



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA  
UNIDAD AZCAPOTZALCO

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

ANÁLISIS PROBABILÍSTICO Y DE COSTOS DE  
ALTERNATIVAS PARA CONEXIONES EN UN  
EDIFICIO DE ACERO ANTE ACCIONES SISMICAS  
DE LA ZONA IIIc DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA  
ESTRUCTURAL

P R E S E N T A:

JUAN CARLOS TRUEBA ALBINO

Asesor de Tesis:

Dr. David De León Escobedo.

Ciudad de México.

Febrero, 2017.

---

---

## AGRADECIMIENTOS

### PRIMERAMENTE A DIOS.

*Por otorgarme la enorme oportunidad de superarme en total aspecto dentro de este trabajo, institución y espacio de mi vida, colocar en mi camino a las personas indicadas y ser mi fuente de fortaleza.*

### A MI FAMILIA Y PADRES.

*María del Rosario Albino Dionisio y Carlos Pedro Trueba Sánchez.*

*Por fomentarme lo correcto, lo tangible y lo esmerado que puede ser el camino de estudiante e hijo, concibiendo un amor desinteresado basado en la responsabilidad, confianza y deseo de seguir adelante.*

### A MI ASESOR DE TESIS.

*Dr. David De León Escobedo.*

*Por tener la paciencia, conocimiento y apoyo que pudiera necesitar en cualquier momento del desarrollo de éste trabajo. Además de su intervención y consejo dentro del programa de estudios basados en su experiencia y regocijo con la ingeniería y la docencia.*

### A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS...

*...especialmente al Ing. José Antonio Cervantes Castillo.*

*Por ser una guía y un modelo a seguir como profesionalista y gran ser humano; por su comprensión, amistad y gran sentido del humor agradezco en lo más profundo todo el camino estudiantil, profesional y personal que hemos compartido.*

*Finalmente, a todas aquellas personas que colaboraron directa o indirectamente para el alcance de este propósito... GRACIAS.*

**CONTENIDO.**

<b>1.- INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>2.- OBJETIVOS</b>	5
2.1 Objetivos generales	6
2.2 Objetivos específicos	6
<b>3.- METODOLOGÍA Y ALCANCES</b>	8
3.1 Metodología	9
3.2 Alcances	10
<b>4.- ANTECEDENTES Y GENERALIDADES</b>	11
4.1 Evolución de los tipos de conexiones con placa tope	12
4.2 Estudios de elemento finito para conexiones con placa tope	18
4.3 Análisis y estudios de confiabilidad estructural	23
4.4 Normativas utilizadas	27
4.5 Modelos de validación	28
<b>5.- CONSIDERACIONES PARA LOS MODELOS PROPUESTOS</b>	29
5.1 Consideraciones generales	30
5.1.1 Selección del sistema estructural	30
<b>6.- MODELOS PROPUESTOS Y ALTERNATIVAS</b>	36
6.1 Modelos analíticos	37
6.1.1 Estructuración	37
6.1.2 Análisis de valores obtenidos en el programa SAP2000	38
6.1.2.1 Periodo fundamental del modelo	38
6.1.2.2 Elementos mecánicos del modelo	39
6.1.2.3 Localización de puntos críticos del modelo	39

<b>6.2 Selección de alternativas para las conexiones</b>	43
<b>7.- ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS</b>	46
<b>7.1 Análisis de las alternativas de conexión con elemento finito</b>	47
7.1.1 <i>Detalles geométricos de las alternativas de conexión</i>	47
7.1.2 <i>Mallado de los modelos de conexión</i>	49
7.1.3 <i>Análisis de los modelos de conexión</i>	54
7.1.3.1 <i>Tipos de elementos usados en el análisis</i>	55
7.1.3.2 <i>Pretensión de la tornillería</i>	55
7.1.3.3 <i>Elementos de contacto</i>	56
7.1.3.4 <i>Propiedades mecánicas de los materiales</i>	58
7.1.3.5 <i>Protocolo de carga</i>	60
7.1.3.5.1 <i>Carga monótona</i>	60
7.1.3.5.2 <i>Carga cíclica</i>	61
<b>7.2 Resultados y patrones de comportamiento</b>	62
7.2.1 <i>Comportamiento monótono observado</i>	62
7.2.2 <i>Comportamiento cíclico observado</i>	65
<b>7.3 Análisis probabilístico de las alternativas de conexión</b>	68
7.3.1 <i>Distribución de probabilidad para índices de resistencia</i>	68
7.3.2 <i>Distribución de probabilidad para índices de demanda</i>	70
7.3.3 <i>Determinación de la probabilidad de falla</i>	74
<b>7.4 Análisis de costos</b>	78
<b>7.5 Discusión de resultados</b>	84
<b>8.- CONCLUSIONES</b>	88
<b>8.1 Investigaciones futuras y prospectivas</b>	91
<b>9.- REFERENCIAS</b>	93
<b>APENDICE A</b>	97

ÍNDICE DE FIGURAS.

Fig.1.1 Generación del sismo en Northridge, 1994. ( <a href="http://www.earthquakecountry.org">www.earthquakecountry.org</a> )	2
Fig. 1.2 Ejemplo ilustrativo del diseño de una conexión viga-columna con placa tope ( <a href="http://www.detallesconstructivos.net">www.detallesconstructivos.net</a> )	3
Fig.3.1 Metodología de desarrollo del trabajo de investigación	10
Fig. 4.1 Fallas comunes en las conexiones viga-columna, después del sismo de Northridge, 1994 (Tremblay <i>et al.</i> , 1997)	12
Fig.4.2 Configuración de especímenes experimentales por Guo <i>et al.</i> (2006)	14
Fig. 4.3 Modelo de validación experimental. (Shi <i>et al.</i> , 2008)	16
Fig. 4.4 Rotación generada en la conexión, (Shi <i>et al.</i> , 2008)	17
Fig. 4.5 Curvas de momento-rotación obtenidas. (Shi <i>et al.</i> , 2008)	17
Fig. 4.6 Confección del patín de la viga estudiado por Murray y Kukreti (1988)	18
Fig. 4.7 Modelado híbrido 2D/3D por Murray y Kukreti (1988)	19
Fig. 4.8 Distribución de elementos en la viga. Chasten <i>et al.</i> (1992)	19
Fig. 4.9 Configuración de la viga en cantiliver, Chasten <i>et al.</i> (1992)	20
Fig. 4.10 Modelo de sección T, mostrado en el Anexo J, del Euro Código 3 (2003)	21
Fig. 4.11 Modelo Analizado por elemento finito. (Shi <i>et al.</i> , 2008)	22
Fig. 4.12 Curvas momento-rotación resultantes. (Shi <i>et al.</i> , 2008)	23
Fig. 4.13 Inspección de conexiones dañadas generados en los modelos de Li y Ellingwood (2007)	25
Fig. 4.14 Funciones de densidad de demanda y capacidad. (De León, 2008)	26
Fig.4.15 Alternativas de conexiones propuestos en la investigación por De León, Reyes y Gonzáles (2010)	27
Fig. 5.1 Estructura de un edificio de acero tradicional en la zona metropolitana, D.F. ( <a href="http://www.arkigrafico.com">www.arkigrafico.com</a> )	30
Fig. 5.2 Vista superior izquierda en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)	31

Fig. 5.3 Vista superior derecha en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)	31
Fig. 5.4 Vista en planta superior en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)	32
Fig. 5.5 Vista frontal en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)	32
Fig. 5.6 Vista trasera en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)	32
Fig. 5.7 Zonificación sísmica del Distrito Federal. (NTC-SISMO-04)	35
Fig. 6.1 Estructuración del modelo utilizado (SAP2000 Ver.17)	37
Fig. 6.2 Articulaciones plásticas generadas (puntos críticos). Paso 2, 5 y 8. (SAP2000 Ver. 17)	41
Fig. 6.3 Alternativa propuesta de conexión. CPT-01	43
Fig. 6.4 Alternativa propuesta de conexión. CPT-02	43
Fig. 6.5 Alternativa propuesta de conexión. CPT-03	44
Fig. 7.1 Detalles geométricos de la alternativa CPT-01	47
Fig. 7.2 Dimensiones de columna y viga en la conexión (medidas en mm)	48
Fig. 7.3 a) Distribución de tornillería, y b) Vista en elevación de la conexión.	48
Fig. 7.4 Detalle de tornillos empleados.	49
Fig. 7.5 Ejemplo de creación de nodos, líneas, superficies (alma) y volúmenes (patines). (GID 11.1.8)	50
Fig. 7.6 Generación de malla estructurada con elementos hexaédricos. (GID 11.1.8)	50
Fig. 7.7 Formación del mallado de la placa tope. (GID 11.1.8)	51
Fig.7.8 Mallado generado para la tornillería en la conexión. (GID 11.1.8)	52
Fig. 7.9 Mallado del modelo CPT-01 (GID 11.1.8)	53
Fig. 7.10 Mallado del modelo CPT-02 (GID 11.1.8)	53
Fig. 7.11 Mallado del modelo CPT-03 (GID 11.1.8)	54

## ÍNDICE.

---

Fig. 7.12 Contactos correspondientes al Elemento Objetivo TARGET170. (ANSYS 15.0)	57
Fig. 7.13 Curva Esfuerzo-Deformación para el Acero Estructural A-36.	59
Fig. 7.14 Curva Esfuerzo-Deformación para Tornillos de Alta Resistencia A-325.	59
Fig. 7.15 Ciclos de Carga Modelo CPT-01.	61
Fig. 7.16 Ciclos de Carga Modelo CPT-02.	61
Fig. 7.17 Ciclos de Carga Modelo CPT-03.	61
Fig. 7.18 Comportamiento Monótono Modelo CPT-01.	63
Fig. 7.19 Comportamiento Monótono Modelo CPT-02.	63
Fig. 7.20 Comportamiento Monótono Modelo CPT-03.	64
Fig. 7.21 Comparación del comportamiento de los tres modelos bajo carga monótona.	64
Fig. 7.22 Comportamiento Cíclico Modelo CPT-01.	66
Fig. 7.23 Comportamiento Cíclico Modelo CPT-02.	66
Fig. 7.24 Comportamiento Cíclico Modelo CPT-03.	67
Fig.7.25 Generación de los 50 espectros de Diseño de eventos aleatorios sísmicos.	71
Fig. 7.26 Diagrama secuencial para la simulación de Monte Carlo.	75
Fig. 7.27 Comparación de costos totales de mano de obra para cada tipo de conexión.	86
Fig. 7.28 Comparación de costos por fatalidades y pérdida de renta para cada conexión.	87
Fig.7.29 Comparación de Costos totales para cada conexión.	87

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 4.1 Pruebas experimentales de conexiones placa-tope, recolectados por Kishi <i>et al.</i> (2004)	13
Tabla 5.1 Distribución de cargas vivas en el modelo (NTC-04)	33
Tabla 5.2 Registro de secciones que conforman al modelo. (IMCA, 2014)	34
Tabla 5.3 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones. (NTC-Sismo-04)	35
Tabla 6.1 Registro de valores máximos obtenidos del programa. (SAP2000 Ver. 17)	39
Tabla 6.2 Registro de los valores máximos de momentos conforme a cada nivel del edificio. (SAP2000 Ver.17)	40
Tabla 7.1 Descripción de la carga monótona para los modelos.	60
Tabla 7.2 Capacidades a momento de las conexiones.	62
Tabla 7.3 Valores máximos de momentos y rotaciones respecto a cada tipo de carga.	68
Tabla 7.4 Definición del valor esperado en resistencia ( $\mu R$ ) en las conexiones	69
Tabla 7.5 Valores definidos para la distribución normal en resistencias.	70
Tabla 7.6 Momentos máximos obtenidos respecto a aceleraciones aleatorias (SAP2000 Ver. 17)	72
Tabla 7.7 Obtención de los parámetros probabilísticos de demanda en las conexiones.	74
Tabla 7.8 Probabilidades de falla y reparación para el modelo CPT-01.	77
Tabla 7.9 Probabilidades de falla y reparación para el modelo CPT-02.	77
Tabla 7.10 Probabilidades de falla y reparación para el modelo CPT-03.	78
Tabla 7.11 Volúmenes de material usados en conexiones.	79
Tabla 7.12 Costos totales para cada tipo de conexión	79
Tabla 7.13 Costo total de la estructura del edificio.	80
Tabla 7.14 Probabilidades incondicionales de falla para los tres tipos de conexión.	81
Tabla 7.15 Costo por fatalidades respecto a cada tipo de conexión.	82
Tabla 7.16 Costos por pérdida de rentabilidad.	83



ÍNDICE.

---

Tabla 7.17 Costos por daños para cada tipo de conexión. \_\_\_\_\_ 83

Tabla 7.18 Costo total del ciclo de vida del edificio respecto a cada tipo de conexión. \_\_\_\_\_ 84



CAPÍTULO

1

INTRODUCCIÓN.

## 1. Introducción.

La existencia de expectativas tanto teóricas como experimentales debido a acontecimientos catastróficos como son los sismos, generan la búsqueda de análisis y de pruebas paramétricas para recomendar propuestas hacia nuevas estrategias de diseño; así también para conformar un estado del arte en la selección de conexiones de acero para edificios en zonas sísmicas. Debido a lo anterior, es importante contar con criterios probabilistas y análisis de costos que promuevan un balance entre el comportamiento esperado de las estructuras, y el costo asociado a la toma de decisiones, incluyendo la selección entre sus tipos de conexiones. Cabe destacar, que estos desarrollos deben incluir una formulación de procesos que consideran incertidumbres adheridas al comportamiento esperado, y el costo de las consecuencias que se originan en la selección del nivel de seguridad del edificio; de esta manera se pudiera hacer más racional la toma de decisiones para un diseño sísmico más eficiente.

Al tener como referencia los daños debidos al sismo sucedido en Northridge en 1994 (Fig.1.1), se generó una amplia gama de estrategias de análisis dentro del reglamento de construcción, iniciando una secuencia experimental de ensayos y protocolos de investigación (Bruneau, Whittaker & Uang, 1998), dando como resultado, una nueva visión del diseño estructural.

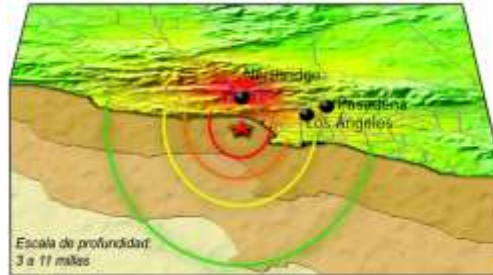


Fig.1.1 Generación del sismo en Northridge, 1994.  
([www.earthquakecountry.org](http://www.earthquakecountry.org))

El desarrollo de este trabajo intenta obtener, en base a análisis probabilísticos, el nivel de confiabilidad de la estructura y sus respectivos costos generados, tomando el modelo de un edificio de acero típico construido en la zona sísmica III<sub>c</sub> de la Ciudad de México, identificando las fallas probables en la conexiones y además, las consecuencias en términos de costos esperados en su ciclo de vida.

Con los factores de cálculo, se espera generar recomendaciones prácticas para apoyar la selección de conexiones en las estructuras consideradas, esperando contribuir e identificar de una mejor manera, el desempeño de conexiones en zonas sísmicas, y su relación entre costos y confiabilidad para que el usuario elija el balance que le parezca más adecuado.

Dado que no es frecuente considerar la intervención de estudios probabilísticos en el diseño estructural, resulta adecuado el manejo y uso de conceptos que se basan en confiabilidad y los correspondientes a sus costos asociados. Es ahí donde además se podrá hacer intervenir un enfoque probabilístico para tratar las incertidumbres y los sesgos debidos a la demanda sísmica y a la resistencia para la determinación de los niveles de confiabilidad y seguridad en las estructuras.

Al hacer notar rasgos específicos como los antes mencionados, se observa el alto nivel de incertidumbre implícito en el comportamiento de una estructura metálica ante un sismo, pues se debe exigir que la construcción muestre un desempeño adecuado en sus condiciones de servicio y resistencia. El análisis que conlleva a estos resultados involucra la estimación de cálculo de costos esperados en el ciclo de vida, que se introducen para equilibrar la confiabilidad de la estructura con los costos asociados a ésta. Además de que en México, se han llevado a cabo esfuerzos parciales para obtener recomendaciones prácticas y confiables hacia las conexiones de acero, además de estudios analíticos que desarrollan enfoques basados en casos específicos de consideraciones de falla; en tales trabajos se han estudiado además ciertos mecanismos de fractura tanto para conexiones típicas como para otras propuestas (Miranda, 1997).

Como alternativas de conexión viga-columna se estudiará la tipología comúnmente conocida como *Placa Tope*, que consiste en una placa soldada, generalmente en taller, al extremo de la viga y unida a la columna (Fig. 1.2).

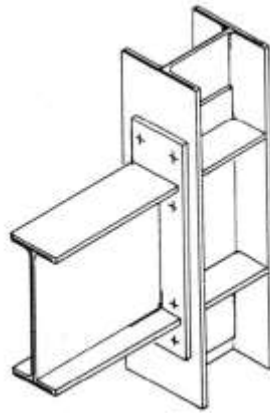


Fig. 1.2 Ejemplo ilustrativo del diseño de una conexión viga-columna con placa tope. ([www.detallesconstructivos.net](http://www.detallesconstructivos.net))

El análisis y diseño de este tipo de conexiones en México, ha sido basado primordialmente en las expresiones desarrolladas por manuales como el AISC y en los requerimientos del FEMA, por lo que se cuenta sólo con algunos tipos de configuraciones que han sido precalificadas, pero aun así no teniendo la certeza que cubran satisfactoriamente un nivel de confiabilidad deseada.

Al enfocar el tema de confiabilidad y el costo del ciclo de vida de las estructuras, se pueden generar medidas para su efectividad económica y recomendar un adecuado balance entre costo y beneficio para diferentes alternativas de conexión, usadas en edificios típicos, tal es el caso de este trabajo, desarrollando además una incorporación entre los costos perjudiciales de daños y los costos de la seguridad misma de la estructura (Righiniotis e Imam, 2004).

Con lo mencionado anteriormente, el diseño de conexiones basado en enfoques de riesgo, trae consigo aspectos con medidas de seguridad y costo, emergiendo así, un campo de opciones entre el balance costo-beneficio y que consistan en las cantidades económicas de la seguridad y operación confiable de la estructura (Ang y De León, 1997). Así, con base en lo investigado, se recomienda extender resultados para refinarlos y poder generalizar cada vez más, distintos tipos de conexiones de acero, pues ayudaría a generar mejoras en las especificaciones de diseño y revisión.

CAPÍTULO

2

OBJETIVOS.

