad de poder reflejar el proceso de llenado del hormigón en los moldajes del cabezal, se establece una configuración de carga del mismo tipo que la utilizada en el Puente Camión, es decir, una carga tipo Pushover o también llamada carga tipo rampa. A continuación, se podrá observar la forma de la carga, la cual representa los factores que multiplican las cargas aplicadas en los nodos.

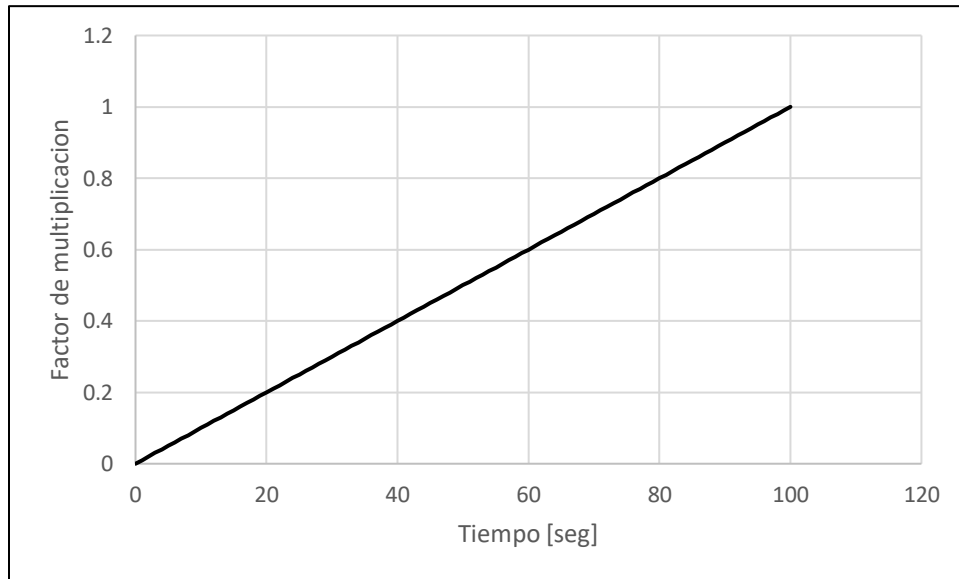
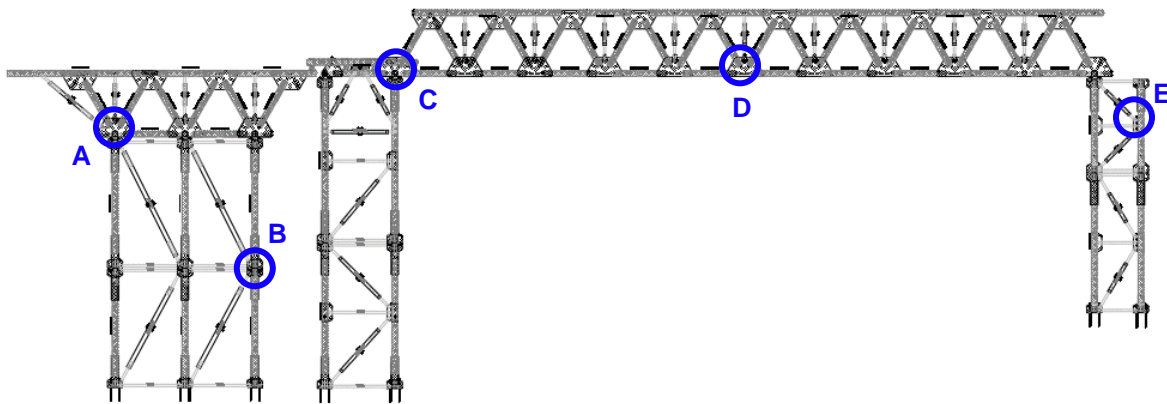


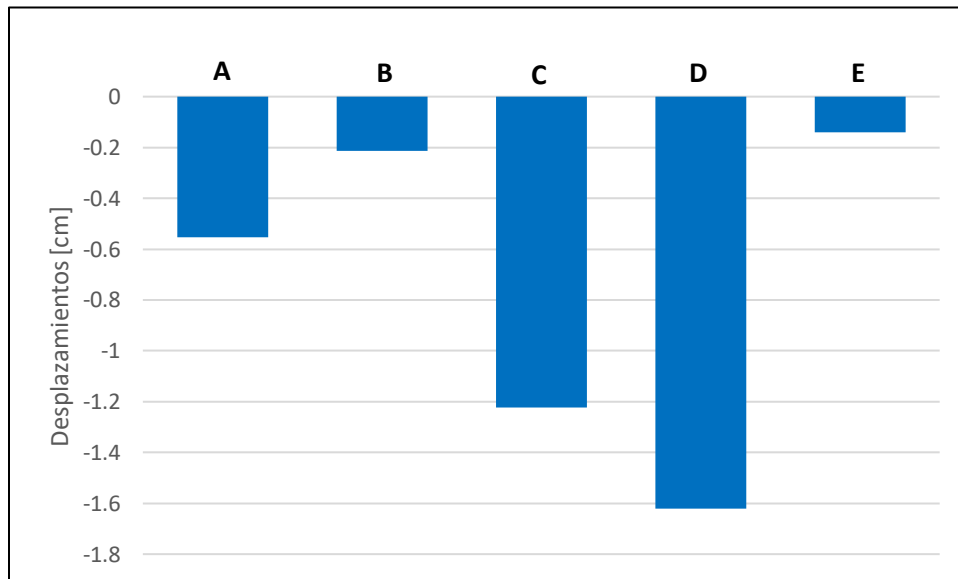
Figura 4.51: Forma de la carga aplicada. (Pushover)

RESULTADOS OBTENIDOS

La obtención de resultados para esta estructura se encuentra focalizada principalmente en los desplazamientos, debido que es la preocupación principal en las empresas dedicadas a los moldajes y andamios, ya que, como se mencionó en un comienzo, es una industria que trabaja principalmente con elementos prefabricados. De esta manera, se realiza un registro de desplazamientos en ciertos puntos representativos como se puede observar en la Figura 4.52.



a)



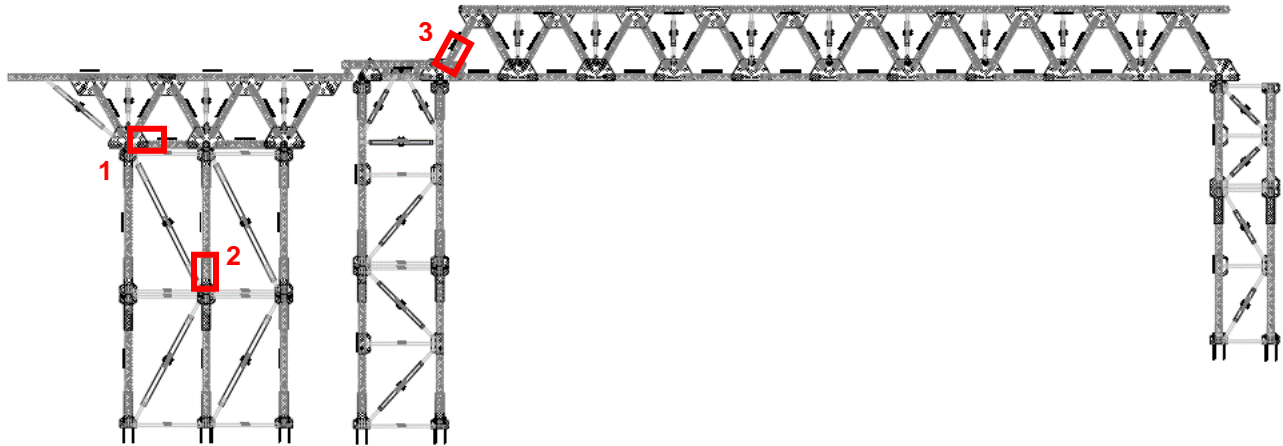
b)

Figura 4.52: a) Nodos de control para el registro de desplazamiento. b) Registro de desplazamientos.

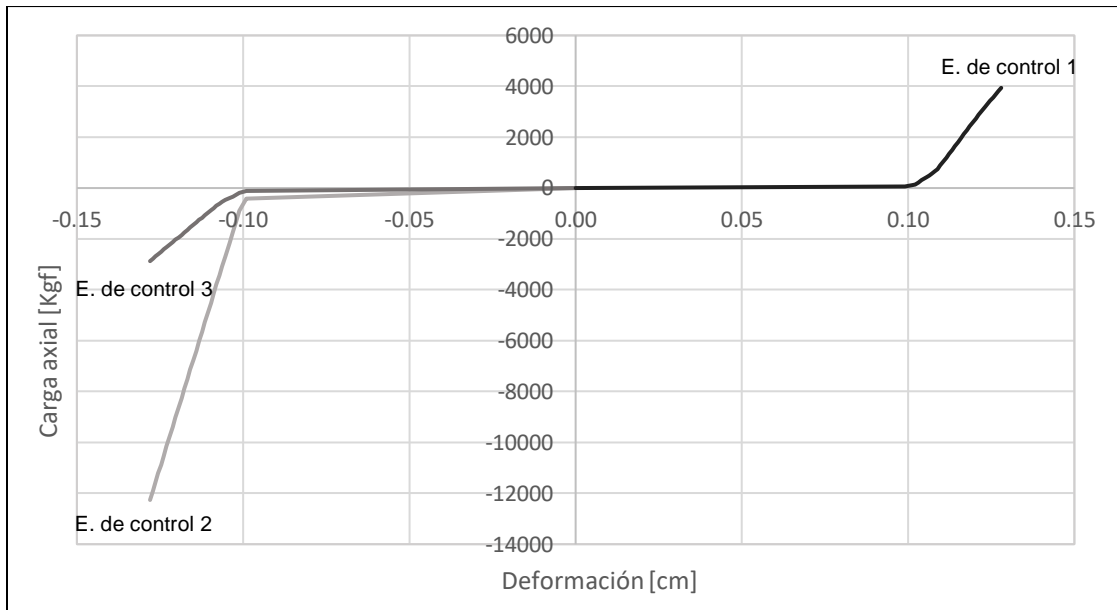
Como se puede observar en la Figura 4.52b, los desplazamientos de la estructura son mayores en el sector izquierdo, lo cual es consistente con la ubicación de las cargas provenientes del cabezal.

Además, como se puede notar, el desplazamiento máximo se genera en el centro del enrejado largo, lo cual es coherente, debido a la gran longitud entre apoyos que posee.

Por otra parte, con el fin de poder apreciar el comportamiento de las conexiones, se tomaron ciertas conexiones de control para corroborar que se produce el deslizamiento propuesto, es decir, la regla de histéresis asignada a los elementos. Cabe destacar que los elementos elegidos son principalmente los que se encuentran ubicados en el sector izquierdo, debido que es donde se encuentra mayormente esforzado por la ubicación de las cargas.



a)



b)

Figura 4.53: a) Conexiones seleccionadas para obtener el comportamiento histéretico. b) Comportamiento histéretico de los elementos seleccionados.

En la Figura 4.53, se puede observar que las conexiones deslizan en un comienzo, lo cual es consistente con lo propuesto en la regla de histéresis utilizada. Este deslizamiento es de exactamente 1 [mm], tal valor coincide con el espacio que queda entre el orificio y el perno. Además, se puede notar que este comportamiento se produce tanto para elementos que están en compresión (E. de control 1 y 2) o tracción (E. de control 3), es decir, el deslizamiento presenta la misma magnitud para ambos casos, lo cual es debido que se asume que el perno es instalado justo en el centro del orificio.

4.4. COMPARACIONES Y COMENTARIOS: PUENTE CAMIÓN

4.4.1. ANÁLISIS ELÁSTICO V/S ANÁLISIS NO LINEAL

En esta parte, resulta importante comparar dos aspectos que, por lo general, son los que restringen el diseño de las estructuras, los cuales son: los desplazamientos y los esfuerzos axiales. Este último resulta importante analizar, ya que, en una estructura reticulada, son los que predominan en cada uno de los elementos. Así, para el primer caso, se realiza una gráfica representativa, donde muestra todas las magnitudes de desplazamientos generados luego de los análisis. Para esto, se consideraron los tres puntos de control establecidos en la Figura 4.39.