## 2. OBJETIVOS.

### 2.1 Objetivos generales.

Analizar de una manera probabilista el problema que representa el comportamiento sísmico de las estructuras de acero, en especial las conexiones viga-columna. Además de identificar el mayor daño que se presenta por las fallas en las conexiones y evaluar sus implicaciones en términos de costos. Lo anterior implica realizar un análisis probabilístico, incluyendo las incertidumbres en las cargas sísmicas y la resistencia estructural y de los costos de rehabilitación así como de otras consecuencias de falla.

El problema presentado y su solución invitan a desarrollar parámetros de confiabilidad y costos, para evaluar propuestas realistas de diseños de conexiones de acero, de tal manera que se elija la alternativa del mínimo costo esperado. Cabe señalar, que esto lleva un grado de complejidad dado el número de diversos tipos de conexiones, así como su realización de análisis preliminares del comportamiento de los modelos del edificio y las conexiones alternativas, con ayuda de recursos posteriormente presentados; agregando conceptos de confiabilidad y análisis de costos.

En cuanto al tema de la confiabilidad de la estructura, se realizará la aplicación de métodos probabilísticos para identificar cuáles son los daños esperados por los sismos que pueden ocurrir en el sitio, así como la evaluación de sus consecuencias. Así, con base en lo investigado cronológicamente se formulará un criterio para poder considerar distintos casos de conexiones estructurales, ponderar su costo contra su beneficio y proveer mejoras a especificaciones para diseño y revisión en zonas sísmicas de la Ciudad de México.

### 2.2 Objetivos específicos.

Para el desarrollo de un análisis probabilístico, como el que se presentará, se requirieren datos representativos, los cuales involucran estadísticas de la demanda sísmica, la resistencia y los costos típicos en México. Además de realizar una revisión del estado del arte de los métodos teóricos tradicionales resaltando datos de las pruebas experimentales reportadas en la literatura, se realizará el análisis correspondiente a la confiabilidad del edificio bajo escenarios específicos de sismos con diferentes intensidades asociadas a distintas regiones sísmicas. Como se ha descrito anteriormente, el objetivo de este trabajo es desarrollar e implementar distintos modelos de diseño de conexiones en edificios de acero, incluyendo evaluaciones de confiabilidad y costo que intervienen en el comportamiento bajo acciones sísmicas y agregando puntos de vista acerca del costo esperado en el ciclo de vida de la estructura, debido a daños en las conexiones.



Con respecto a lo mencionado anteriormente, se identificará el costo esperado total que surge como consecuencia del desempeño de la estructura (sujeta a la posible ocurrencia de sismos en su vida útil), y que además incluye costos, tanto de reparación y rehabilitación, como otras consecuencias de falla (fatalidades, lesiones y pérdidas de ingresos por la renta del edificio). Así se propondrá una nueva forma de evaluación que aportará elementos de juicio adicionales para diseñar las construcciones de acero expuestas a la zona sísmica III<sub>c</sub> de la Ciudad de México.

Se pretende generar ejercicios de cálculo de confiabilidad de manera paramétrica en un edificio de acero, con énfasis en las construcciones, analizando propuestas de distintas configuraciones de diseño y con base en estas, mostrar a través de estudios probabilísticos su nivel de confiabilidad. Demostrar, así mismo, que la intervención de métodos de confiabilidad en las estructuras metálicas, provee elementos adicionales de seguridad y costo para tomar decisiones en el diseño y sustentabilidad de la estructura.

Con base en la literatura documentada y datos reportados, se desarrollarán criterios que aporten información sobre el balance entre seguridad y costo, además de integrar una gama de formulaciones nuevas y prácticas al ambiente de cálculo que se ha manejado tradicionalmente. Cabe señalar que el estudio considera las normas técnicas de diseño vigentes (IMCA, 2014; NTC-Metálicas, 2004 y AISC, 2010). Se espera que el estudio sirva de base para generar, en un futuro, recomendaciones generales de diseño y actualizar las especificaciones vigentes.

CAPÍTULO

3

METODOLOGÍA  
Y  
ALCANCES.

### 3.1 Metodología.

La metodología empleada en este trabajo se describe a continuación.

- Se escogerá un edificio de acero, con características y conexiones típicas en México, el cual se analizará bajo un panorama sísmico de la zona III<sub>C</sub> de la ciudad, considerando reglamentos actuales de construcción en acero (IMCA, 2014; NTC-Metálicas, 2004 y AISC, 2010). Se incluirán datos relevantes acerca de la demanda sísmica, los cuales serán útiles para establecer escenarios para realizar los análisis estructurales del modelo.
- Se realizarán análisis de respuestas que corresponden a los diseños alternativos de conexiones metálicas en el edificio, para distintos escenarios de demanda sísmica; se utilizarán conceptos probabilísticos de estados límite de falla, y se estimarán probabilidades de ocurrencia de los escenarios de demanda sísmica planteados.
- Se realiza, por medio del programa de elemento finito ANSYS APDL 15.0, un modelado de las conexiones alternativas y así caracterizar, con mayor detalle, la función de desempeño, según el comportamiento más específico de las conexiones, para evaluar su probabilidad de falla.
- Se analizarán los costos esperados de reparación y consecuencias de falla en las conexiones propuestas, expresando el costo esperado debido a la probabilidad de falla en los distintos modelos de conexiones.
- Se consideró un balance entre los aspectos económicos, como de confiabilidad de los modelos de conexiones. Así, se integrará un análisis del costo esperado en el ciclo de vida por daño en las conexiones, donde se considerarán de una manera numérica y explícita el costo inicial y el futuro (esperado) para cada alternativa. Se eligió la alternativa más económica.
- Se generaron conclusiones y recomendaciones prácticas para complementar los criterios de diseñadores de estructuras de acero, a fin de elegir los tipos de conexiones para el nivel de peligro sísmico considerado.

En la Fig. 3.1 se muestra de manera esquemática lo antes mencionado.

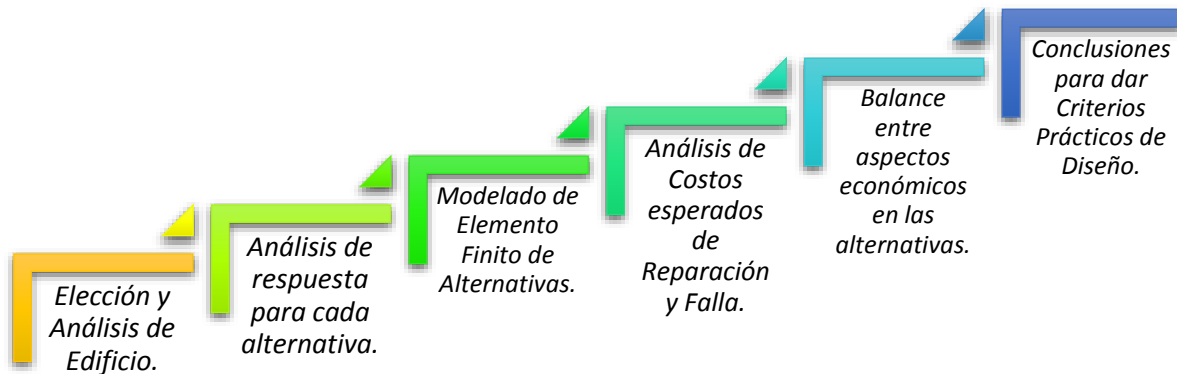


Fig.3.1 Metodología de desarrollo del presente trabajo de investigación.

### 3.2 Alcances.

La posibilidad de daño o falla de estructuras o de sus conexiones, ante eventos inciertos como los sismos, introducen incertidumbres en el desempeño de las construcciones, por ello se justifica la intervención de este trabajo con el fin de promover que la visión de confiabilidad, a través de los costos totales en el ciclo de vida por daño en conexiones de las estructuras, elementos de juicio adicionales para tomar mejores decisiones de selección y diseño de conexiones.

Los análisis paramétricos de la respuesta sísmica ante el escenario considerado de aceleración máxima del suelo permitirán obtener las demandas sísmicas en la junta más crítica y, en una segunda etapa de análisis, estas demandas se aplicarán a un modelo más detallado de cada tipo de conexión, para examinar el estado límite en un proceso simplificado de simulación. Cabe señalar que no existe una normatividad que solicite la ejecución de tal análisis, pero se pretende identificar tendencias en el comportamiento de conexiones metálicas, tanto soldadas y atornilladas, en condiciones de falla. Se trata de identificar el tipo y la configuración de conexión más apropiada mediante el equilibrio entre costos esperados y confiabilidad, para recomendar la solución que garantice, bajo márgenes aceptables de seguridad, la integridad de estas construcciones metálicas. Es por eso que se identificarán las tendencias entre los costos, comportamiento y confiabilidad de las conexiones metálicas en edificios de acero dentro de la Ciudad de México. De tal manera se recomendará al usuario elegir el diseño a su preferencia que incluya un balance tanto económico como de resistencia en la estructura.

CAPÍTULO

4

ANTECEDENTES  
Y  
GENERALIDADES.

#### 4.1 Evolución de los tipos de conexiones con placa tope.

Los eventos catastróficos del sismo ocurrido en 1994 en Northridge, California; así como el de Kobe en Japón, ocurrido un año más tarde; mostraron fallas en edificios debido a fracturas de conexiones soldadas de acero, principalmente en edificios (Fig. 4.1) con marcos resistentes a momento, así como también la poca capacidad de este tipo de conexiones ante eventos de esta magnitud. Determinando que la mayoría de estas fallas fueron debido a concentraciones de esfuerzos, principalmente localizados entre la unión de los patines de los elementos.

Una de las principales causas que son mencionadas en algunas investigaciones acerca de la falla de conexiones (Tremblay *et al*, 1996); es el comportamiento *inesperadamente frágil* de las soldaduras ante el sismo. De aquí surgió la idea de que la conexión placa-tope podría mejorar el comportamiento de la conexión, y así se intensificaron las investigaciones acerca de distintos tipos de conexiones ante sismos de gran magnitud, como consecuencia surgieron cambios importantes en las normativas y alternativas de análisis.

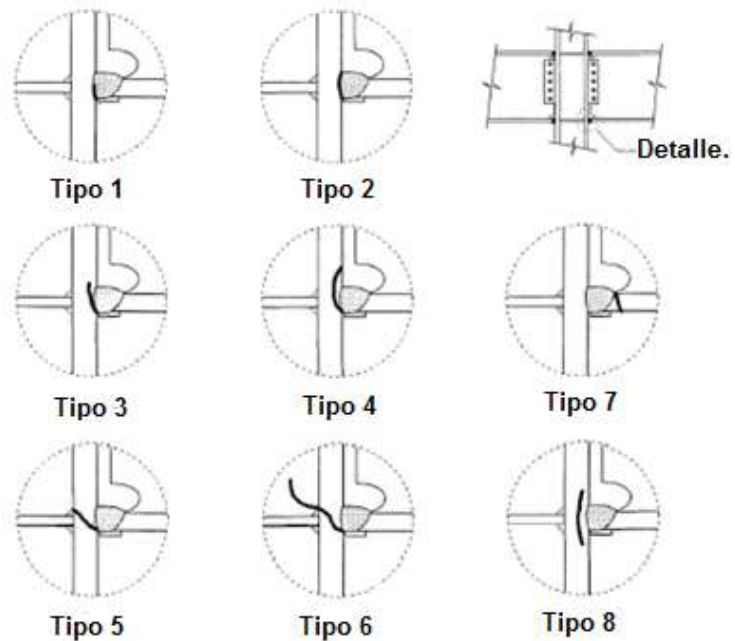


Fig. 4.1 Fallas comunes en las conexiones viga-columna, después del sismo de Northridge, 1994 (Tremblay *et. al.*, 1996)

Por otro lado, distintas investigaciones de las consecuencias ocurridas por este sismo en 1994, Meng y Murray en 1995 efectuaron pruebas de conexiones placa tope con cuatro tornillos y además no rigidizadas; ya que una de ellas se utilizó calzas o placas niveladoras, pues esa tipología era muy usada en ese entonces y sugirieron mejorarlas en base a resistencia. Así también, distintos experimentos encontraron que el comportamiento histerético de las conexiones eran muy similares, pero sin embargo las curvas de histéresis en el patín presentaron un decremento importante en la conexión donde se utilizaron placas niveladoras; consideraron que ese problema era debido a la fluencia de la placa en la conexión.

Tiempo después, utilizando la base de datos de pruebas realizadas a conexiones semirrígidas hasta ese momento, Kishi *et al.* (2004) desarrollaron un modelo para predecir una relación de momento-rotación relativa de las conexiones semirrígidas, basado en distintos parámetros:

- Rigidez inicial.
- Rigidez de endurecimiento por deformación.
- Momento inicial de la conexión, refiriéndose a la proyección de la tangente de endurecimiento por deformación sobre el eje del momento.
- Factor de forma.

El modelo estudiado fue realizado con base en 168 resultados experimentales de conexiones semirrígidas almacenadas en base de datos presentadas en la Tabla 4.1, ya que se analizaron dos distintos tipos de conexión *placa tope*: extendida y no extendida. En éste estudio se concluyó que el método arroja resultados más o menos precisos para modelos analizados en marcos semirrígidos (Kishi *et al.*, 2004).

Tabla 4.1 Pruebas experimentales de conexiones placa-tope, recolectados por Kishi *et al* (2004).

CONEXIÓN	AUTOR Y AÑO	NUMERO DE PRUEBAS
<b>Placa Tope Extendida</b>	Johnson et al. (1960)	1
	Sherbourne (1961)	5
	Bailey (1970)	26
	Surtees y Mann (1970)	6
	Packer y Morris (1978)	3
	Ioannides (1979)	6
	Dews (1979)	3
	Groundy et al. (1980)	2
	Johnstone y Walpole (1981)	8
	Mazroi (1983)	24
	Yee (1984)	16
	Moore y Sims (1986)	2
	Davison et al. (1987)	1
	Zandonini y Zanon (1987)	9
	Ribeiro y Goncalves (1996)	24
<b>Placa Tope No Extendida</b>	Ostrander (1970)	24
	Philips y Packer (1981)	5
	Davison et al. (1987)	3

Pese a la gran cantidad de investigación que se realizó, el comportamiento de los elementos de la conexión placa tope no estuvo lo suficientemente claro, como tampoco su influencia sobre el comportamiento histerético de la estructura. Fue ahí donde Guo *et al.* en el 2006 dirigieron su estudio de la conexión en la zona del alma de la columna y a los rigidizadores de la placa tope ante carga cíclica. Tal ensaye consistió en seis especímenes tipo *placa tope* extendida con ocho tornillos unas rigidizadas y otras no; la *placa tope* se encontraba en tres de los especímenes, donde también el alma de las columnas fue reforzada; el espesor de la *placa tope* fue variable para un mismo tamaño de viga y columna (Fig. 4.2).

Con esto se concluyó que los rigidizadores de la *placa tope* tienen gran influencia sobre el comportamiento histerético de la conexión; además de que las conexiones rigidizadas desarrollan gran capacidad de carga y disipación de energía, pues los rigidizadores pueden cambiar el mecanismo de carga y mejorar algunas veces las condiciones de apoyo o restricción.

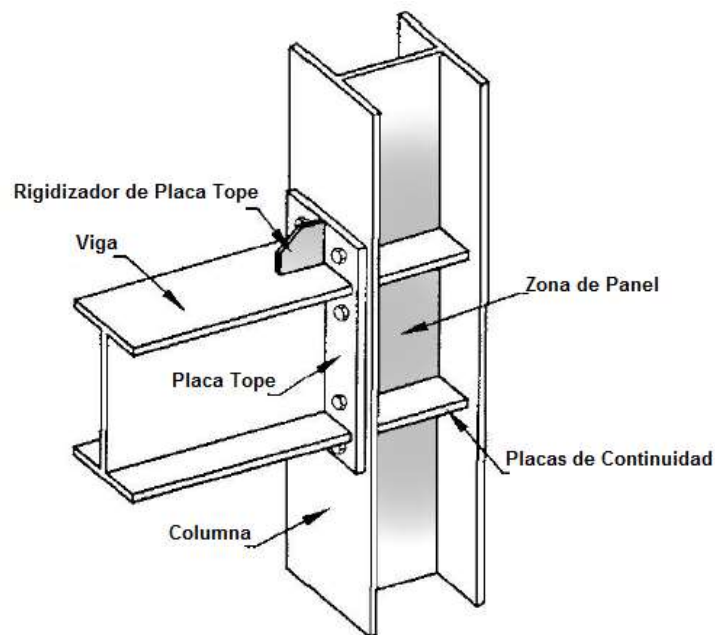


Fig.4.2. Configuración de especímenes experimentales por Guo *et al.* (2006)

Por último, se agrega el trabajo realizado por Shi *et al.* (2006), el cual estuvo dividido en dos partes; la primera etapa consistió en un ensaye experimental de ocho especímenes, de los cuales siete fueron conexiones tipo *placa tope* extendida de ocho tornillos con algunas variaciones entre sí; donde el espécimen restante fue una *placa tope* no extendida, todos fueron sometidos a carga monótona y cíclica.



La segunda etapa del estudio consistió en ensayos experimentales de ocho especímenes, donde se desarrollaron modelos completos de elemento finito en 3D para poder simular el comportamiento bajo carga monótona de los ensayos experimentales de la primera parte de sus estudios. El modelo de elemento finito fue desarrollado en ANSYS, aunque una de las limitaciones que se tuvo en el modelo fue que se utilizó una curva elastoplástica perfecta para el acero que conforma a los elementos de la conexión (viga, columna y placa-tope), ignorándose el endurecimiento por deformación mencionado anteriormente.

Cabe señalar que algunos parámetros que se involucraron en este estudio, fueron los siguientes:

- El espesor de placa-tope.
- Diámetro del tornillo.
- Rigidizador de la *placa tope*.
- Placas de continuidad.
- Tipo de *placa tope* rigidizada y no rigidizada.

A partir de estos resultados se propusieron detalles en distintas conexiones de acero para el uso en marcos resistentes a momento bajo cargas cíclicas; donde se puede asegurar una falla dúctil; además de proponer un modelo histerético bilineal y así obtener un comportamiento de momento-rotación en la conexión con *placa tope*.

La fase experimental del estudio realizado por Shi en el 2008; consistió en el análisis de ocho especímenes de conexiones viga-columna con placa tope bajo cargas monótona y cíclica. En la Fig. 4.3 se observa la configuración de los especímenes utilizados, tanto la ubicación de los apoyos, la forma de aplicación de carga y otros instrumentos integrados en el estudio.