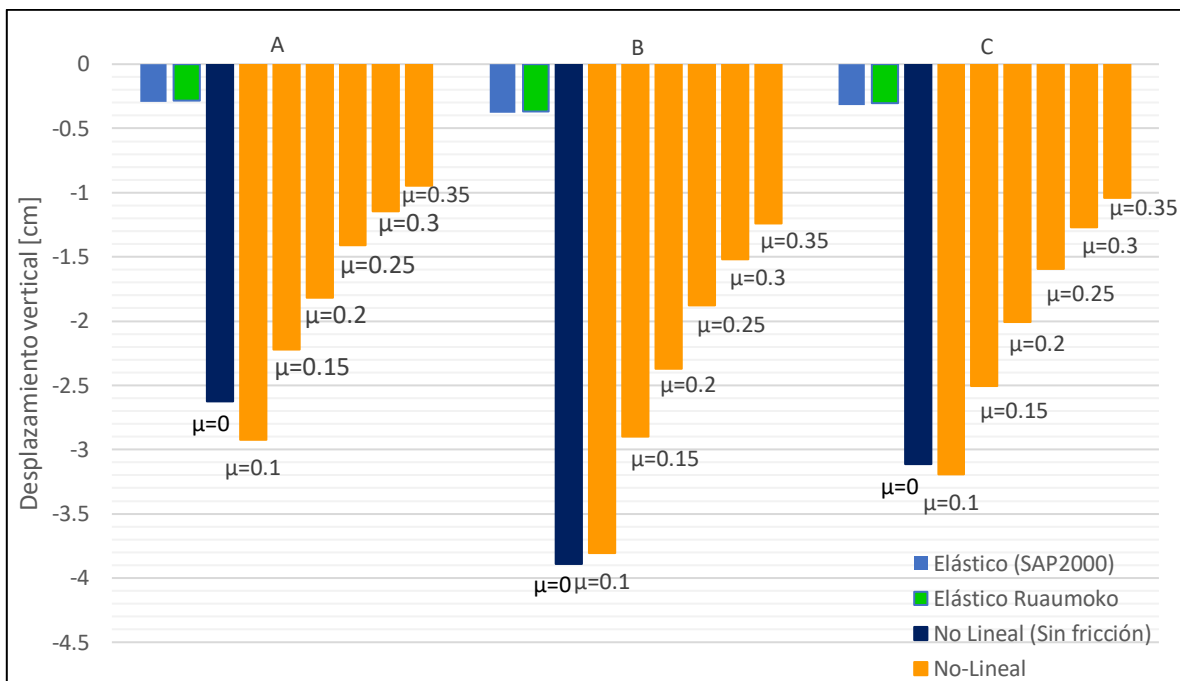
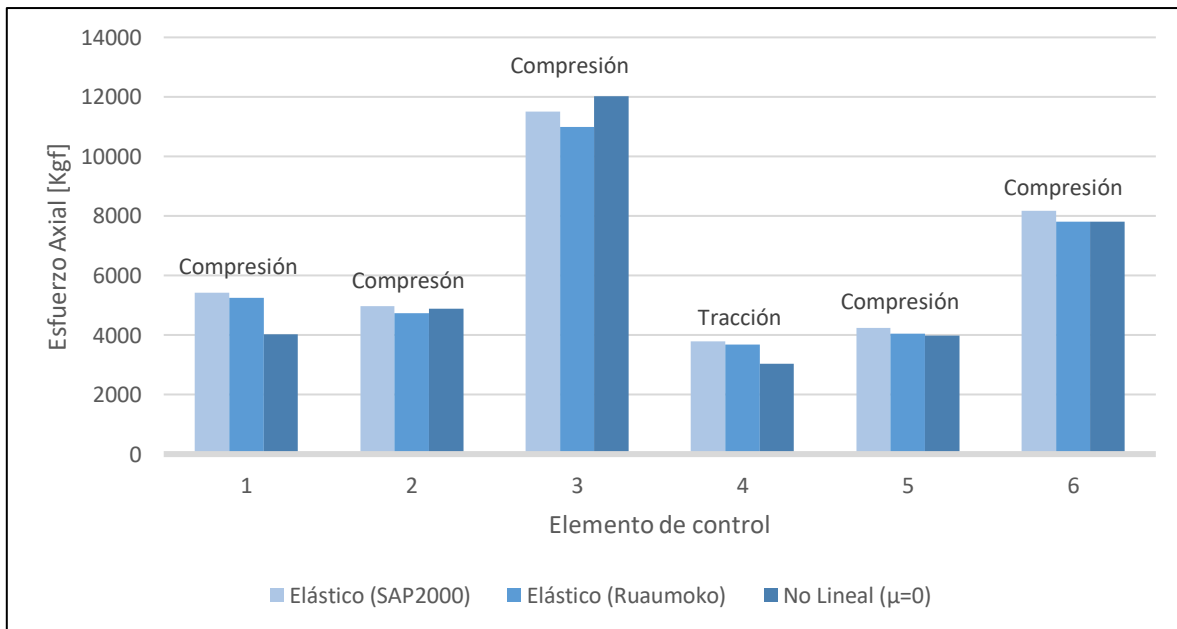
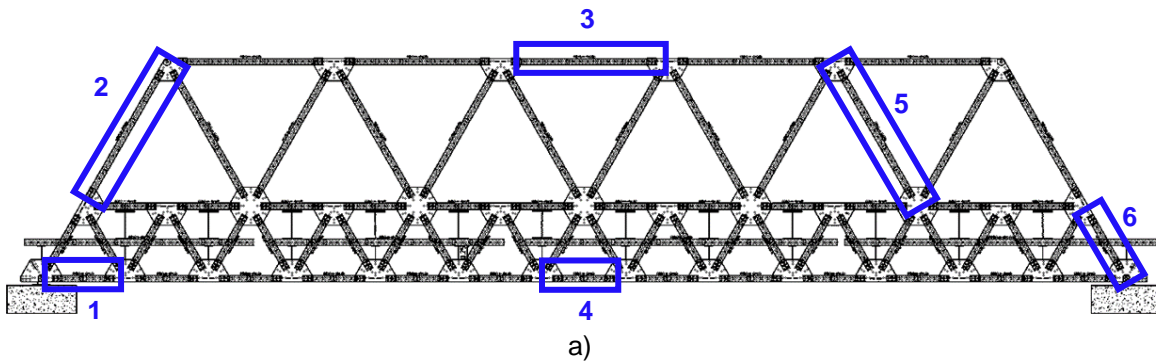


Figura 4.54: Registro de desplazamientos por los diferentes análisis.

A partir de la Figura 4.53, se puede notar que los desplazamientos obtenidos en el análisis elástico ya sea realizado en SAP2000 o en Ruaumoko2D, son muy similares, lo cual es un indicio de que la modelación realizada es correcta. Por otro lado, si se lleva a cabo una comparación entre los obtenidos mediante análisis elástico con los del análisis no lineal, existe una brecha muy grande, lo cual es producto de la consideración de no linealidad en las conexiones, es decir, considerando un deslizamiento de 1[mm] origina que la estructura aumenta su desplazamiento vertical, es más, mientras más pequeño el coeficiente de fricción entre placas genera que las conexiones deslicen con menos carga axial, por lo que, la cantidad de elementos que deslizan es mayor, produciendo que el desplazamiento de la estructura también aumente.

Otro punto importante, es que los desplazamientos de la estructura son muy similares cuando se considera $\mu = 0$ o $\mu = 0.1$. De este modo, se realizó el análisis con coeficientes de fricción menores a 0.1, a partir del cual dio como resultando que, para todos análisis con coeficientes de fricción menores a este valor, las conexiones deslizan, es decir, se produce el mismo mecanismo que se genera cuando se desprecia la fricción entre placas ($\mu = 0$), por este motivo se genera la similitud de desplazamientos. Cabe destacar, que en algunos casos cuando $\mu = 0.1$ el desplazamiento en ciertos puntos es mayor que cuando se considera $\mu = 0$, debido que, al considerar la primera modelación no lineal, es decir, con la carga de deslizamiento, se incorpora la deformación axial previo a este fenómeno, generando desplazamientos mayores, como por ejemplo en los puntos de control A y B.

Por otro lado, el segundo aspecto importante es analizar los esfuerzos axiales de los elementos que componen la estructura, por lo que, se debe realizar una comparación entre los diferentes análisis. De este modo, se hizo un registro de los esfuerzos axiales de ciertos elementos de control (Ver Figura 4.54b).



b)

Figura 4.55: a) Elementos de control. b) Esfuerzos axiales generados por los diferentes análisis.

Como se puede observar en la Figura 4.55, los esfuerzos axiales no presentan grandes variaciones entre los obtenidos del análisis elástico y del análisis no lineal con $\mu=0$, debido que, si se analiza la estructura considerando que todas las conexiones deslizan, como es en el caso de $\mu=0$, los elementos se desplazan la misma cantidad, por lo que si además, se tiene en consideración que la estructura es isostática, los esfuerzos no deberían presentar grandes variaciones. Para argumentar esta observación, se puede realizar la analogía que presentan las estructuras cuando están sometidas a variaciones de temperatura, en esta se puede notar que, los elementos se deformaran en la misma cantidad producto de esta alteración, no obstante, al ser la estructura isostática, los esfuerzos no varían. Por el contrario, si la estructura es hiperestática, al ocurrir el mismo comportamiento mencionado debido a la variación de temperatura, los esfuerzos internos cambian. Por lo tanto, al ser el Puente Camión una estructura isostática, los esfuerzos axiales no dependen de los deslizamientos que se generan en las conexiones.

4.5. COMPARACIONES Y COMENTARIOS: CIMBRA MK

4.5.1. ANALISIS ELASTICO CONVENCIONAL V/S NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA.

En primer lugar, se realizó una comparación entre las magnitudes y distribución de las cargas gravitacionales provenientes del cabezal de hormigón armado, es decir, comparar la carga obtenida mediante el método de las áreas tributarias (realizado por Ulma Construction, por ejemplo) con la carga obtenida a partir de la modelación del cabezal de hormigón armado. Tales valores se aprecian en la Figura 4.56.

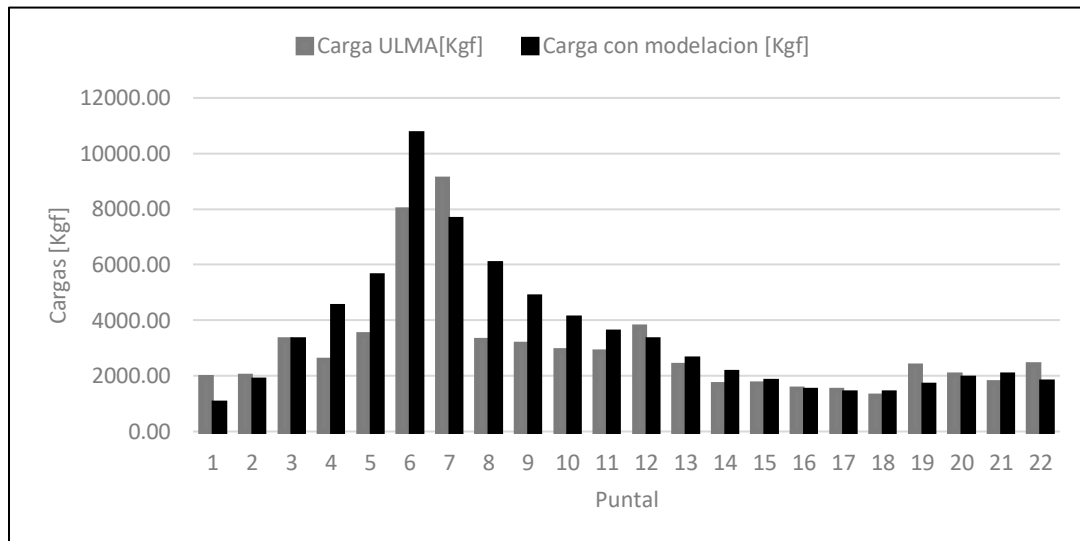


Figura 4.56: Comparación de cargas provenientes del cabezal, calculadas mediante dos métodos diferentes.

A partir de la anterior figura, se puede observar que ambas cargas son bastante parecidas en los puntales que se encuentran en los extremos del cabezal de hormigón armado, pero si se pone atención en los ubicados en el centro, existen diferencias del orden del 48%. Esta discrepancia se debe a que, mediante las áreas tributarias, influye en gran medida la geometría del elemento, dependiendo, además, de la forma cómo se distribuyen estas áreas en cada puntal, mas aún, si la forma del elemento es compleja. Esto se ve reflejado en el centro del cabezal de hormigón armado, lugar donde existen más irregularidades (ver Figura 4.56).