Cabe señalar que los especímenes fueron hechos mediante el caso típico de una conexión en marcos de acero de varios niveles. Algunos de los detalles de los especímenes son exactamente los mismos que se usaron en la fase numérica de su investigación. La viga y columna es la misma y está formada por una sección "I" armada. El peralte, el espesor del alma, y el espesor de patín de vigas y columnas son respectivamente, 300 mm, 8 mm y 12 mm; así también, el ancho de viga y columna son de 200 mm y 250 mm, respectivamente.

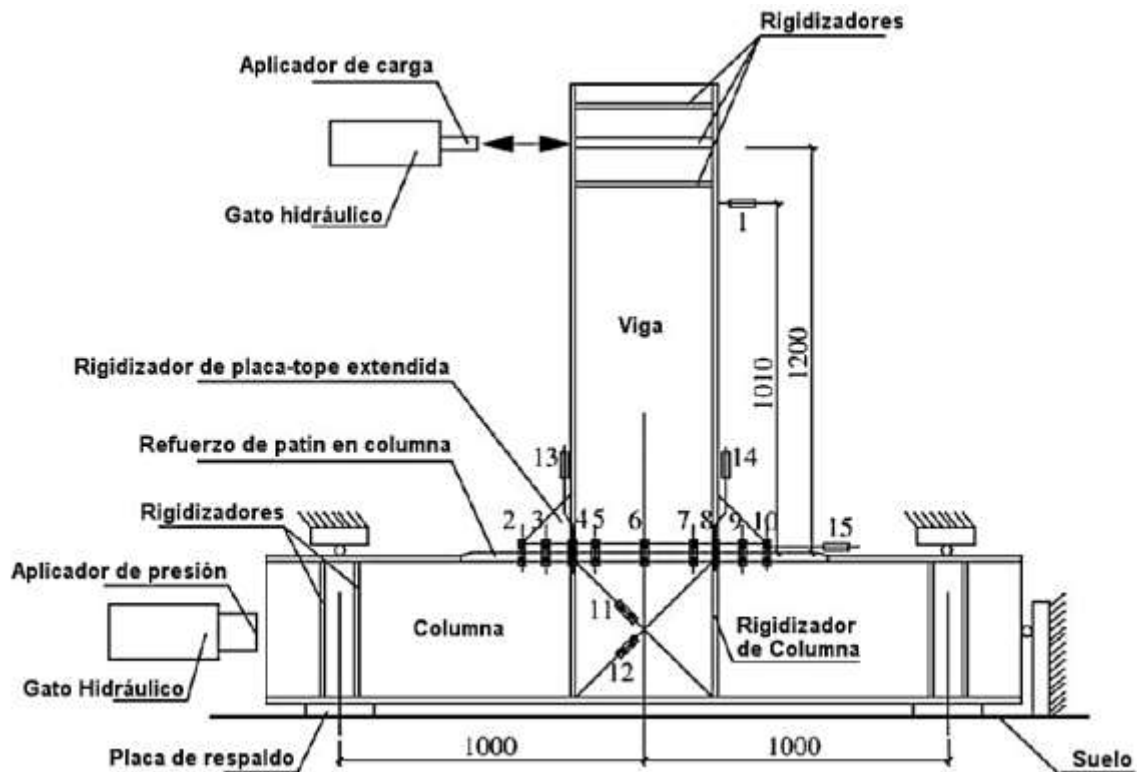


Fig. 4.3 Modelo de validación experimental. (Shi et al, 2008)

La instrumentación desarrollada dicta que se utilizaron transductores de desplazamiento para medir la deformación. Se enlistan las funciones que tuvo tal instrumentación:

- Controlar el desplazamiento en el punto de aplicación de la carga.
- Medir la deformación relativa entre la *placa tope* y el patín de la columna.
- Medir la deformación por cortante en la zona de panel, ya que el patín de la columna era más ancho que la *placa tope*.
- Medir la deformación por cortante de la zona de panel, ubicando los transductores de desplazamiento en la superficie del patín de la columna y en los ejes de los rigidizadores de columna.
- Medir la separación entre la *placa tope* y el patín de la columna.

La carga fue aplicada axialmente a la columna con valor de 4,946 kg (485 kN), la cual se mantuvo constante, sea monótona o cíclica, en otras palabras, después de aplicada la carga axial se aplica la carga alternada en el extremo de la viga. Además de que el procedimiento de carga cíclica fue con un método de control *carga-desplazamiento* (de acuerdo a la especificación actual China para ensayos sísmicos, JGJ 101-96); se llevó el espécimen a la fluencia mediante tres etapas de carga incrementales, donde en cada una de ellas existió un ciclo de carga, es decir, antes de la fluencia hubo tres ciclos de carga.

Debido a esto, la carga aplicada fue controlada por el desplazamiento en el extremo de la viga. Se crearon incrementos donde se registraban desplazamiento de 10 mm, y para cada incremento de desplazamiento se aplican dos ciclos. Ya que los ensayos bajo carga monótona se realizaron primero, se fue determinando la carga de fluencia para la aplicación de las tres etapas de carga antes de ese valor; posteriormente, se aplicó un paso de carga hasta llegar relativamente al fallo del espécimen.

Respecto a los resultados de esta investigación, los valores fueron presentados en curvas de tipo momento-rotación. Estas curvas indican que la rotación de la conexión se define como una rotación relativa de los ejes de los patines de la viga en la parte final de esta, la cual incluye dos segmentos: una *rotación por cortante* originada en la zona de panel de la columna y otra que es *rotación por separación*, causada por una deformación relativa entre la *placa tope* y el patín de la columna, agregando una deformación por flexión de la *placa tope*, y una deformación de los tornillos (Fig. 4.4). Finalmente como producto de los ensayos, son obtenidas las curvas momento-rotación monótona y cíclica, como se muestra en la Fig. 4.5.

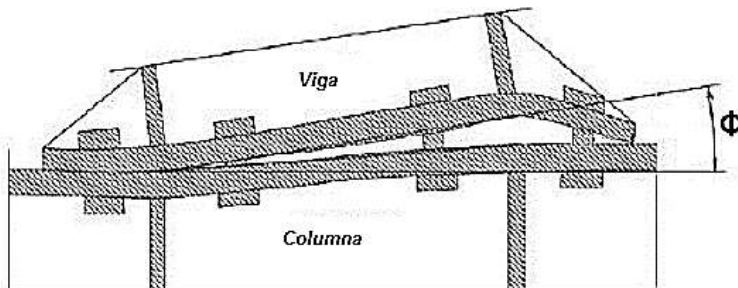


Fig. 4.4 Rotación generada en la conexión, (Shi et al., 2008)

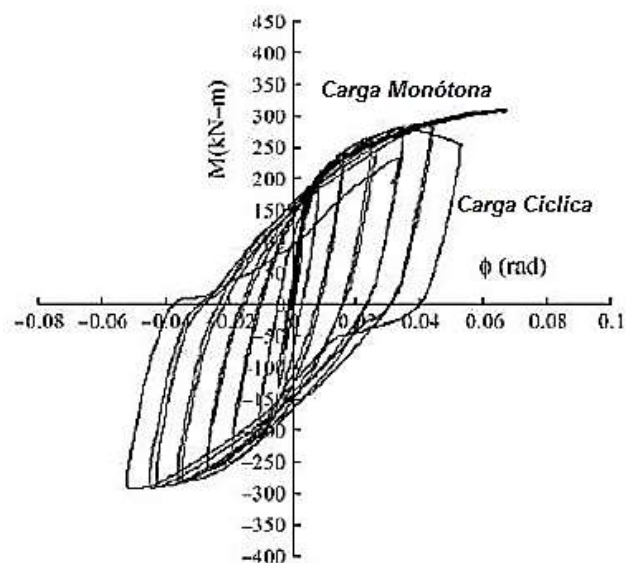


Fig. 4.5 Curvas de momento-rotación obtenidas. (Shi et al., 2008)

## 4.2 Estudios de elemento finito para conexiones con placa tope.

La investigación sobre las conexiones con *placa tope* iba aumentando y se destacó la necesidad de desarrollar procedimientos de análisis que integraran todos los elementos de la conexión para poder así ver su comportamiento y estudiando a detalle la interacción de los elementos que la componen.

Una de las alternativas para el análisis de las conexiones es el análisis por elemento finito; el cual ha ido progresando, y reduciendo las simplificaciones e hipótesis; lográndose así resultados cada vez más realistas, al compararse con ensayos experimentales, se reconoce que tales tendencias y modelos en 3D son logradas gracias al avance de la tecnología computacional.

En primera instancia, se señala que la evolución del estudio con elemento finito, fue progresando con muy poca variabilidad; al añadir el comportamiento de conexiones *placa tope* de ocho tornillos extendida y además rigidizada; Murray y Kukreti (1988), realizaron una serie de pruebas experimentales y con elemento finito, mediante el uso de un modelo híbrido entre dos y tres dimensiones. Este modelo contaba sólo con un cuarto de la parte del patín de la viga en tensión como se muestra en la Fig.4.6.

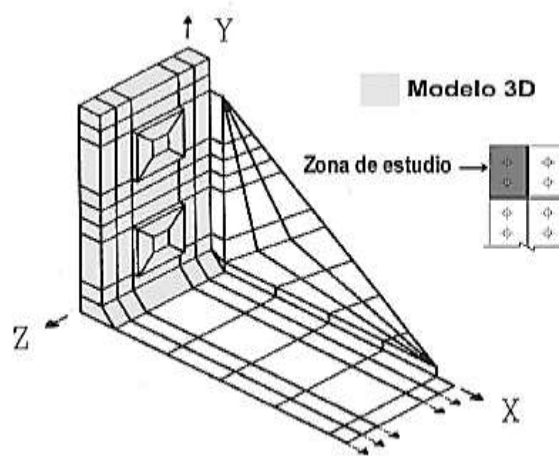


Fig. 4.6 Confección del patín de la viga estudiado por Murray y Kukreti (1988).

Se modeló en 3D la porción de *placa tope* y su respectivo cordón de soldadura entre el patín de la viga, así como también la cabeza y vástago del tornillo; sin embargo estos siguieron siendo cuadrados; por otro lado fueron modelados en 2D el patín de la viga y el rigidizador (Fig. 4.7). Este modelo tomaba en cuenta el comportamiento no-lineal de los materiales, utilizando un modelo elastoplástico perfecto para la *placa tope*, y un modelo bilineal para los tornillos. Tanto los ensayos experimentales como los numéricos no incluían carga cíclica.

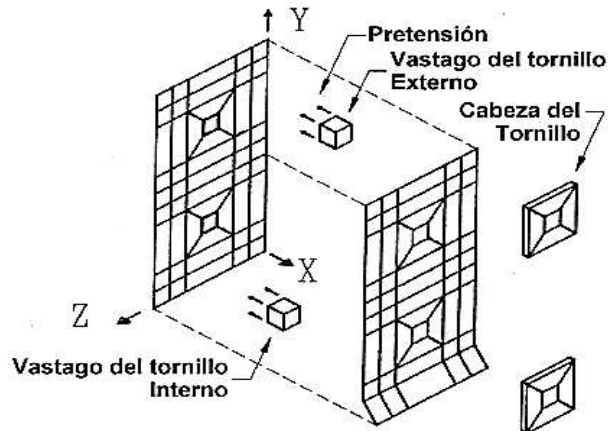


Fig. 4.7 Modelado híbrido 2D-3D por Murray y Kukreti (1988).

Además de que los procedimientos incluyeron efectos de apalancamiento en tornillos, se consideró una resistencia y rigidez para la conexión; realizando ajustes para sus procedimientos de diseño y así plantearlos conforme a las metodologías de *Diseño por Esfuerzos Permisibles* y el *Diseño por Factores de Carga y Resistencia*. En el año de 1992, Chasten *et al.*, realizaron siete pruebas en conexiones de *placa tope* extendidas y no rigidizadas de dieciséis tornillos; en estos especímenes fueron probados tornillos con y sin pretensión; ya que los modos de falla observados fueron: fractura en la soldadura, fractura en los tornillos y fractura por cortante de la *placa tope*. Ya que se usaron modelos de elemento finito mediante elementos *shell* para la *placa tope* y los patines de la viga como se muestra en la Fig. 4.8, además se implementaron en el alma elementos de esfuerzo plano, pues se obtuvieron soluciones elásticas e inelásticas como resultado del análisis de este tipo.

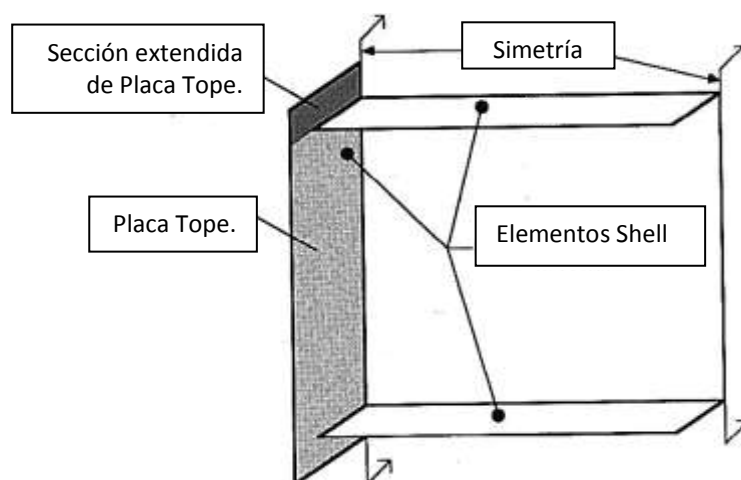


Fig. 4.8 Distribución de elementos en la viga por Chasten *et al.* (1992)

Todos estos análisis se realizaron mediante el software *ADINA* (Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis), lo que permitió una determinación de la distribución de las fuerzas en el patín, así como de la magnitud y localización de las fuerzas de apalancamiento resultantes. Este tipo de análisis fue dividido en dos fases; la primera estaba enfocada a determinar la distribución de la fuerza del patín en la porción extendida de la *placa tope*, y la segunda, para analizar la porción extendida de la *placa tope* que les permitiera determinar la magnitud y localización de la fuerza de apalancamiento resultante; realizándose en un modelo de media viga en cantiliver (Fig. 4.9).

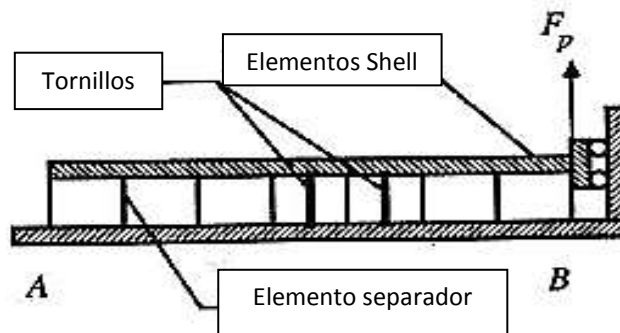


Fig. 4.9 Configuración de la viga en cantiliver, Chasten et al. (1992)

Más tarde, Bahaari y Sherbourne (1994), implementaron una metodología de análisis a través de modelos de elemento finito utilizando ANSYS Ver. 4.4; donde se aplicó una carga monótona a cuatro conexiones *placa tope* no rigidizadas para estudiar el comportamiento de la conexión respecto al patín de la columna, con y sin placas de continuidad. Donde la mayor parte de los elementos de la conexión en la región en tensión fueron representados como elementos de esfuerzo plano, con espesores equivalentes de cada uno mediante elementos isoparamétricos de ocho nodos. Además de que el modelo incluía elementos de interfaz; se integró un modelo bilineal con endurecimiento para la placa-tope, viga y columna y un modelo trilineal para los tornillos. Los autores concluyeron que mediante la comparación de los resultados numéricos y experimentales, que existía un margen de error entre ellos, además de comprobar que el comportamiento de conexiones *placa tope* puede deducirse más confiablemente mediante el análisis de elemento finito.

Partiendo ahora de la documentación en modelos de tres dimensiones, se tiene a Choi et al. (1996) quienes realizaron un modelo de análisis en 3D, con elementos hexaédricos y una variación de un elemento sólido de ocho nodos, a un elemento de 27 nodos; donde además se utilizó un algoritmo de contacto; sin embargo este ignoraba la fricción entre las partes. Aparte de que su modelo de tornillo incluía la cabeza y el vástago, era un prisma hexagonal; aplicando pretensión equivalente en la cabeza de los tornillos en forma de presión. Su modelo analizado arrojó deformaciones excesivas en las conexiones sin placas de continuidad.

Por otro lado, Bursi y Jaspart (1998), realizaron una revisión de las investigaciones hechas anteriormente con la finalidad de predecir el comportamiento momento-rotación de conexiones con *placa tope* extendidas; dieron recomendaciones para la creación de modelos de elemento finito y propusieron un modelo de tres dimensiones, el cual desarrollaron en el software *LAGAMINE*, en la Universidad de Liege, Bélgica.

Así, en el año 2000, Nemati *et al.*, pretendían desarrollar una metodología como alternativa a la expuesta en el *Euro Código 3, Anexo J*, la cual se basa en rigidez y resistencia; en lugar de esto, propusieron que los criterios fueran los de disipación de energía y ductilidad. Realizaron 22 ensayos experimentales con especímenes de sección *T* como lo presenta la normatividad mencionada, de una misma conexión con *placa tope* (Fig. 4.10) bajo carga monótona y cíclica.

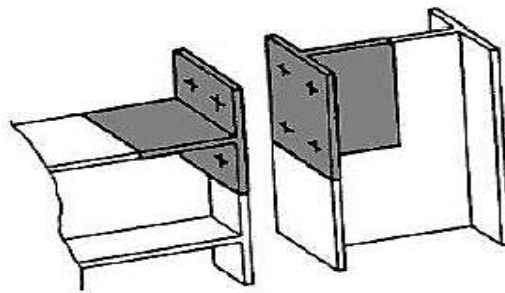


Fig. 4.10 Modelo de sección *T*, mostrado en el Anexo J, del Euro Código 3 (2003)

Otro análisis de elemento finito, hecho más tarde sobre una sección *T* en una conexión con *placa tope*, fue el de Bursi *et al.* (2002), sometiendo a la sección a ciclos de carga pequeños para observar el comportamiento en la parte soldada, ya que su modelo tenía específicamente soldadura de filete, enfocándose en la generación de la fractura en este elemento de la conexión. Sin embargo, su modelo estaba representado en dos dimensiones, aunque surgieron recomendaciones de su estudio donde indica que el uso de soldadura de penetración completa mejora el comportamiento de la conexión en zonas sísmicas.