Por otra parte, un aspecto que es importante destacar dentro de los análisis realizados, es que, al llevar a cabo el análisis no lineal, es decir, cuando se incorporó la condición en la parte inferior de los puntales (Gap), como se pudo observar en las curvas de elasticidad de pandeo, se produce una redistribución de los esfuerzos en los elementos cuando se incorporan las cargas sísmicas, generando un aumento de esfuerzos. En la Figura 4.49, se podrán observar cuan esforzados están los puntales T-60, tanto para el caso elástico como para el caso no lineal geométrico, si bien, en la parte central del cabezal de hormigón armado, es decir, entre los puntales N°4 al 7, los esfuerzos no difieren en gran medida para ambos casos. En cambio, si se observan los siguientes puntales de la derecha, al hacer una comparación entre análisis con cargas gravitacionales y sísmicas, poseen

bastantes discrepancias debido a que son los que más sufren cambios si es que se produce un sismo, ya que, cuando el sismo va en la dirección X+ o X-, se produce un levantamiento de la parte inferior de los puntales, generando un aumento de carga axial de los puntales que se encuentran comprimidos.

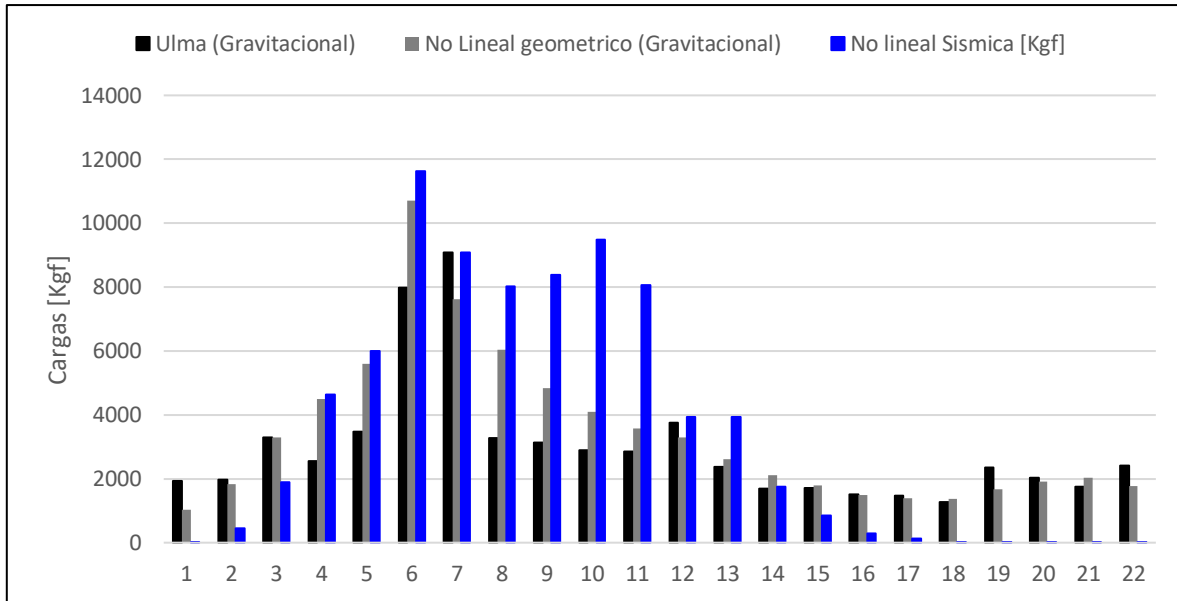


Figura 4.57: Comparación de esfuerzos axiales obtenidos a partir de los dos análisis realizados.

Si bien es cierto se nota la diferencia entre esfuerzos axiales cuando el análisis es mediante cargas gravitacionales o sísmicas, es importante analizar los puntales diagonales, los cuales pueden ser de gran influencia cuando exista un evento sísmico, debido que son los encargados de que el cabezal no se desplace en el plano horizontal. Se realizó una comparación entre esfuerzos axiales, tanto para el caso gravitacional como para el sísmico, dando como resultado que se están esforzando en gran medida cuando el sismo actúa en la dirección "X". Estos puntales son los que se observarán a continuación.

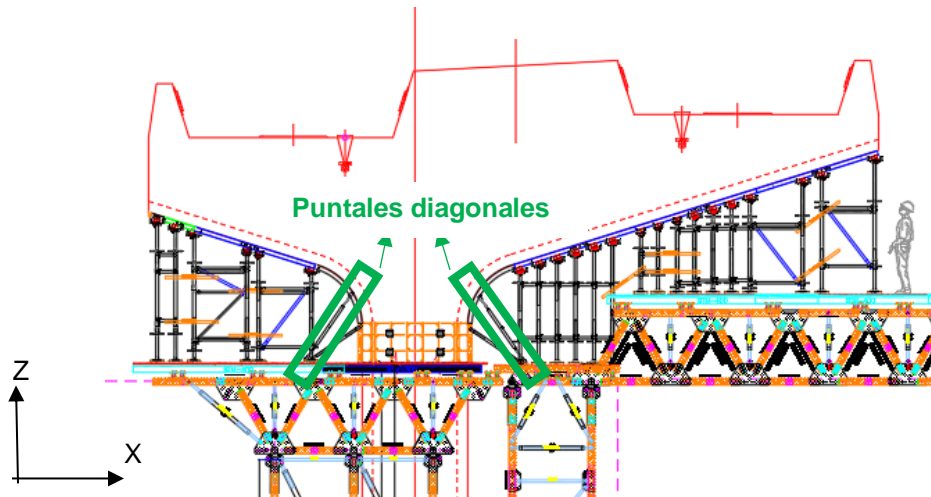


Figura 4.58: Puntales diagonales que sostienen el cabezal de hormigón armado.

Estos, debido a su disposición y ubicación, son los que se encuentran más esforzados cuando se incorpora el sismo a la modelación, más aún si se incorpora la condición de la resistencia solamente a compresión de los puntales (Análisis de No Linealidad Geométrica). A continuación, se observará la variación de esfuerzo axial producido en dichos puntales, cuando se consideran las cargas gravitacionales o sísmicas. La Figura 4.51, muestra que cuando se consideran cargas sísmicas los puntales diagonales prácticamente están esforzados en un 140% comparados con los que solamente consideran cargas gravitacionales.

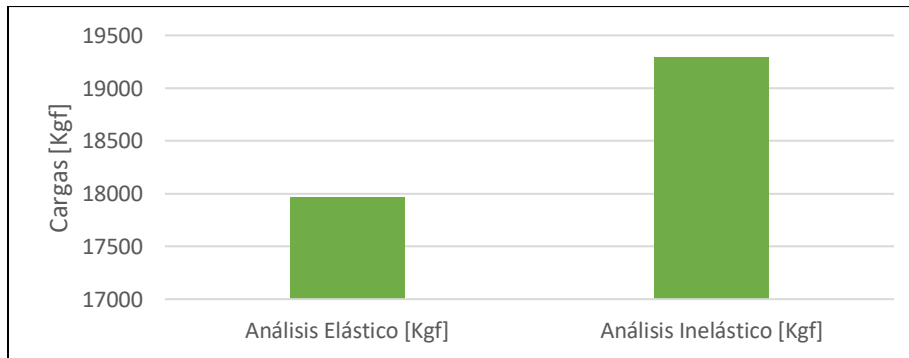


Figura 4.59: Comparación de esfuerzos axiales del puntal diagonal para ambos análisis.

Por último, como Ulma Construction es una empresa que trabaja con elementos estructurales prefabricados, estos poseen cargas admisibles establecidas, por lo que en oficinas de cálculo luego de realizar la modelación, se comparan los esfuerzos obtenidos con estas cargas admisibles. Estas cargas admisibles se compararon con las obtenidas mediante la AISC360[14], a partir de esto, se observó que las obtenidas eran mayores a las admisibles que establecen las guías de usuario de la empresa, por lo que se indagó en lo mencionado, generando una curva entre el esfuerzo axial nominal de los elementos, con el esfuerzo admisible que establece la empresa. Según [11], los factores de seguridad o factores de reducción de la resistencia se encuentra entre 2 y 2.5, siendo que la AISC360 establece que debe tomar un valor de 1.67 cuando el análisis se realiza mediante el método ASD, por lo que, se realizó una comparación entre ambas consideraciones obteniéndose así que el factor de seguridad promedio se encuentra dentro del rango establecido por Ulma Construction.

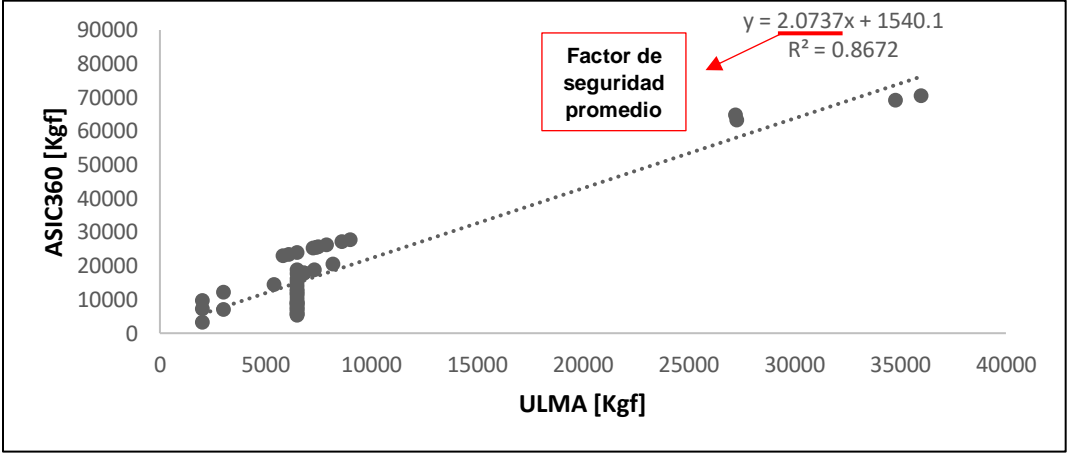


Figura 4.60: Factor de seguridad promedio utilizado para la obtención del esfuerzo admisible en Ulma Construction.

4.5.2. ANALISIS ELASTICO CONVENCIONAL V/S ANALISIS NO LINEAL

Esta comparación se centra únicamente en los desplazamientos de la estructura respecto a las cargas de servicio, es decir, a las cargas provenientes del cabezal de hormigón armado. Cabe recordar que para el análisis elástico convencional solamente se consideraron cargas puntales obtenidas mediante el método de áreas tributarias. De esta manera, se tomaron los mismos puntos de control establecidos en la Figura 4.52a para realizar un registro de desplazamientos a partir de ambos análisis. A continuación, en la Figura 4.61, se pueden observar los desplazamientos.

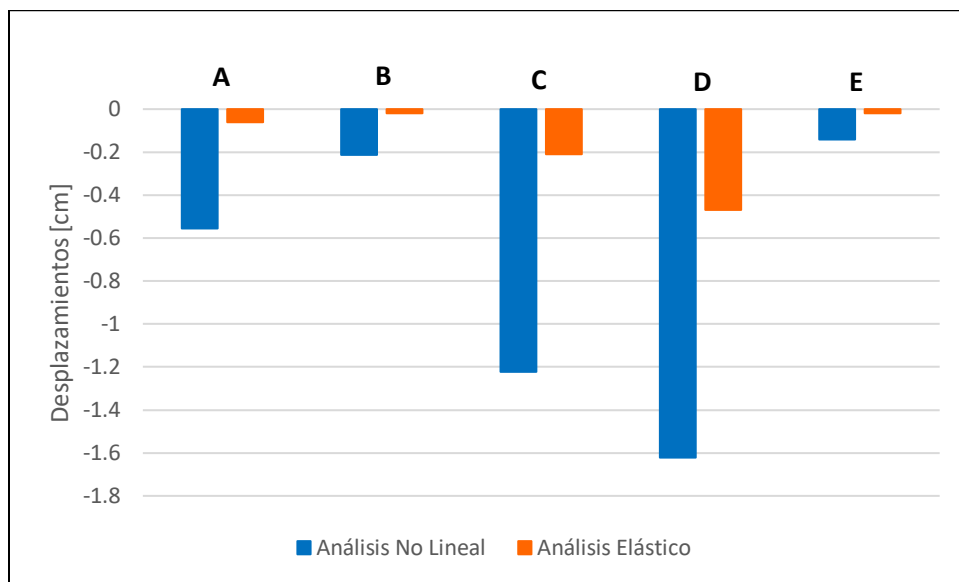


Figura 4.61: Comparación de desplazamientos, análisis elástico vs no lineal.

Como se puede notar en la Figura 4.61, si se comparan ambos desplazamientos, los obtenidos mediante el análisis no lineal son, en promedio, hasta tres veces más grande que los del análisis elástico, esto es producto a la asignación del deslizamiento en las conexiones de la estructura, ya que, con esta implementación en las conexiones se produce un desplazamiento inicial de la estructura que cuando se analiza elásticamente no está incorporado. De este modo, se puede notar que la consideración del deslizamiento en el perno influye en gran medida en la respuesta de la estructura.