Al tener consecutivamente este tipo de estudios experimentales, Kim *et al.* (2007) realizaron una investigación acerca del modelado de la parte atornillada de la conexión, donde se realizó cuatro tipos de modelos:

- Modelo de tornillo sólido.
- Modelo de tornillo acoplado.
- Modelo telaraña de barras *spider-bolt model*.
- Modelo sin tornillo.

Cabe señalar que todos los modelos tuvieron pretensión y una interacción entre los patines unidos, en donde todos los análisis se realizaron a través del software *ANSYS*; pues concluyeron con base en sus resultados, que el modelo que simula mejor el comportamiento real es el sólido. Sin embargo el único inconveniente que se pudiera tener es el alto consumo de tiempo.

Incluyendo también, el trabajo realizado por Ruiz (2010), quien simuló distintos tipos de conexiones con *placa tope*, añadiendo diferentes configuraciones de conexión; concluyendo de una manera detallada el comportamiento histerético de cada uno de estos modelos, ante cargas monótonas y cíclicas.

Respecto a la fase numérica elaborada por Shi *et al.* (2008); hace referencia a los ocho especímenes de la primera parte experimental, que de igual manera presentó; incluyó una pretensión en los modelos, todo esto mediante el programa ANSYS. Los detalles geométricos de los especímenes fueron los mismos que los de la de la fase experimental; además, el modelo de elemento finito utilizó un elemento sólido estructural tetraédrico de 10 nodos, conocido como *SOLID92*, para modelar viga, columna, *placa tope*, rigidizadores y la tornillería. La interfaz existente entre la *placa tope* y el patín de la columna, se simularon creando superficies de contacto con elementos objetivo 3D, conocidos como *TARGE170* y elementos de contacto 3D de ocho nodos, conocidos como *CONTA174*. La aplicación de la pretensión fue mediante el comando *PRETS179*, aplicando fuerzas de pretensión al tornillo.

El procedimiento de implementación del análisis del modelo con elemento finito se realizó restringiendo las zonas que se muestran en la Fig. 4.11, se aplicaron fuerzas de pretensión a los tornillos, correspondientes a 15 816 kg (155 kN) y 22 959 kg (225 kN), además de un módulo de elasticidad de 2 100 000 kg/cm<sup>2</sup> (206 000 MPa), los cuales fueron obtenidos del código de diseño Chino para conexiones con tornillos de alta resistencia. Estos modelos con elemento finito, no fueron ensayados bajo una carga axial sostenida como se realizó en la prueba experimental anteriormente explicada.

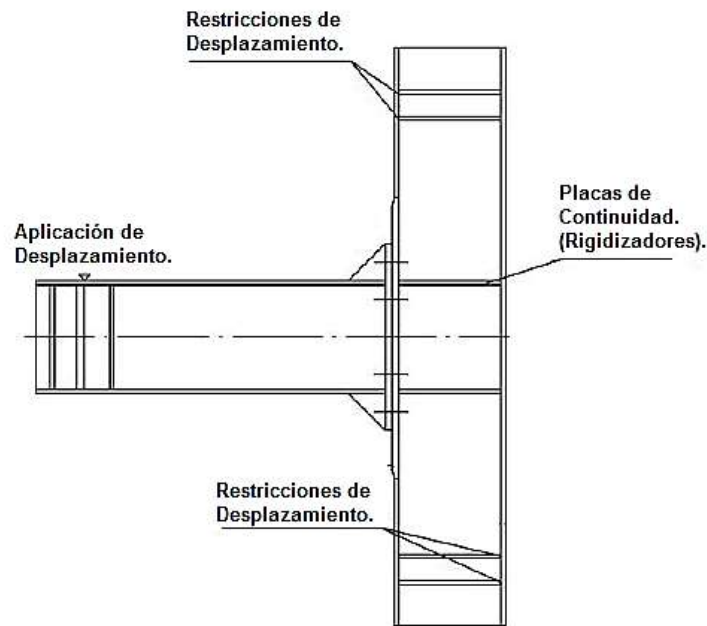


Fig. 4.11 Modelo analizado por elemento finito. (Shi *et al.*, 2008)



En base al desarrollo anterior, se obtuvo una comparativa entre los valores resultantes experimentales y numéricos; mostrados en el comportamiento de las conexiones a través de las curvas momento-rotación (Fig. 4.12). Es importante mencionar, que la fase numérica conformada por los modelos de elemento finito, fue realizada sólo con ensayos monótonos y no cíclicos; debido a ello, se muestra el comportamiento correspondiente.

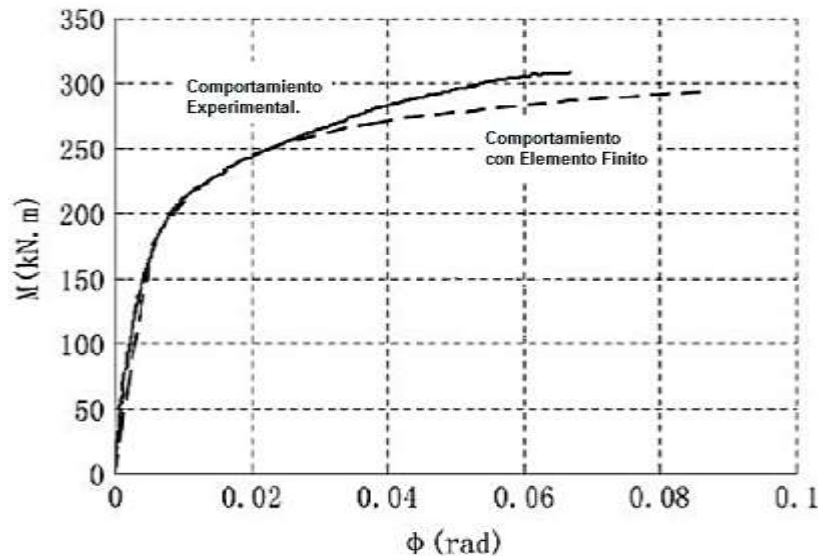


Fig. 4.12 Curvas resultantes momento-rotación. (Shi et al. 2008)

Comparando las dos fases de estudio, principalmente las curvas momento-rotación de las conexiones (que se observan en la Fig. 4.12), Shi et al. definieron que se tiene mayor similitud del modelo numérico con su ensayo experimental en la zona elástica, ya que una vez entrando al rango inelástico, el modelo numérico comienza a despegarse de la curva experimental teniendo una resistencia menor. Sin embargo el grado de similitud llega a ser muy aceptable.

Cabe mencionar que algunos de los detalles expuestos dentro de las dos partes de la investigación de Shi et al. (2008); se retomaran para los modelos de validación en este trabajo de investigación, lógicamente con algunas modificaciones que se comentaran en apartados siguientes.

### 4.3 Análisis y estudios de confiabilidad estructural.

Respecto al tema de la confiabilidad estructural, regularmente se presenta escasa bibliografía para una notificación clara y concisa para este trabajo, por lo cual se tiene como primordial objetivo, establecer un efecto de apoyo experimental y numérico respecto a la confiabilidad estructural y así expandir esta temática incluyendo también el concepto de costos y probabilidad para tales funciones. Sin embargo, se mencionan a continuación algunos documentos y reportes sobresalientes en el campo de estudio de la confiabilidad.

Además de tomar en cuenta el aspecto de la vulnerabilidad de las estructuras, y la toma de decisiones que se presenta ante sus comportamiento sísmico; se hace un enfoque completo de lo que integra este trabajo, pues el uso de incertidumbres en la revisión y diseño de estructuras, es cada vez más grande, y sugiere un estudio más estricto entre estrategias y disciplinas.

Como principal documento acerca de la aplicación de la confiabilidad en las estructuras, o en un enfoque generalizado para la ingeniería, es el trabajo presentado por Rosenblueth (1970), donde comenta distintos conceptos que llegan a integrar un enfoque acerca de la confiabilidad en función del riesgo de la estructura, donde añade una teoría de decisiones y su aplicación al diseño, mantenimiento y control de calidad; además se incorpora un concepto de utilidad como medida de la preferencia individual, y la estimación preferencial de calidad respecto a una gratificación individual o de grupo de trabajo.

En su sentido más amplio, la confiabilidad es la *probabilidad de éxito en un proceso bajo incertidumbre*; y con frecuencia se reserva el término a sistemas y componentes de sistemas (que en caso del presente trabajo, se refiere a uno estructural). Se muestra que la confiabilidad es función del tiempo, y así puede ser considerada como *función de confiabilidad*; comentado en un estudio previo por A.H.S. Ang y D. De León (1997), además de señalar que el propósito de los criterios requeridos en base a la confiabilidad, es determinar un nivel adecuado de seguridad y el rendimiento de una estructura, ya que a luz de incertidumbres en las cargas y estimación de capacidades estructurales, la seguridad estructural puede ser medida en términos de probabilidad y riesgo; por lo tanto, es necesaria la determinación de un índice de riesgo *aceptable*.

Para el diseño o la protección contra sismos de alta intensidad, un riesgo aceptable dependerá de puntos importantes como:

- La sismicidad o el riesgo sísmico de una estructura.
- La probabilidad de daño estructural que se espere en un evento sísmico.
- El costo de dotar de seguridad a la estructura frente al de las pérdidas potenciales por futuros daños o el colapso.

Se muestra además que una detallada formulación de las funciones de costo, donde los diferentes términos se pueden clasificar como los que varían de forma explícita con el riesgo o rehabilitación; pues el costo aumentará o disminuirá con la probabilidad de daño subyacente a una estructura; el costo de la estructura o de su modernización. Así, por otro lado, aquellos factores que son consecuencias de los daños o al colapso de una estructura, son el costo de reparación entre otras pérdidas, y el costo que esta condicionado a la ocurrencia de daños. Se mencionan también factores de costos de primera categoría que están en función del riesgo y confiabilidad; en tanto, los de la segunda categoría dependen del nivel y la ocurrencia de daños. Es de esperar que el costo sea pertinente. Así, los de tercera categoría son constantes y pueden despreciarse, ya que no influirán en la determinación del riesgo óptimo; pues las funciones de costos más importantes, son las de costo inicial y el costo de los daños esperados.

En el año 2007, Li y Ellingwood, presentaron un análisis acerca de la vulnerabilidad estructural, los cuales se basan en un serie de daños registrados en estructuras de acero por el sismo de Northridge, principalmente en marcos resistentes a momentos, pues tendieron a sufrir fracturas frágiles en las conexiones soldadas, lo que elevó la preocupación de que pudieran haber ocurrido daños no detectados en otros edificios durante los sismos.

Existen varios problemas que surgen en las decisiones para rehabilitar o mejorar los edificios más antiguos; una de ellas es la medida de qué tanto inspeccionarlas para posibles fracturas de soldadura, así como también donde las conexiones fracturadas requieren ser reparadas antes de permitir un daño extensivo; y el costo de reparación de la conexión. Esto sugiere la necesidad de contar con un método eficiente para la selección de las conexiones a inspeccionar en una construcción ya existente para los propósitos de evaluación de los efectos sísmicos, pues la eficiencia de este método de selección se ilustra mediante el modelado de un proceso de inspección de dos edificios con estructura de acero (Fig. 4.13); y así también la integración de un análisis de vulnerabilidad de estos modelos para su siguiente análisis de costos de reparación.

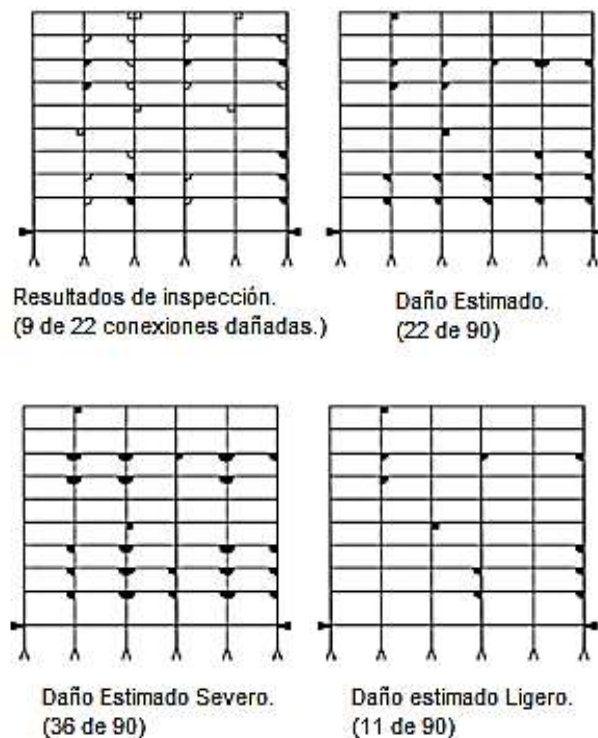


Fig. 4.13 Inspección de conexiones dañadas en los modelos de Li y Ellingwood (2007)

En un trabajo previo por De León (2008) aparecen los términos indispensables y la formulación indicada para el proceso de cálculo de estos factores a través de sistemas probabilísticos, y se define a la confiabilidad como la probabilidad de que un sistema se desempeñe adecuadamente durante un ciclo o periodo especificado; y dado que este concepto introduce un objetivo que se pretende pueda ser descrito numéricamente; el estado límite puede ser establecido de manera transparente para poder ser calificado como adecuado, si se logra cumplir, o inadecuado si ocurre lo contrario

Por lo tanto, se describen funciones analíticas que pueden representar el nivel o grado de desempeño del sistema.

Además, se involucra funciones que describen la situación del sistema estructural, las cuales quedan descritas como un modelo probabilístico de cálculo, y que corresponde a simulaciones efectivas para determinar el estado en el que se encuentra el ciclo de vida de la estructura, así como ilustrativamente la función de densidad de capacidad  $f_R$  que ésta mantiene respecto a la función de densidad de demanda  $f_Q$  que se le está generando al sistema estructural (Fig. 4.14).

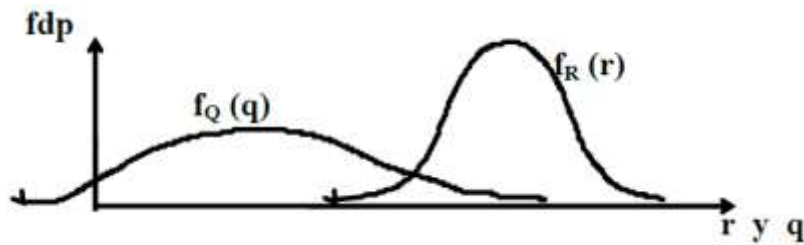


Fig. 4.14 Funciones de densidad de demanda y capacidad. (De León, 2008).

El enfoque enriquece la toma de decisiones para una optimización de costos dirigida a cualquier sistema estructural definido. Ya que se integra una aplicación de la confiabilidad en la optimización del diseño por medio de la selección de alternativas que minimicen el costo total esperado, éstas alternativas bajo ciertas restricciones de confiabilidad, y donde se garantice que el índice de seguridad se mantenga por encima de un nivel prescrito del sistema.

De la misma manera, una investigación realizada en el año 2010 por De León, Reyes y González, presenta una formulación para equilibrar la seguridad requerida contra el costo en un sistema estructural, donde muestran elementos para tomar decisiones en relación con los costos de la prevención de la posibilidad de exceder algún estado límite de servicio. También los autores mencionan técnicas de confiabilidad estructural proporcionando un marco adecuado para incluir incertidumbres almacenadas en el proceso de diseño. Además se propone una formulación que permite apoyar al diseño de conexiones más convenientes para las zonas sísmicas.

En este trabajo se menciona que, usualmente, el costo del ciclo de vida de las estructuras o de cualquier otro sistema, se calcula para valorar la eficacia económica de distintas soluciones estructurales, y para llegar a decisiones óptimas bajo condiciones de carga diversas. Por otro lado, se proponen distintas alternativas de conexión (Fig. 4.15), y se comparan sus desempeños desde el punto de vista de la confiabilidad estructural y de los costos respectivos para cada una de estas alternativas.

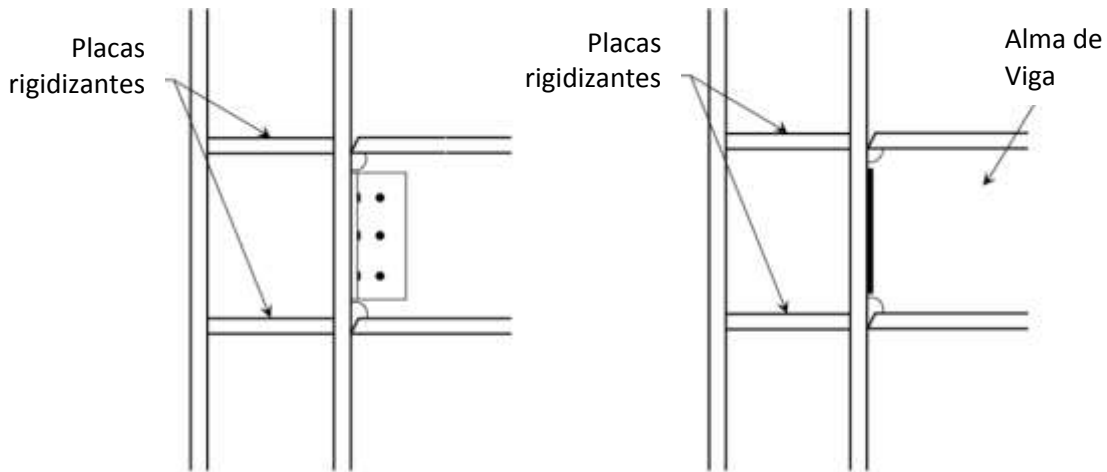


Fig.4.15 Alternativas de conexiones propuestas por De León, Reyes y González (2010)

Finalmente, se considera la investigación por De León, Reyes y Yu (2012); en la cual se discuten de nuevo los sucesos catastróficos en Northridge sobre el comportamiento frágil de las conexiones soldadas de acero, especialmente para marcos diseñados para resistir una fuerza lateral, y muestran un enfoque directo acerca del diseño y cuestiones de seguridad en las conexiones soldadas para estructuras ubicadas en zonas sísmicas, en México.

Los autores demuestran la toma de decisiones con base al nivel de seguridad respecto a los costos incurridos, después de exceder la capacidad de servicio. Además demuestran técnicas de confiabilidad estructural que puedan incluir incertidumbres en el proceso de diseño. En este trabajo se concluye que los tipos de conexiones factibles en el edificio de acero bajo cargas sísmicas, se prefiere una conexión atornillada, desde el punto de vista de rentabilidad, más que una soldada. La conexión atornillada se prefiere tanto para el costo inicial, el de reparación, y el de las pérdidas debidas a la interrupción del servicio.

Se abre así el espacio a futuras investigaciones que puedan generar un campo más amplio a su aplicación, con el fin de comparar el diseño, la construcción y la adaptación de esquemas alternativos.