Por otro lado, no se realizó una comparación referente a los esfuerzos axiales de los elementos, debido que, como se pudo observar en el Puente Camión, la variación de estos esfuerzos es muy pequeña al comparar los resultados del análisis elástico y no lineal. Esto se produce debido que al considerar que todas las conexiones deslizan la misma cantidad, es decir, se desplazan de igual forma en ambos extremos de cada elemento, la variación de esfuerzos axiales es insignificante.

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En el presente trabajo, en una primera instancia, se realizó la modelación convencional (lineal elástico con elementos tipo barra) de la estructura denominada Cimbra; en este tipo de análisis las cargas transmitidas por las alzaprimas se colocan directamente sobre el sistema MK. En paralelo se modeló la Cimbra considerando tanto el cabezal como las alzaprimas, donde a estas últimas sólo se les permitió tomar esfuerzos de compresión, situación consistente con su estado de simplemente apoyadas sobre el sistema MK. Los resultados obtenidos demostraron que, considerando solamente las cargas gravitacionales, no hay diferencias significativas al comparar ambos modelos de análisis. Sin embargo, al considerar la demanda sísmica se observan importantes diferencias, principalmente en los esfuerzos axiales de los elementos de la estructura y su distribución dentro de la misma. Al considerar la no linealidad geométrica de las alzaprimas, algunas de estas, dependiendo de la orientación del sismo, se levantan no transmitiendo cargas a la estructura. Este fenómeno produce una redistribución de esfuerzos, generando un aumento en las cargas axiales que, para el caso en estudio, puede alcanzar hasta el 200%. Es importante aclarar que, considerando este aumento, algunos elementos de la estructura ya no cumplen la condición de diseño; en otras palabras, al considerar la demanda sísmica deben modificarse ciertas secciones.

El deslizamiento en las conexiones es una particularidad que es importante tener en cuenta debido a que, como se observó en los resultados expuestos, los desplazamientos obtenidos mediante análisis elástico son significativamente menores comparados con los del análisis no lineal. En algunos casos los desplazamientos que consideran deslizamiento en las conexiones pueden ser tres veces los estimados con análisis elástico convencional, tanto para la Cimbra como para el Puente Camión. Nótese que finalmente no se consideró fricción entre las placas de las conexiones en la Cimbra, esto debido a resultados experimentales reportados por Ulma Construction sugieren que la carga de deslizamiento es significativamente menor a la máxima capacidad de la conexión. El análisis que considera coeficientes de fricción se realizó en el Puente Camión, debido a que Ulma Construction indicó lo contrario cuando los análisis estaban realizados. Se observa claramente que, en la medida que aumenta el coeficiente de fricción, son menos las conexiones que deslizan y, por ende, las deformaciones son menores. La regla histerética considerada fue calibrada con resultados obtenidos de análisis con elementos finitos no lineales.

En cuanto a los esfuerzos, se observó que considerar las particularidades de la conexión (fricción y/o deslizamiento) no tiene influencia en la magnitud y la distribución de las fuerzas internas de las estructuras. Esto es atribuible al bajo e incluso nulo grado de hiperestaticidad que presentan las estructuras en estudio.

Finalmente, este trabajo se desarrolló bajo ciertas hipótesis, supuestos y simplificaciones que naturalmente pueden ser cuestionadas en futuros trabajos, siendo las importantes: despreciar el aporte de rigidez y resistencia que tiene la cepa en la que se apoya el cabezal, considerar conservadoramente el hormigón del cabezal en estado fresco lo que no considera su aporte a la estructura una vez que comienza el proceso de fraguado, y por último, la modelación se realizó en dos dimensiones lo que impide considerar distintas direcciones de la demanda sísmica.

6. REFERENCIAS

- [1] T. B. Quimby, "A Beginner ' s Guide to the Steel Construction Manual," *Construction*, no. August, 2008.
- [2] C. Athol J, "Manual Ruaumoko 2D," *Journal of Chemical Information and Modeling*, vol. 2, no. 9. Christchurch, New Zealand, 2016.
- [3] S. Kitipornchai and A. H. Peyrot, "Effect of bolt slippage on ultimate behavior of lattice structures," *J. Struct. Eng. (United States)*, vol. 120, no. 8, pp. 2281–2287, 1994, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:8(2281).
- [4] C. Olguín and F. Andrés, "Influencia de la metodología de perforación en el comportamiento estructural de conexiones de acero apernadas," 2018.
- [5] B. Gorenc, R. Tinyou, and Syam Arum, *Steel Designers Handbook*, 7th ed. Sydney, Australia: University of New South Wales Press Ltd, University of New South Wales, 2005.
- [6] X. C. Liu, X. X. Zhan, S. H. Pu, A. L. Zhang, and L. Xu, "Seismic performance study on slipping bolted truss-to-column connections in modularized prefabricated steel structures," *Eng. Struct.*, vol. 163, no. February 2016, pp. 241–254, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.02.043.
- [7] L. Ma and P. Bocchini, "Hysteretic Model of Single-Bolted Angle Connections for Lattice Steel Towers," *J. Eng. Mech.*, vol. 145, no. 8, pp. 1–27, 2019, doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001630.
- [8] G. L. Kulak, J. W. Fisher, and J. H. . Struik, *Guide to design criteria for bolted and riveted joints*, 2nd ed., vol. 15, no. 1. Edmonton, Alberta, Canada, 1988.
- [9] C. O. Rex and W. S. Easterling, "Behavior and Modeling of a Bolt Bearing on a Single Plate," *J. Struct. Eng.*, vol. 129, no. 6, pp. 792–800, 2003.
- [10] F. Alcaraz L, *Diseño de cimbras de madera*, 2nd ed. Mexico: Universidad Nacional Autónoma de México, 1990.
- [11] Ulma Construction, "Documento interno: Guía de usuario sistema MK."
- [12] Ulma Construction, "Documento interno: Tipos de solicitaciones aplicadas al estructuras MK."
- [13] Ulma Construction, "Documento interno: Guía de usuario puntales T-60."
- [14] A. I. of S. Construction, "Specification for Structural Steel Buildings." American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, pp. 1–612, 2010.
- [15] INN, "NCh 2369- Diseño sísmico de estructuras de instalaciones industriales," p. 131, 2015.
- [16] INN-Chile, "Diseño Estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas, NCh3171.Of2010," *Inst. Nac. Norm.*, p. 17, 2010.
- [17] V. A. Pérez Galaz, *Manual 10: Manual de construcciones en madera*, Second. Santiago, Chile, 1991.
- [18] AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Fifth. 2010.
- [19] C. Athol J, "Appendices Ruaumoko, Strenght and Stiffness Degradation," *Journal of Chemical Information and Modeling*, vol. 5. Christchurch, New Zealand, 2016.
- [20] Ulma Construction, "Documento interno: Cálculo par de apriete o torque pernos," Santiago, Chile, 2017.
- [21] Ulma Construction, "Documento interno: Ensayos uniones MK, Apriete de pernos," 2017.