#### 4.4 Normativas utilizadas.

Respecto a la normatividad que enfoca el desarrollo del análisis de las conexiones, ajeno al concepto de confiabilidad, en este trabajo el tema se presentan de una manera superficial, ya nuestra finalidad no se refiere al diseño si no al proceso que se le da para implementarlo en cálculos probabilísticos y consecuentemente en los costos de los mismo sistemas estructurales.

Haciendo una breve reseña de los métodos de diseño de las conexiones de este tipo, cabe hacer mención de los manuales y códigos estadounidenses, los cuales son el principal referente para su análisis y diseño en nuestro país. Teniendo como referencia la primera aparición de este tipo de conexión, la cual fué en la séptima edición del manual *AISC* en 1970.

Así, en 1971 se inició un sistema de análisis con el propósito de investigar este tipo de conexión, por parte de la Universidad de Auburn, Alabama, bajo el patrocinio de *MBMA* (Metal Buildings Manufacturers Association) y de nuevo el *AISC*. Ya que su principal documento incluye una metodología de diseño que posteriormente fue incorporada en el manual *AISC* publicado en 1980.

Más tarde en la novena edición del *AISC*, publicada en 1989 se integra el trabajo hecho por Murray y Kukreti (1988) en el cual se propone una guía de diseño donde utilizan rigidizadores y agregan más tornillos en la zona a tensión de la conexión. De esta manera, hasta finales de los 90 no se tenían códigos y manuales de diseño como guías para conexiones *placa tope* sometidas a acción sísmica aun cuando ya se conocían las ventajas que estas ofrecían (disipación de energía). Pues como se mencionó anteriormente, el sismo de Northridge de 1994 condujo a grandes cambios en las normas estadounidenses; además de generar investigaciones importantes por la *Agencia Federal para la Administración de Emergencias* (FEMA). Este tipo de investigaciones se dividen en una fase orientada a determinar las causas de las fallas en conexiones soldadas y otra en investigar soluciones de conexiones con buen comportamiento bajo carga sísmica.

Así finalmente, se derivaron varios códigos y manuales de previsiones sísmicas para distintas entidades, como las previsiones sísmicas que presenta el manual *AISC* (1997, 2005a, 2005b, 2005c), así como las guías de diseño del *AISC* hasta la fecha, por mencionar las más influyentes dentro del campo de diseño en acero.

#### 4.5 Modelos de validación.

Con respecto al estudio de conexiones de tipo *placa tope*, tanto experimentales como numéricas, de los cuales, debido a sus características para validación del modelo numérico expuesto se eligió el trabajo realizado por Shi *et al.* (2008), ya que cuenta con una variedad interesante de modelos experimentales y numéricos; que puede conllevar a tener una envolvente de seguridad en el proceso de cálculo y análisis de las alternativas de conexiones.

Sabiendo que la validación de los modelos es necesaria tanto para la consolidación de un proceso seguro y confiable respecto a los métodos de elemento finito que se presentarán posteriormente en este trabajo.

CAPÍTULO

5

CONSIDERACIONES PARA  
LOS MODELOS  
PROPUESTOS.

## 5.1 Consideraciones generales.

Luego de hacer la recopilación de los tipos de conexiones en edificios de acero en la zona metropolitana de la Ciudad de México, para la selección de las alternativas de conexión a usarse en este trabajo, se realizarán los análisis de confiabilidad estructural y costos dentro del ciclo de vida de la estructura. Cabe mencionar que el tipo de enfoque que se utiliza en esta metodología, trata de representar la construcción tradicional que se práctica en la Ciudad de México.

Dentro de la multitud de construcciones que se presentan en la zona urbana (un ejemplo como lo ilustra la Fig. 5.1), es de suma importancia la determinación de un sistema que pueda envolver una representación estimada de lo que se pretende investigar; ya que el enfoque primordial trata meramente el procedimiento y uso de los factores de confiabilidad y costos; sin embargo se integra un desarrollo práctico de lo que corresponde al análisis estructural y analítico de los elementos estructurales; además de integrar una determinación de factores asociados a la práctica y específicos a los conceptos de costo-beneficio de los mismos.



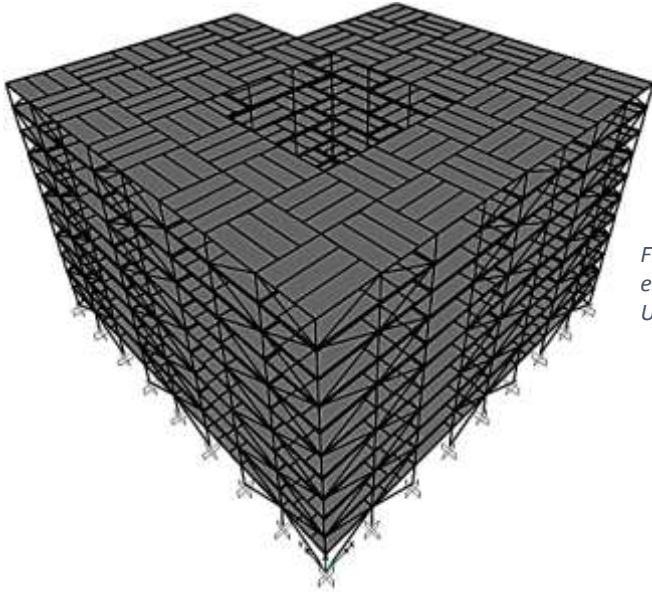
Fig. 5.1 Estructura de un edificio de acero tradicional en la zona metropolitana, D.F. ([www.arkigrafico.com](http://www.arkigrafico.com))

### 5.1.1 Selección del sistema estructural.

La selección del modelo estructural para el análisis y proceso de este trabajo, incorpora algunas configuraciones y detalles de edificios de acero, construidos primordialmente en la Ciudad de México. Además de representar una configuración más cercana a los detalles de edificios de acero, considerando las características sísmicas correspondientes a las que puede estar sujeto el modelo; mostradas posteriormente.

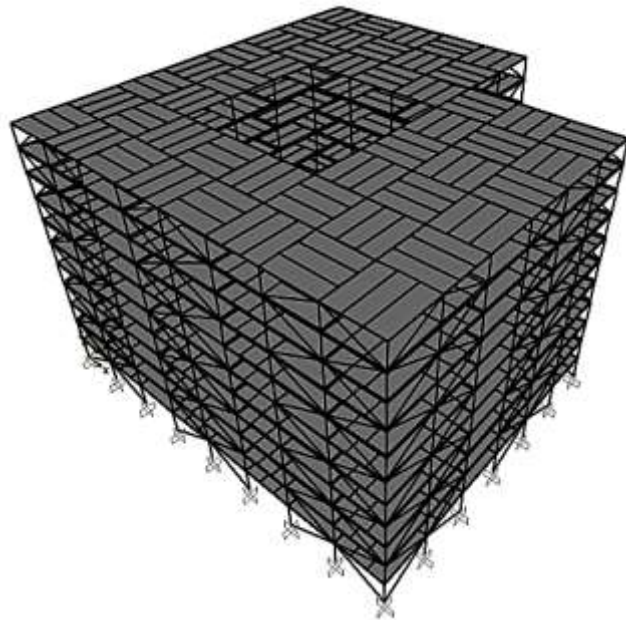


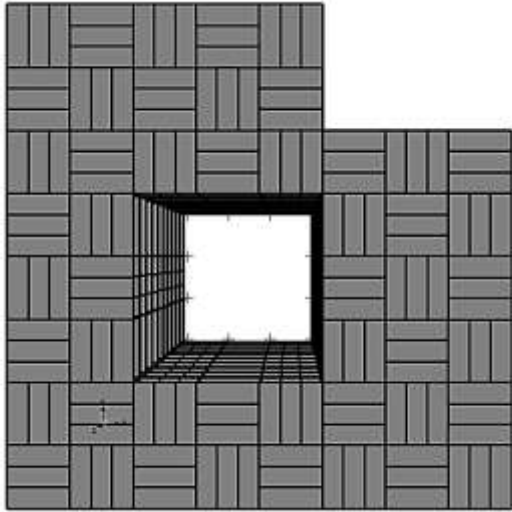
El modelo estructural seleccionado para esta investigación trata de un edificio hecho a base de acero, con la configuración estructural mostrada en las Figs. 5.2 a 5.6, en sus vistas superior, frontal y trasera.



*Fig. 5.2 Vista superior izquierda en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)*

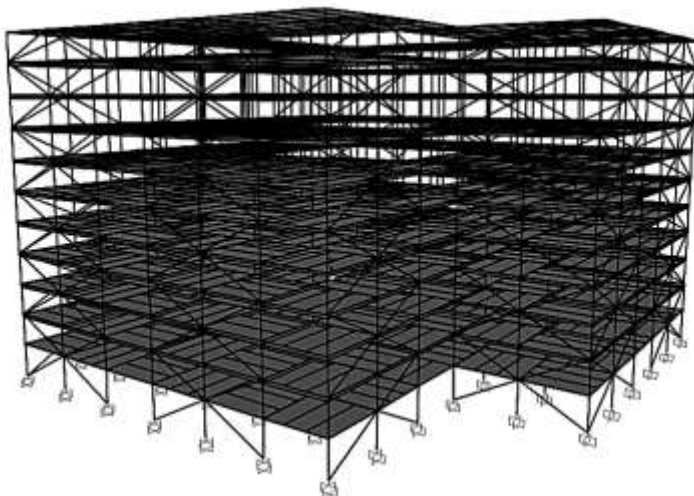
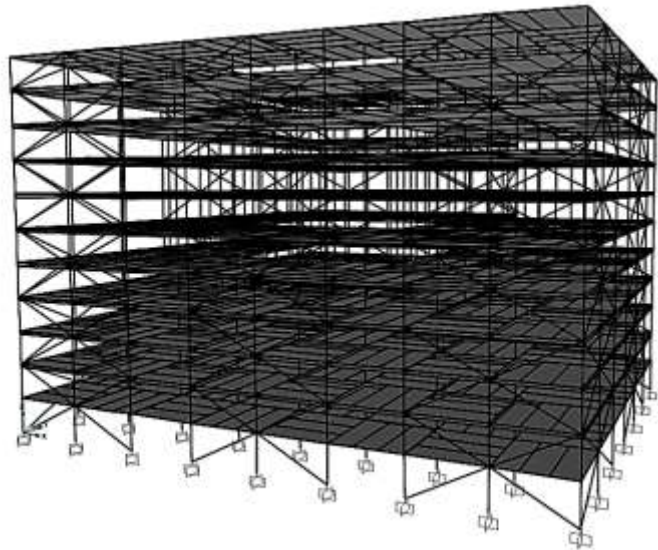
*Fig. 5.3 Vista superior derecha en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)*





*Fig. 5.4 Vista en planta superior en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)*

*Fig. 5.5 Vista frontal en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)*



*Fig. 5.6 Vista trasera en 3D del modelo estructural seleccionado. (SAP2000 V17.1.0 Ultimate)*

El modelo seleccionado fue referido estadísticamente a un caso en particular, respecto a la construcción de edificios a base de acero dentro de la zona metropolitana de la Ciudad de México. Dado que representa una estructura irregular, se sugirió mantener condiciones poco favorables para la generación de fallas en sus conexiones. Por lo consiguiente, se mantuvo una relación de geometría y configuración estructural en términos realista a la práctica. Las características geométricas y funcionales del edificio se presentan a continuación.

- Se trata de un edificio destinado a oficinas, el cual consta de 11 niveles (incluyendo nivel de azotea); donde la altura del primer nivel es de 3.70 metros, la altura de los entrepisos subsecuentes hasta el noveno nivel es de 3.50 metros; y la altura del último entrepiso es de 3.20 metros. Con altura total del edificio de 38.40 metros.
- Cada nivel consta de 49 tableros de 51.84 m<sup>2</sup> (7.2 m x 7.2 m), soportados por tres vigas secundarias (acomodadas alternadamente); además de tener en la zona interna del edificio a lo largo de todos los entrepisos un cubo de luz de 466.56 m<sup>2</sup>.
- Se trata de una estructura NO REGULAR, conforme a la sección 6 de las NTC-2004, teniendo en cuenta las características básicas siguientes.
  - a) Su planta NO es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales.
  - b) La relación de su altura a la dimensión menor de su base es de 2.66 > 2.5.
  - c) En planta se tiene entrantes y/o saliente cuya dimensión excede de 20 % (14.4 metros) de la dimensión de la planta (57.6 metros) medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante y/o saliente.

Consecutivamente, se propuso un sistema de cargas conforme lo dictaminado en las NTC-2004, y que se muestran en la Tabla 5.1. Además de efectuar una selección de perfiles estructurales empleados mostrados en la Tabla 5.2, los cuales fueron sugeridos mediante una recopilación de otros modelos existentes de edificios de acero en la zona metropolitana; no obstante, estos perfiles estructurales han sido incorporados dada su revisión.

Tabla 5.1 Distribución de cargas vivas en el modelo (NTC-04).

TIPO DE CARGA	LOCALIZACIÓN	VALOR
<b>CARGAS VIVAS</b>	Azotea	100 kg/m <sup>2</sup>
	Instantánea Azotea	70 kg/m <sup>2</sup>
	Entrepisos	250 kg/m <sup>2</sup>
	Instantánea	180 kg/m <sup>2</sup>
<b>SISMOS</b>	Dirección X y Y	

Tabla 5.2 Registro de secciones que conforman al modelo. (IMCA, 2014).

Localización de Elementos	Tipo de Elementos	Entrepisos	Tipo de Perfil	Dimensiones	Unidades
PERIMETRO DEL EDIFICIO	COLUMNAS	1 al 3	CAJÓN	25x25x2	in
		4 al 7		20x20x1 1/2	
		8 al 11		18 x 18 1 1/2	
	CONTRAVENTEOS	1 al 3	HSS	12 x 10 3/4	
		4 al 7		10 x 8 x 5/8	
		8 al 11		8 x 8 x 1/2	
	VIGAS PRIMARIAS	1 al 3	W	18 x 311	in x lb/ft
		4 al 7		18 x 258	
		8 al 11		16 x 100	
COLUMNAS	1 al 3	27 x 539			
	4 al 7	21 x 201			
	8 al 11	18 x311			
PARTE INTERNA DEL EDIFICIO	VIGAS PRIMARIAS	1 al 3		14 x 82	
		4 al 7		14 x 53	
		8 al 11		14 x 38	
	VIGAS SECUNDARIAS	1 al 3	12 x 58		
		4 al 7	12 x 50		
		8 al 11	12 x 40		

La selección de diseño sísmico se corroboró conforme a lo dictaminado en el capítulo 2 de las NTC-Sismo-2004. Además, la ubicación de la estructura resultó estar en la zona sísmica **Zona IIIc** de la Ciudad de México, respecto a la zonificación propuesta por la normatividad mencionada (Fig. 5.7). Fue prevista debido a los modelos que se pudieron recabar en su búsqueda; además de tratarse de una zona con riesgo sísmico considerable. Se muestra así, los valores de coeficiente sísmico, aceleraciones y periodos para cada una de estas zonas conforme a las NTC-Sismo-04 (Tabla 5.3).

En adición a lo antes mencionado, el *factor de comportamiento sísmico (Q)* igual a un valor de 2; fue considerando debido al Capítulo 5 de las NTC-Sismo-04; establecido debido a que la resistencia a fuerzas laterales puede ser suministrada por losas planas con columnas de acero, marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contravento con ductilidad normal.

Al tener los anteriores aspectos de comportamiento sísmico de la estructura, se prosigue por incorporarlos al programa computacional *SAP2000 Ver.17*, para lo cual, como siguiente paso, es determinar los elementos mecánicos máximos generados en el modelo.

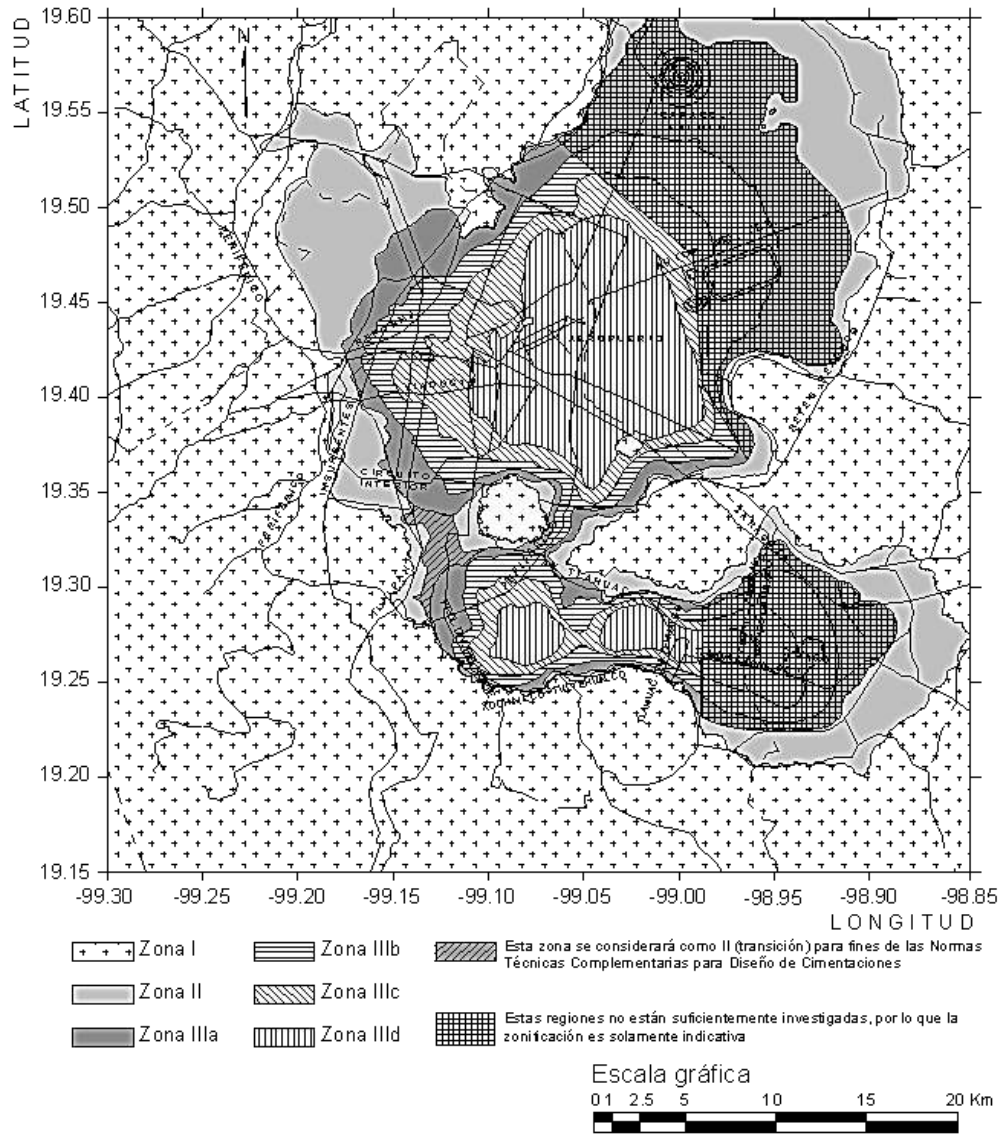


Fig. 5.7 Zonificación sísmica de la Ciudad de México. (NTC-SISMO-04).

Tabla 5.3 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones. (NTC-Sismo-04).

Zona	$c$	$a_0$	$T_a$	$T_b$	$r$
<b>I</b>	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
<b>II</b>	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
<b>III a</b>	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
<b>III b</b>	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
<b>III c</b>	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
<b>III d</b>	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0



CAPÍTULO  
6

MODELOS PROPUESTOS  
Y ALTERNATIVAS.

## 6.1 Modelos analíticos.

### 6.1.1 Estructura.

La estructura a analizar, se modeló en el programa computacional *SAP2000 Ver.17*. La incorporación de los elementos estructurales se lleva a cabo de manera secuencial y similar a la de modelos generados en la práctica profesional, utilizando un procedimiento lógico apegado a la compilación y agrupación de datos y valores obtenidos con anterioridad en normativas y códigos.

Al incluir los valores recopilados en el capítulo anterior, se estructuró el modelo dentro del software (Fig. 6.1). En el modelo se incluyeron también los factores y aspectos dinámicos, carga y material del modelo, entre otros.

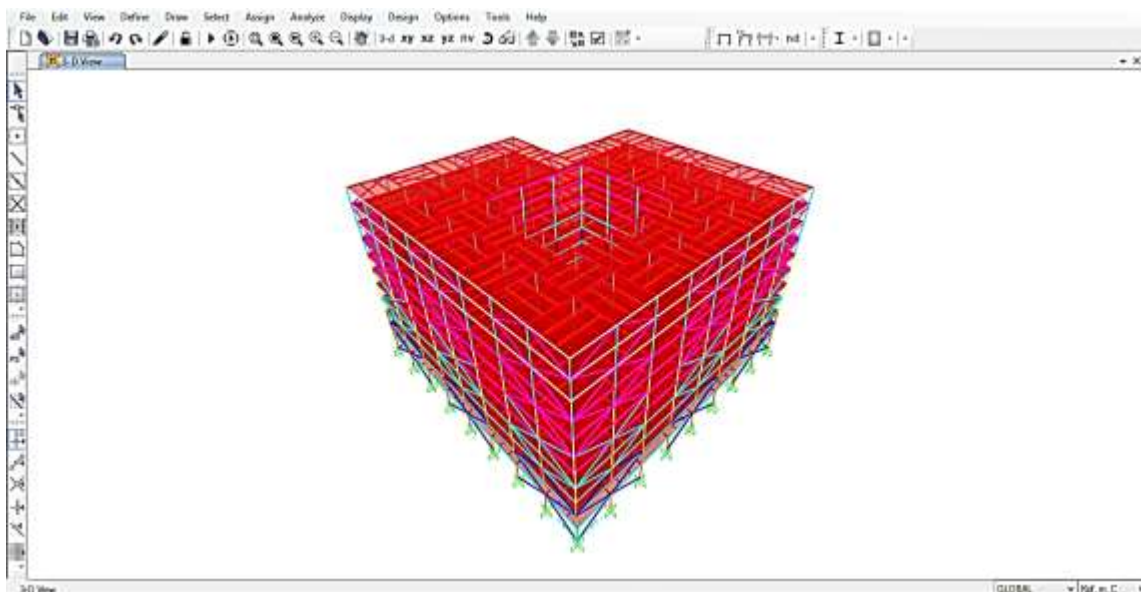


Fig. 6.1 Estructuración del modelo utilizado. (*SAP2000 Ver.17*)

Respecto a los datos sísmicos de la zona seleccionada en el capítulo anterior, se muestra la incorporación del espectro de diseño conformado por la formulación propuesta en la normativa vigente. Dado estas especificaciones, se sugiere además la siguiente combinación de cargas para los niveles de toda la estructura (Ec.6.1); realizando así, el seguimiento de análisis del modelo.

$$1.1 C_{viva} + 1.1 C_{muerta} + 1.1 sismo_x + 1.1 sismo_y \quad [Ec. 6.1]$$

## 6.1.2 Análisis de valores obtenidos en el programa.

### 6.1.2.1 Periodo fundamental del modelo.

Conforme a Cinitha, Umesha y Nagesh (2012) se verificó el periodo fundamental del modelo, ya que estos autores proponen una formulación donde justifican que los períodos fundamentales de estructuras de edificios son muy dispersos; pues los métodos empíricos sugeridos en los códigos se utilizan para calcular el cortante basal y desplazamiento lateral efectivo.

Además, sugieren una expresión para obtener el periodo de estos tipos de estructura en base a los periodos fundamentales, buscando así un rango conservador que cubra este aspecto debido al comportamiento sísmico; debido a lo anterior, pretenden hacer un intento para mejorar la estimación de los períodos de construcciones de acero, resistentes a momento. Así, los investigadores sugieren que el periodo fundamental de esta tipología de edificios se encuentra de acuerdo con las formulaciones siguientes:

$$T = 0.0035 H^{0.75} \quad [\text{Ec. 6.2}]$$

$$T_a = 0.085 h^{0.75} \quad [\text{Ec. 6.3}]$$

Donde  $H$  es la altura del edificio si se mide en pies (ft), y  $h$  es la altura si es medida en metros (m).  $T$  y  $T_a$  son los periodos fundamentales obtenidos conforme a las unidades empleadas en el modelo, pies (ft) o metros (m); respectivamente. Al realizar la revisión indicada del periodo fundamental del modelo en metros, que es nuestro caso, se utilizó la Ec. 6.3, que estima lo siguiente:

$$T_a = 0.085 h^{0.75} = 0.085 (38.40)^{0.75} = 1.31 \text{ seg.} \quad [\text{Ec. 6.4}]$$

$$T_{SAP2000} = 1.28 \text{ seg.}$$

Dada la formulación anterior, se determina que el periodo fundamental generado en el modelo queda bajo un aspecto conservador, según lo definido en la investigación de Cinitha, Umesha y Nagesh (2012). Dado que el desarrollo de su artículo, muestra conceptos relevantes acerca del estudio sísmico de este tipo de estructuras, así como también una determinación de especificaciones para otros panoramas.



### 6.1.2.2 Elementos mecánicos del modelo.

Los valores resultantes, después de la ejecución del programa, fueron obtenidos en formato de Excel (.xls), pues resulta una generación abundante de valores (tanto los obtenidos por la combinación de cargas como los generados por sismo). Los máximos valores; de los cuales se registraron tales cantidades se muestran en la Tabla 6.1. Cabe señalar que estas cantidades quedan embebidas, si se tratasen de momentos y cortantes máximos en columnas o vigas, para lo cual sólo se determinó los valores máximos en toda la generación de elementos mecánicos del modelo.

Tabla 6.1 Registro de valores máximos obtenidos en el modelo. (SAP2000 Ver. 17)

Carga Axial [Tn]	Cortantes [Tn]		Momentos [Tn – m]	
	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
<b>116.83</b>	14.43	18.80	12.14	17.64

Al obtener los valores máximos anteriores, se quiso determinar una localización aproximada de los puntos críticos del edificio en donde posiblemente se generarían tales elementos mecánicos máximos; sin embargo, fue necesario realizar una búsqueda más detallada para su correcta localización.

### 6.1.2.3 Localización de puntos críticos del modelo.

La distribución de daño generado por sismo en los edificios construidos con acero, y el número de conexiones en malas condiciones, es mediante una visita de inspección directa a campo, para tener una definición completa y segura de las conexiones dañadas. Sin embargo, existen métodos explícitos que sugieren algunos autores como Li y Ellingwood (2007), donde estos parámetros de daño están definidos por estudios estadísticos y experimentales, los cuales se considerarán en este trabajo.

La localización de los puntos críticos en el modelo estructural, hace tomar en cuenta lo sugerido por Li y Ellingwood (2007), pues demuestran que independientemente de la calidad de mano de obra e índice de seguridad en las conexiones del edificio, datos experimentales y estadísticos muestran que los puntos críticos en estas estructuras son localizados dentro de los primeros niveles inferiores de la estructura.

Dado el índice de daño sísmico en ellas, se ejerce una similitud entre sus modelos de estudio.

La generación de fallas en las conexiones por eventos sísmicos da lugar a una determinación de índices de daño en función a la configuración estructural. Estos índices incluyen el tipo de mano de obra con que fueron elaboradas las conexiones, incluyendo la veracidad con que estas sean de buena o mala calidad. Conforme a ello, la distribución de daño emerge de la posibilidad de incluir estos parámetros en cualquier modelo estructural que pueda mantener similitudes en su distribución estructural.

Con ayuda de estos índices de daño en base a la revisión en las conexiones de edificios, se solidifica la localización de puntos críticos a lo largo de la estructura. De esta manera se incluye la localización de elementos mecánicos en los modelos realizados por el programa *SAP2000*. De tal manera se determinaron por nivel, las cantidades mayores de los elementos mecánicos (momentos en juntas principalmente) que se pudieran presentar en el modelo, teniendo así un filtro más selectivo de estos puntos. Los momentos máximos encontrados se muestran en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Registro de los valores máximos de momentos conforme a cada nivel del edificio (*SAP2000 Ver.17*)

NIVEL	Valores Máximos de Momentos [Tn-m]	
	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
1	10.43	14.34
2	11.24	14.88
3	11.56	15.67
4	11.98	15.97
5	12.12	17.23
6	12.02	17.54
7	11.88	17.66
8	11.65	15.87
9	10.44	14.22
10	9.32	12.18
11	9.21	11.09

Sin embargo, para poder corroborar satisfactoriamente lo dictaminado por la literatura y obtención de valores anteriores, se desarrolló un modelo en el programa *SAP2000* a base de un marco que conforma al edificio en 2D. De tal manera, se dio seguimiento a realizar un *proceso de análisis estático no lineal*, tratándose de un método que consiste en aplicar una distribución de carga lateral a la estructura, la cual debe incrementarse monótonamente hasta que el marco del edificio alcance el máximo desplazamiento, y por lo consiguiente la generación y formación de las articulaciones plásticas en la estructura debidas a estas cargas incrementales.

Parte del procedimiento, es la incorporación de los elementos estructurales, como se había realizado en el primer modelo; incorporando secciones, cargas gravitacionales y combinaciones de carga por costumbre; pero agregando un proceso sustancial hacia un análisis no lineal, incluyendo patrones de carga que indicarían características de un *pushover*. Los pasos secuenciales quedan definidos por un incremento de carga lateral, conforme a los niveles del edificio; iniciando con una carga de 5000 kg en el primer nivel, se fue incrementando a los niveles posteriores con este índice. Tal incremento de carga en la interfaz del programa surge con características de análisis no lineal. Posteriormente al incluir un nuevo caso de carga en el modelo, fue seleccionado un control de desplazamientos, y consecuentemente la generación de múltiples pasos de desplazamiento. Además de la modificación de los elementos estructurales definidos (tanto en vigas y columnas), se implementa un posible mecanismo de colapso o una configuración de articulaciones o rotulas plásticas; de esta manera se sugiere el mecanismo de falla del edificio. Al asignar todas las características a la estructura, fue ejecutado posteriormente.

Respecto al proceso comentado, se muestran las articulaciones plásticas determinadas por el *análisis estático no lineal*, las cuales promueven un acercamiento referente a los momentos máximos obtenidos en los niveles y lo sugerido en la investigación de Li y Ellingwood (2007). Descrito lo anterior, se muestra en la Fig. 6.2 los pasos de carga 2 (izquierda superior), 5 (derecha superior) y 8 (centro inferior) en donde se muestran la formación de las articulaciones plásticas; pues al ser selectivos, estos pasos demuestran de forma envolvente el comportamiento inelástico de la estructura, y por lo tanto la localización de los posibles puntos críticos.

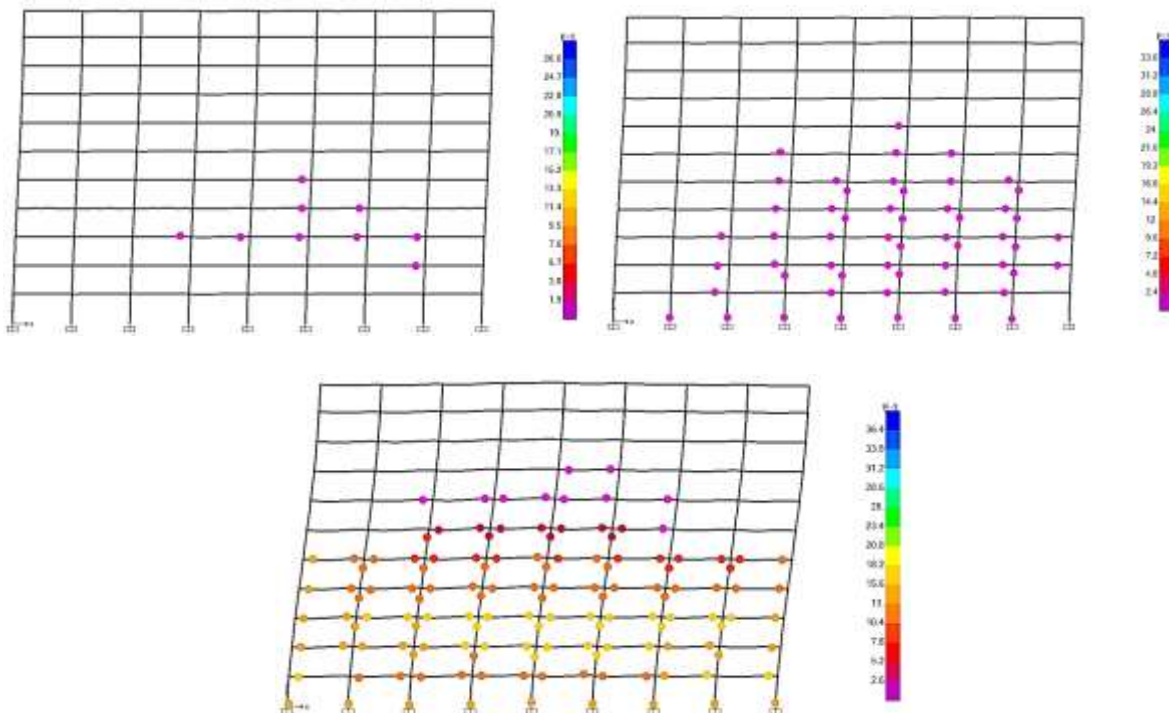


Fig. 6.2 Articulaciones plásticas generadas (puntos críticos). Pasos 2, 5 y 8. (SAP2000 Ver. 17)

Así, respecto a los esquemas de la Fig. 6.2, se puede comprender que las conexiones críticas que surgen a lo largo del edificio, son producidas principalmente en la zona intermedia del sistema (envolviendo a los cuatro primeros niveles del edificio); para lo cual, estos son los puntos a utilizar para los análisis posteriores a este trabajo.

Quedando cubierta la búsqueda de los puntos críticos en el edificio se prosigue a evaluar las alternativas más a detalle, seleccionando una configuración recopilada a través de la construcción tradicional en la zona de la Ciudad de México. El proceso de selección y análisis de tales alternativas se muestra a continuación.

## 6.2 Selección de alternativas para las conexiones.

La selección de las alternativas se ha llevado conforme a una recopilación de modelos tradicionales que se han implementado en procesos de construcción para edificios de acero en la zona urbana de la Ciudad de México. Al seleccionar las alternativas de conexión, se optó por relacionarlas respecto a la localización de los puntos críticos en el edificio, debido a su comportamiento dinámico; así como realizando su revisión respecto a códigos y reglamentos.

Al recordar el objetivo principal de este trabajo, se hace una referencia a la interpretación y desarrollo hacia un aspecto conceptual de la confiabilidad y costos, relacionado con la definición del ciclo de vida de modelos estructurales por daño en conexiones, tales que incluyan alternativas propuestas y la selección óptima de estas mismas. Por lo consiguiente, el proceso de análisis de las mismas conexiones se hace de forma no tan profunda, sin embargo se presentan justificaciones de diseño y revisión para una completa seguridad en el manejo de los valores y aspectos numéricos.

Cabe señalar que un propósito secundario de este trabajo es observar el comportamiento monótono y cíclico del grupo de alternativas que está conformado básicamente por tres configuraciones de conexión. Estas tres configuraciones mantienen las mismas dimensiones geométricas de viga, columna, tornillos y rigidizadores; con lo que se aprovechan al máximo los elementos calibrados en este modelo y reducir el tiempo de preparación y análisis de los mismos. Se mantuvieron constantes las dimensiones de la viga y la columna lo más posible para estudiar más detenidamente las diferencias en comportamiento, conforme al cambio respecto a la configuración para cada alternativa de conexión, tomando en cuenta además las variantes adicionales que pudieran existir entre uno y otro modelo.

Los modelos contemplados tienen pocas variaciones en la configuración de tornillos y rigidizadores de *placa tope*. Además de que en subcapítulos posteriores serán descritos modelos de calibración que han tenido relevancia ante este tipo de conexiones.

Las tres alternativas de conexión mencionadas son caracterizadas por diferencias en su configuración geométrica. El primer modelo en estudio (modelo CPT-01, Fig. 6.3) se trata de una conexión de una viga W360x51 a una columna W530x300, a través de una *placa tope* de 550x200x20 mm, los elementos estructurales son unidos por 8 tornillos A-325 de 20 mm de diámetro, contando además con rigidizadores o placas de continuidad de 20 mm de espesor localizadas en el alma de la columna.