7. ANEXOS

ANEXO A: Factor de longitud efectiva (K)












<p align="center">TABLE C-A-7.1 Approximate Values of Effective Length Factor, K</p>						
Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code	 <ul style="list-style-type: none">  Rotation fixed and translation fixed  Rotation free and translation fixed  Rotation fixed and translation free  Rotation free and translation free 					

Figura 0.1: Factores de longitud efectiva " K ". [12]

ANEXO B: Propiedades de la madera (Coigue)

ESPECIE	PESO ESPECÍFICO Kg/m ³	FLEXION			TENACIDAD		COMPRESION				
		Tensión Límite Proporcional. σ_f Kg/cm ²	Módulo de Rotura R_f Kg/cm ²	Módulo de Elasticidad E_f Ton/cm ²	TANGENCIAL	RADIAL	PARALELA			NORMAL	
					Resist. Máxima T_t N . cm	Resist. Máxima T_r N . cm	Tensión Límite Proporc. σ_{cp} Kg/cm ²	Tensión Máxima R_{cp} Kg/cm ²	Módulo de Elasticidad E_{cp} Ton/cm ²	Tensión Límite Proporc. σ_{cn} Kg/cm ²	Tensión Máxima R_{cn} Kg/cm ²
ALERCE	444	398	610	82,0	1173	1216	404	498	51,5	132	135
ALGARROBO	730	471	910	-	-	-	429	627	-	-	-
ARAUCARIA	518	473	772	116,7	2747	2283	278	424	106,7	81	150
AVELLANO	-	410	625	85,0	-	-	265	368	102,0	49	-
ALAMO	381	297	536	77,7	1331	1262	161	306	80,2	31	67
CANELO	-	416	706	94,4	-	-	243	372	97,3	52	108
CIPRES DE LA CORDILLERA	463	577	761	73,4	2195	1693	263	428	71,2	90	117
COIGUE	604	515	776	105,5	3196	3448	244	453	111,5	92	198
COIGUE DE MAGALLANES	-	-	708	103,1	-	-	-	83	-	-	-
EUCALYPTUS GLOBULUS	720	775	1198	160,0	-	-	575	698	170,3	120	-
LAUREL	495	531	762	113,9	-	-	324	518	124,3	68	125
LENGA	520	464	879	101,3	-	-	261	430	105,0	71	135
LINGUE	535	645	990	126,2	1946	1679	367	514	135,0	100	166
LUMA	1150	650	1300	210,0	-	-	685	786	273,2	200	-
MARIO DE HOJAS CORTAS	-	320	534	71,0	-	-	332	496	101,8	96	160
MARIO DE HOJAS LARGAS	-	508	934	105,6	-	-	359	565	127,3	123	187
MARIO DE HOJAS PUNZANTES	463	430	697	83,8	1626	1550	327	521	105,7	107	196
OLIVILLO	500	490	720	98,5	1549	1673	306	428	118,3	68	-
PINO RADIATA	448	373	657	85,3	1793	1823	185	370	93,8	71	135
PINO OREGON	408	492	788	93,6	2918	1731	241	380	102,3	62	115
RAULI	448	516	784	99,8	1971	2117	320	366	123,1	70	-
ROBLE	624	634	837	123,6	2090	1964	338	476	130,5	70	-
TAMARUGO	975	762	1633	-	-	-	516	803	-	-	-
TEPA	494	465	791	98,0	2289	2568	270	417	100,8	69	141
TINEO	681	451	901	121,0	2618	2809	301	484	114,2	88	186
ULMO	648	513	887	112,5	3396	3332	409	654	169,9	91	163

Figura 0.2: Propiedades de la madera utilizada en los tabloncillos de la Cimbra MK (Coigue).

ANEXO C: Calibración de la regla de histéresis

Concrete Anchor Fastener rule. One line for each action requiring data.

KS/KO	DF	ALPHA1	ALPHA2	ALPHA3	ALPHA4	ALPHA5	BETA1	BETA2	BETA3	BETA4	BETA5	IOP	
KS/KO	Slip Stiffness	(KS/KO < KL/KO)						(Default = 0.50)					F
DF	Unload Force/Reversal force ratio i.e. change KU1 to KU2	(0.0 < DF < 1.0)						(Default = 0.80)					F
ALPHA1	Power Factor	KL					(Default = 0.25)					F	
ALPHA2	Power Factor	KU1					(Default = 0.25)					F	
ALPHA3	Power Factor	KU2					(Default = 0.25)					F	
ALPHA4	Power Factor	GAP-P					(Default = 0.25)					F	
ALPHA5	Power Factor	GAP-N					(Default = 0.25)					F	
BETA1	Loading Factor	KL					(Default = 10.00)					F	
BETA2	Loading Factor	KU1					(Default = 28.00)					F	
BETA3	Loading Factor	KU2					(Default = 10.00)					F	
BETA4	Loading Factor	GAP-P					(Default = 0.00)					F	
BETA5	Loading Factor	GAP-N					(Default = 0.00)					F	
IOP	= 0:	if KU2 > KU1 ignore						(Default = 0)					I
	= 1:	if KU2 > KU1 terminate analysis											

a)

KS/KO	DF	ALPHA1	ALPHA2	ALPHA3	ALPHA4	ALPHA5	BETA1	BETA2	BETA3	BETA4	BETA5	IOP
0.25	0.8	-0.85	0.9	0.25	1.5	1.5	9.5	12	7	0.25	0.25	0
0.25	0.8	-0.85	0.9	0.25	1.5	1.5	9.5	12	7	0.25	0.25	0
0.25	0.8	-0.85	0.9	0.25	1.5	1.5	9.5	12	7	0.25	0.25	0

b)

Figura 0.3: a) Definición de factores para calibrar la regla de histéresis [16]. b) Calibración de la regla de histéresis.