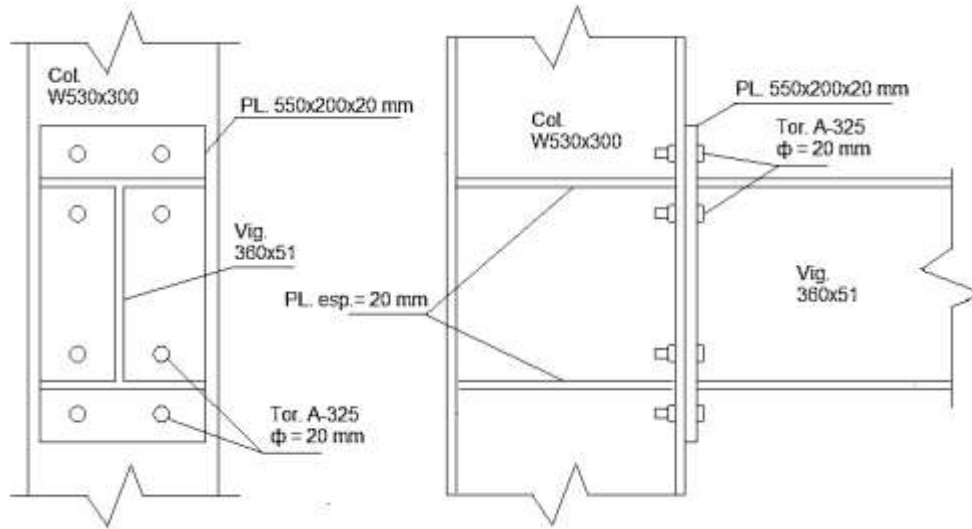


Fig. 6.3 Alternativa de conexión del modelo CPT-01.

La segunda alternativa (modelo CPT-02, Fig. 6.4) contiene la misma configuración geométrica del modelo anterior (CPT-01), con la única diferencia de que se incorpora un par de cartabones con espesor de 10 mm, uno en cada patín de la viga, siendo soldados en la placa tope de la conexión.

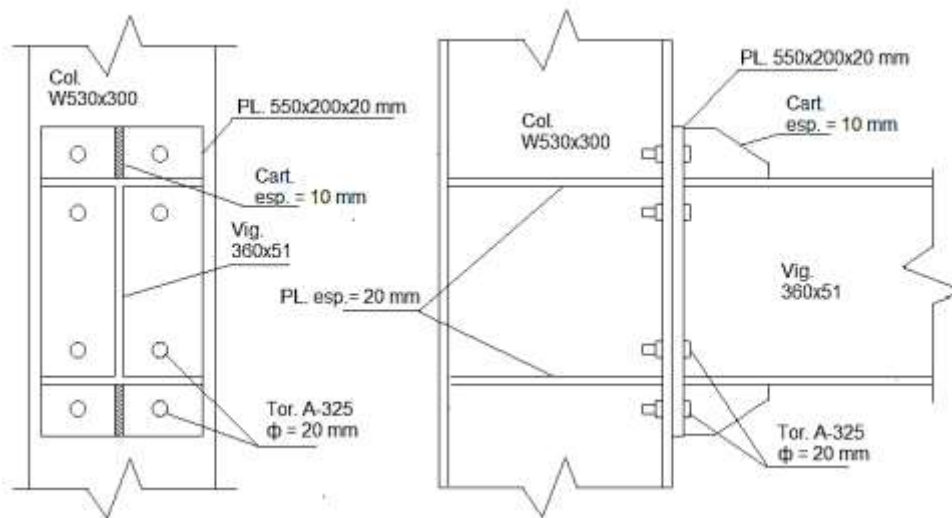


Fig. 6.4 Alternativa de conexión del modelo CPT-02.

Por último, la tercera alternativa de conexión (modelo CPT-03, Fig. 6.5), se trata de una conexión viga-columna con placa tope extendida, existiendo una separación entre la columna y las placas tope de 200 mm, unidas por un perfil con las mismas características de la viga (W350x51). Se mantienen las mismas características de tornillería (A-325,  $\phi = 20$  mm) y placas de continuidad en el alma de la columna (esp. = 20 mm).

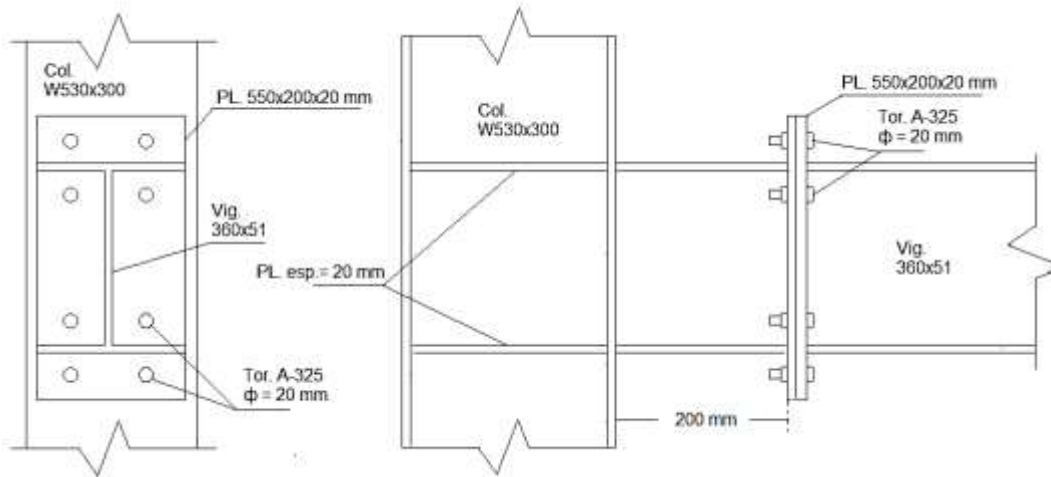


Fig. 6.5 Alternativa de conexión del modelo CPT-03.

Dados los tres modelos anteriores como alternativas de análisis de conexiones, se prosigue a efectuar el desarrollo de elemento finito. Se tomó en cuenta como modelo básico la alternativa CPT-01, pues su configuración resulta menos compleja a comparación de las dos posteriores (CPT-02 y CPT-03). En el subcapítulo posterior se describe su análisis, formación del modelo y ejecución del mismo; dando así, un seguimiento pronto hacia los modelos faltantes con mayores componentes estructurales.

CAPÍTULO

7

ANÁLISIS DE  
ALTERNATIVAS.

## 7.1 Análisis de las alternativas de conexión por elemento finito.

### 7.1.1 Detalles geométricos de las alternativas de conexión.

Se muestran las dimensiones generales de la alternativa básica de conexión (CPT-01) así como sus detalles particulares en la Fig. 7.1; ya que ésta será tomada como referencia para la generación de las otras alternativas, cambiando algunos aspectos de configuración para cada una de ellas. Como se mostró anteriormente, la configuración de cada una de ellas es distinta, sin embargo, cada una corresponde a una conexión *placa tope* de cuatro tornillos por patín básicamente.

El modelo está compuesto por una columna de 3.5 metros de altura que pretende simular el entrepiso del marco de acero donde se ubica la conexión. En el centro de la columna se ubica la conexión con la viga, la cual tiene una longitud total de 1.30 metros. Se incorporan además, las placas de continuidad que se localizan a mitad de la longitud de la columna. Las secciones de columna y viga, se definieron con magnitudes cerradas, relativamente cercanas a las dimensiones originales de los perfiles estructurales; la razón es por la que en el momento del mallado de las secciones se consiga una definición de elementos no tan densos y a la vez una optimización de tiempo al momento de su procesamiento. En la Fig. 7.2 se muestran las secciones mencionadas.

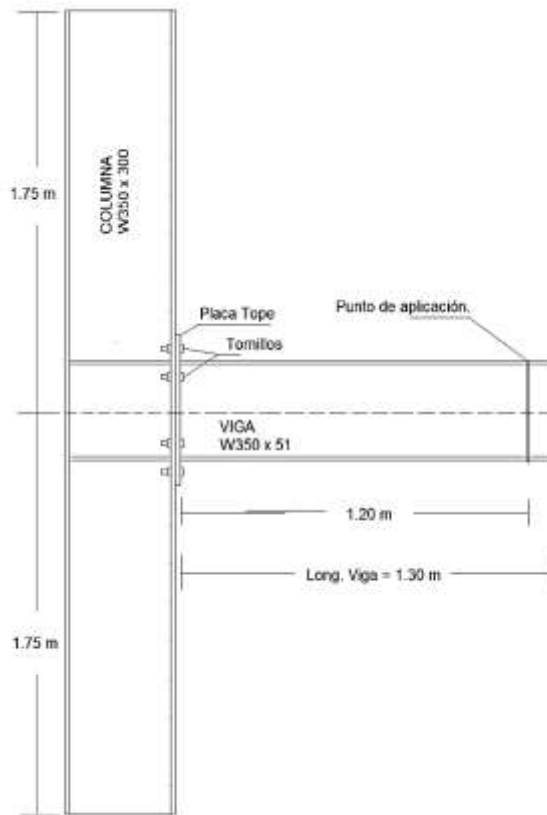


Fig. 7.1 Detalles Geométricos de la Alternativa CPT-01.

Dado que el cerrar las dimensiones de los perfiles, pudiera generar un índice de incertidumbre, éste no sería muy considerable, ya que el dimensionamiento no va más allá de 10 mm de holgura o recorte en sus valores. Por lo consiguiente, se prefiere también obtener un mejor proceso de mallado para su análisis de elemento finito, y un mejor desempeño y aprovechamiento de tiempo.



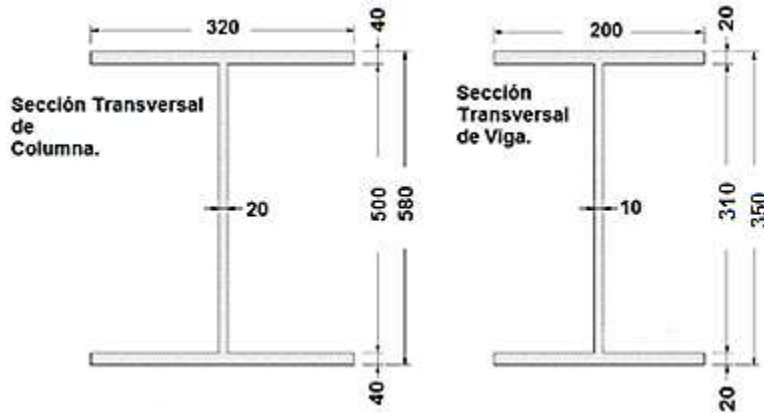


Fig. 7.2 Dimensiones de columna y viga en la conexión (medidas en mm).

La distribución de la tornillería y la *placa tope* también se realizó para facilitar el mallado de los modelos. Es por ello que también se sugirió implementar sus dimensiones con valores cerrados. En la Fig. 7.3 se presenta la distribución de la tornillería.

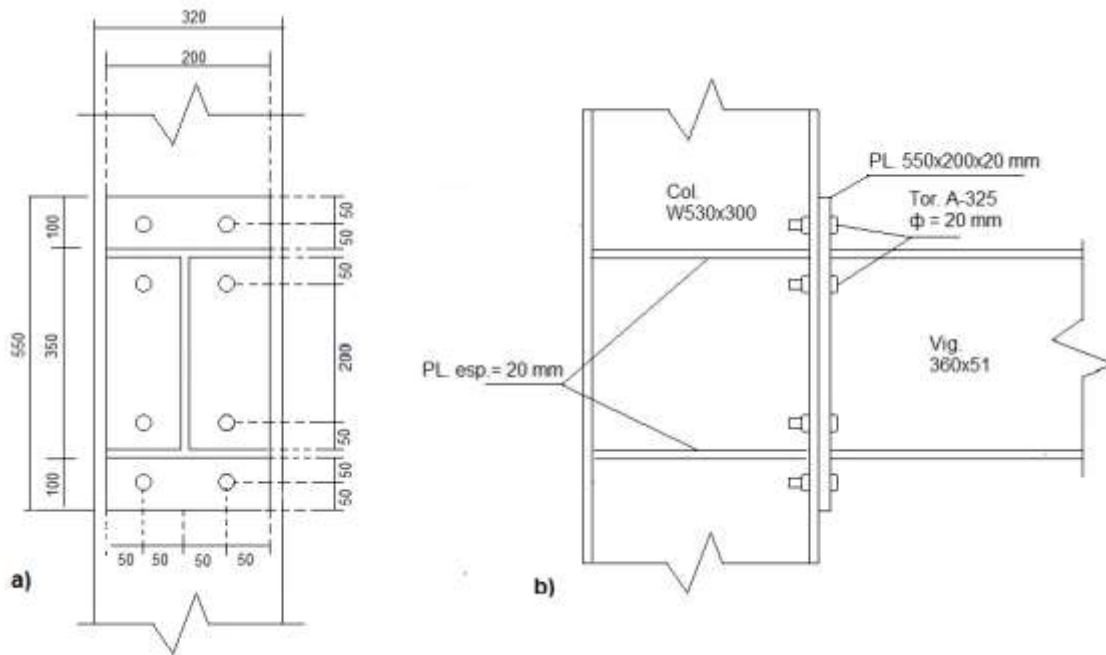


Fig. 7.3 a) Distribución de tornillería, y b) vista en elevación de la conexión. (medidas en mm)

Finalmente, se presentan las dimensiones del tornillo correspondientes; donde el tipo de tornillo seleccionado tiene un diámetro de 20 mm. Estas dimensiones resultaron de la compatibilidad de los modelos de conexiones en práctica, rescatados en la búsqueda inicial del edificio, y también para generar exactitud con las dimensiones cerradas de los perfiles estructurales. En la Fig. 7.4 se muestran las dimensiones mencionadas para modelar el tornillo. Donde se observa que no existe rosca, y se tomaron las mismas dimensiones para la cabeza que para la tuerca.

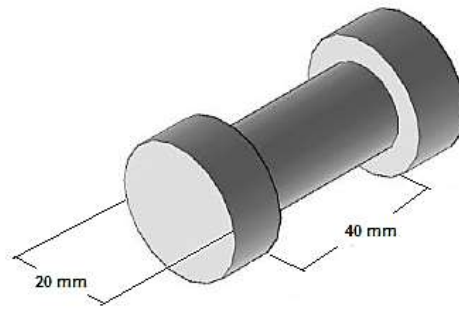


Fig. 7.4 Detalle de Tornillos empleados.

### 7.1.2 Mallado de los modelos de conexión.

El mallado realizado para los modelos de las alternativas seleccionadas, se desarrolló mediante el programa *GID 11.1.8*, un software con la finalidad de procesar mallados y generación de elementos sólidos de modelos de 2D y de 3D; para lo cual, es necesario dibujar los modelos primeramente antes de definir el tipo de mallado que este pueda adquirir posteriormente. El dibujo y procesamiento se describe a continuación, tomando en cuenta las dimensiones descritas en el subcapítulo anterior. Ingresando las dimensiones con un formato cerrado se obtiene una mayor facilidad de manejo y posterior procesamiento de los modelos para su análisis.

El proceso por el cual los modelos fueron elaborados, sugiere un control y detallamiento muy delicado, ya que si se ingresaba a algún programa CAD para efectuar y dibujar tales elementos, al momento de importarlos al programa de mallado *GID 11.1.8*, este los colapsaba, sin mantener la configuración sólida deseada; por lo tanto el dibujo de los modelos se realizó en el mismo programa de mallado, consiguiendo así que modelos geométricos (generalmente con simetría), fuera casi sencilla.

Sin embargo, el método que se usó para dibujar, fue a través del ingreso de coordenadas en el espacio, pues al modelar y dibujar por separado, los elementos de conexión se generaban por separado; así, posteriormente, se exportaban como archivo con extensión *.msh*. Se ingresaban a un nuevo archivo de mallado y se corroboraban las coordenadas de contacto que se deseaba tener entre los elementos.

Para lo anteriormente dicho, los modelos formados se basaban, principalmente, en el siguiente proceso:

- Se ingresaban las coordenadas para la generación de un nodo en el espacio.
- Respecto al nodo generado, se copiaba de manera simétrica y extendida el mismo, para la generación de líneas y posteriormente una superficie de cuatro nodos. El tiempo de formación de las superficies en los elementos estructurales se efectuaba con detalle en la expansión de las coordenadas para poder identificar las coordenadas de contacto para el otro elemento posterior a juntar (Fig. 7.5).

- Al momento de generar las superficies había la posibilidad de crear un volumen, por lo que los nodos adicionales se debían colapsar por si existía alguna separación entre ellos, y así generar uno solo para poder definir correctamente los elementos que se deseaban obtener.

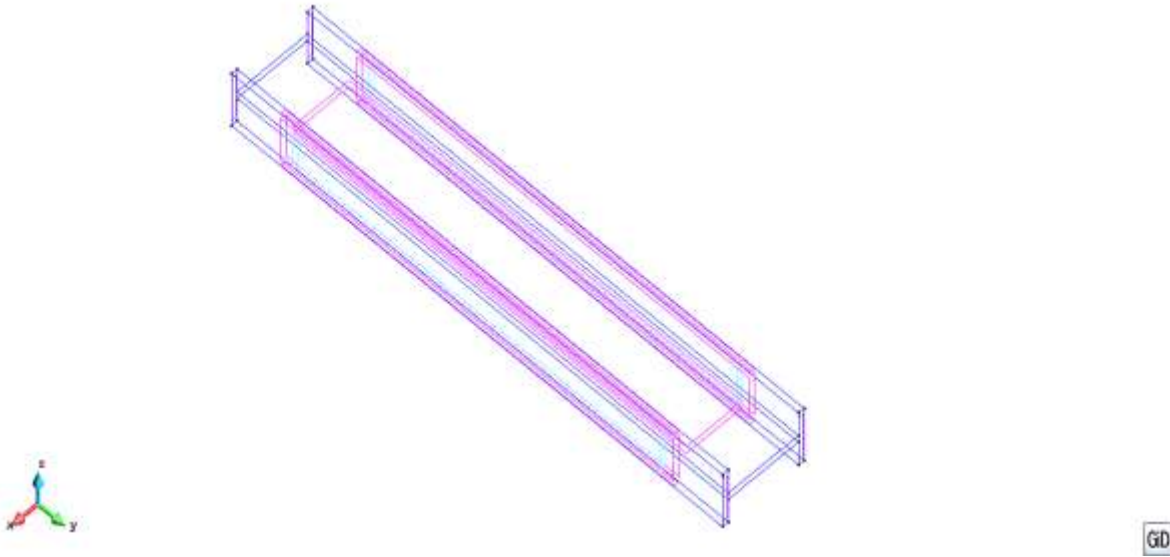


Fig. 7.5 Ejemplo de creación de nodos, líneas, superficies (alma) y volúmenes (patines). (GID 11.1.8)

- Al momento de crear un volumen, a base de NODOS → LINEAS → SUPERFICIES, para cada tipo de elemento a definir, se podía conseguir la estructuración de una malla por elementos en 3D hexaédricos (Fig. 7.6). Para ello, el ingreso de dimensiones cerradas entre patines y alma resultó eficaz para la generación correcta del mallado entre los elementos.

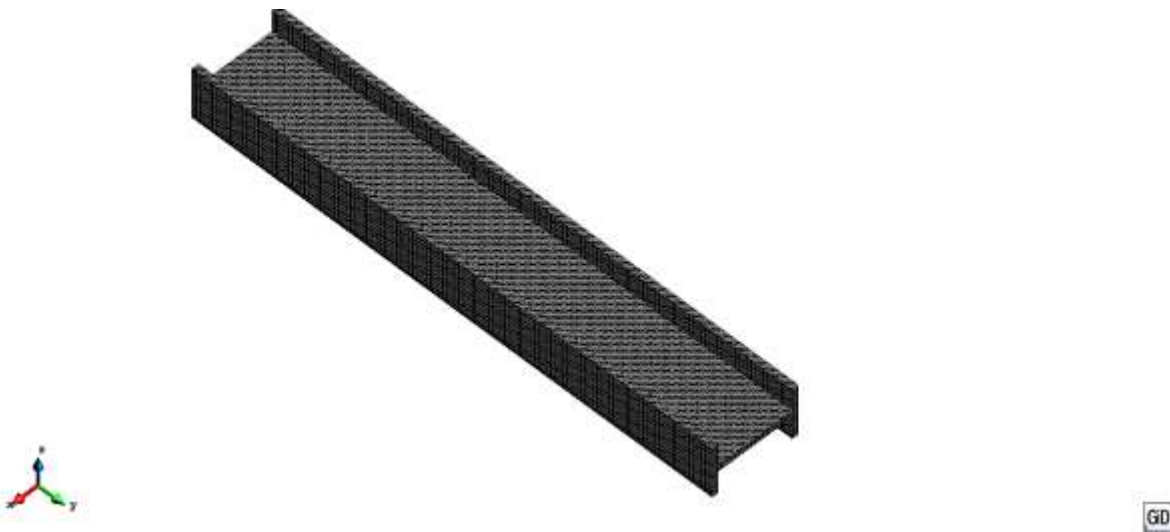


Fig. 7.6 Generación de malla estructurada con elementos hexaédricos. (GID 11.1.8)

Los elementos hexaédricos fueron utilizados generalmente en los modelos, ya que para la formación de la placa perforada y algunas partes del patín de la columna, la generación de estos orificios lleva consigo la utilización de elementos más detallados y su intervención genera más exactitud en el proceso de análisis.

Se utilizó el mismo procedimiento para la generación de elementos de dibujo para el mallado, sin embargo para cada tipo de elemento estructural, se exigía un detalle único y necesariamente exacto conforme a la distribución y configuración que se necesitaba efectuar. La generación de elementos correspondía al grado de finura y exactitud que se les demandaba a los modelos, principalmente en la zona céntrica de la conexión, pues en las partes extremas de columna y viga se generaron elementos más grandes por el motivo de reducir el número de elementos y tiempo para su posterior análisis.

Se muestran a continuación algunos detalles de los mallados que se originaron para los elementos estructurales faltantes.

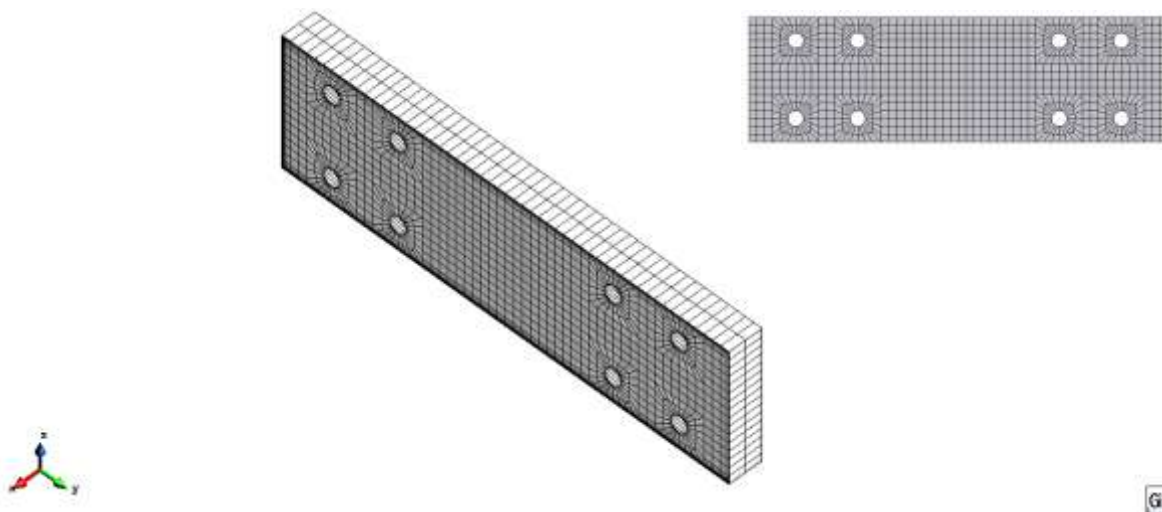


Fig. 7.7 Formación del mallado de la placa tope. (GID 11.1.8)

Como se puede ver en la Fig. 7.7, la *placa tope* que intervino en los modelos lleva consigo las perforaciones donde irá la tornillería, para ello se realizó una división más detallada entre los elementos que conforman las circunferencias de las perforaciones y los nodos correspondientes en la placa; el querer corresponder los nodos entre la generación de los elementos llevó un tiempo prolongado de dibujo y realización, ya que mientras se acercaba al centro el proceso de mallado exigía un mejor bosquejo de los elementos generados. Como se mencionó anteriormente, cada archivo de mallado se exportaba y se incluía en posteriores archivos del mismo tipo para el montaje y consecuente generación de un modelo completo mallado de la conexión correspondiente.

El modelado de tornillos en conexiones presenta varios problemas; este depende de la exactitud que se quiera obtener y del comportamiento que se desee simular. Se puede generar desde un modelo simple, sin la presencia de tornillos, es decir, simulando las fuerzas de pretensión como presión aplicada a las placas, hasta un modelo solido que simula a detalle el comportamiento local. Debido a la naturaleza de la junta, en las placas a unir aparece separación, aplastamiento y fricción, problemas de simulación de contacto los cuales se comentaran más adelante. La formación y mallado de los tornillos llevó una gran delicadeza (Fig. 7.8); sin embargo, se determinaba efectuar un trabajo de calidad, de grado aceptable, por ello el ingreso de los elementos para el mallado de los tornillos se llevó a cabo con el mismo proceso, pero con elementos más reducidos y finos.

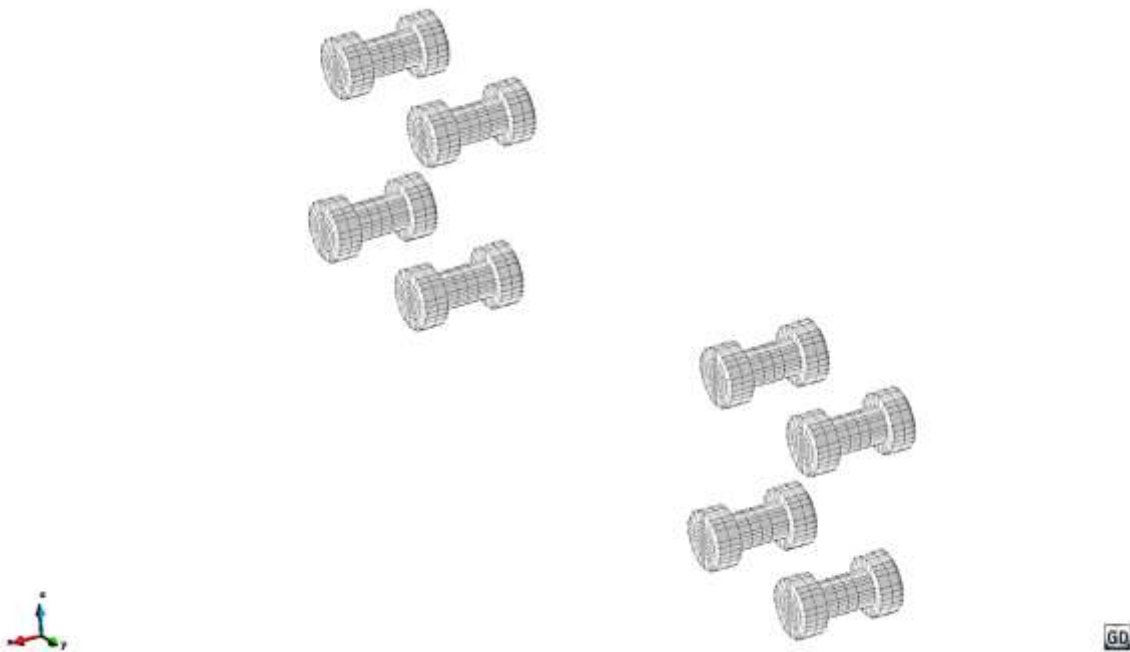


Fig.7.8 Mallado generado para la tornillería en la conexión. (GID 11.1.8).

En esta parte del trabajo, tuvo efecto cada tipo de elementos que conforman a la conexión, se mantuvo un desarrollo con detalle aceptable y sobre todo, la corroboración en cada junta de los nodos, líneas y volúmenes generados. Para lo anterior fue necesario elegir dimensiones cerradas en base a un ajuste que mantiene las dimensiones originales de los perfiles. En las Fig. 7.9 a 7.11 se presentan los esquemas del mallado de los modelos de una manera completa y que servirán para la exportación y ejecución del análisis de elemento finito.

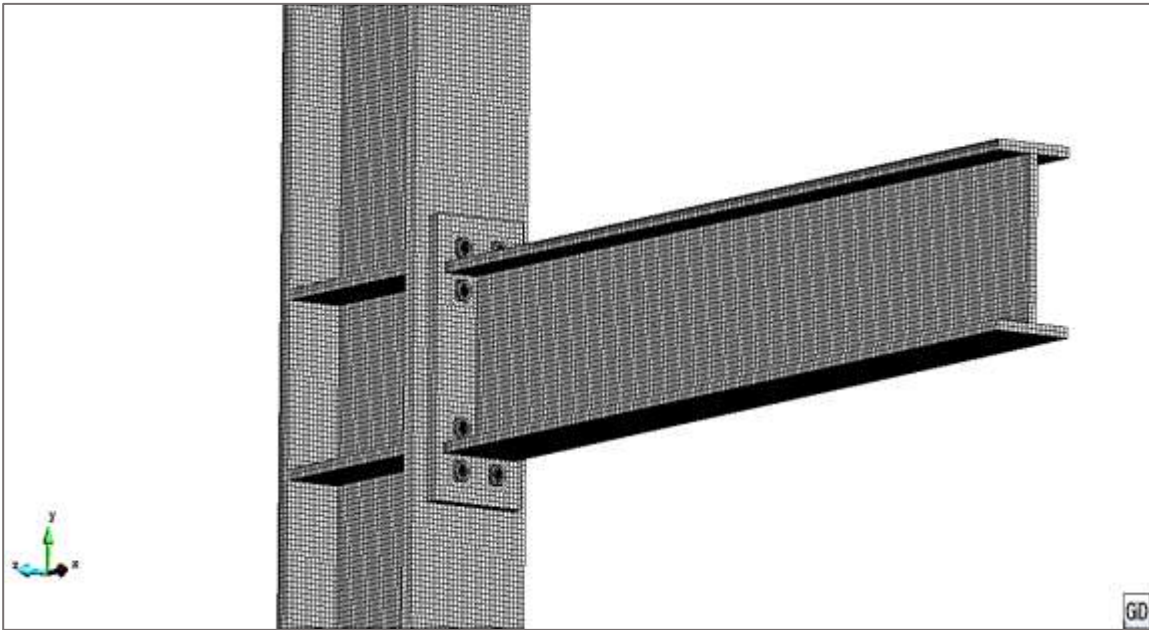


Fig. 7.9 Mallado del modelo CPT-01. (GID 11.1.8)

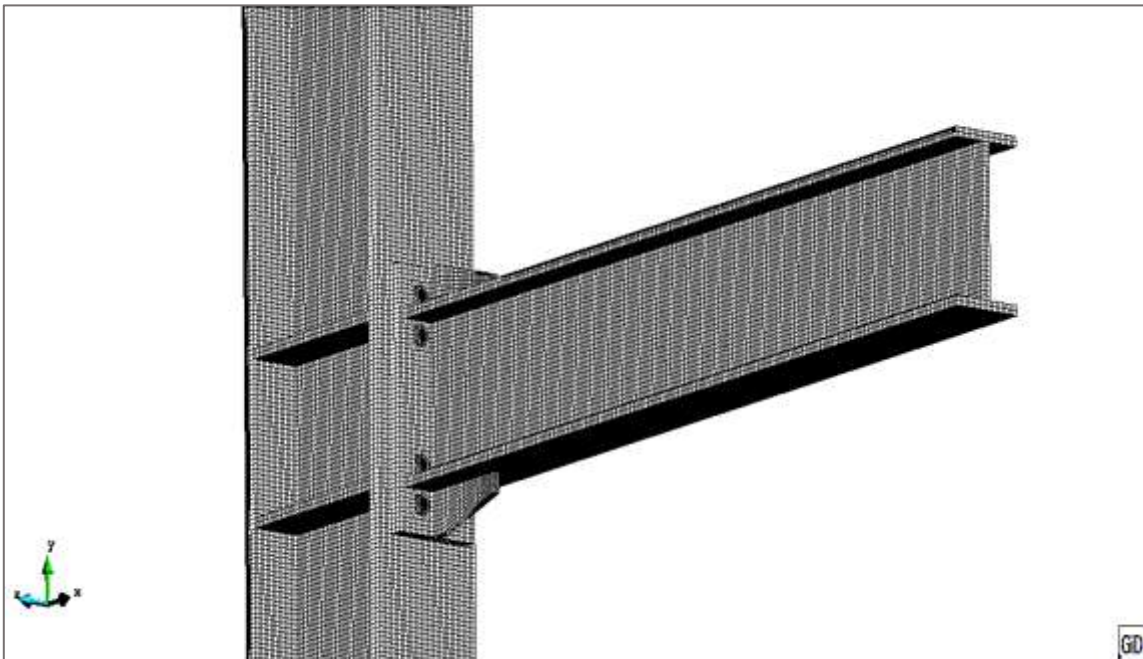


Fig. 7.10 Mallado del modelo CPT-02 (GID 11.1.8)

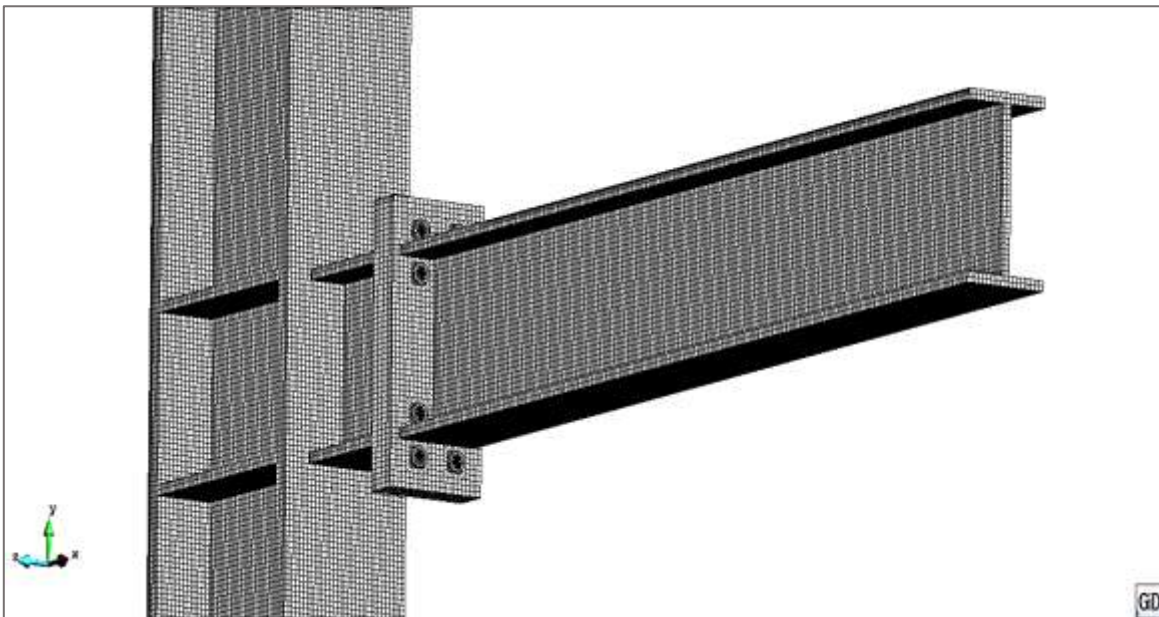


Fig. 7.11 Mallado del modelo CPT-03. (GID 11.1.8)

Ahora, para el uso de estos modelos en el programa de análisis *ANSYS 15.0*, es necesario la exportación de todos los elementos creados; para lo cual, hay que tener en cuenta que al momento de la exportación, se definan los tipo de elementos que el programa tendrá que reconocer, así como la pretensión de los tornillos y algunos otros aspectos básicos para la ejecución de los modelos.

Cabe señalar que, el objetivo de este trabajo no es determinar, ni calificar los modos de falla de las conexiones, sino localizar los valores máximos obtenidos respecto al comportamiento monótono y cíclico de las alternativas en estudio; así, con base a los métodos de elemento finito, se obtendrán curvas de histéresis necesarias para alcanzar el valor determinante a utilizar en procesos probabilísticos posteriores.

#### 7.1.4 Análisis de los modelos de conexión.

Con base en lo desarrollado anteriormente, se prosigue con la exportación de los modelos de mallado hacia el programa *ANSYS 15.0*. Para ello, fue necesario obtener en un archivo con formato *.txt*, la configuración de todos los elementos generados en *GID 11.1.8*, pues para un mejor manejo de todos estos datos, lo indicado fue usar hojas de Excel (*.xls*), pues se determina un orden lógico para el ingreso de las coordenadas y elementos, entre otros aspectos necesarios, y así conformar los modelos para su análisis posterior.

Es necesario mencionar los tipos de elementos utilizados para el programa *ANSYS 15.0*, y así reconocer a través de sus métodos de convergencia y cálculo, la naturaleza de las conexiones dentro del ambiente computacional. Este software fue seleccionado por que se tiene mayor documentación tutorial disponible; adicionalmente de que cuenta con una interfaz gráfica más versátil que otros paquetes de cálculo.

#### 7.1.3.1 Tipos de elementos usados en el análisis.

Los modelos finales, compuestos de elementos sólidos tridimensionales, se resumen en el tipo y número de elementos que los conforman, ya que utilizando los elementos *SOLID185* y *SOLID186*, reconocidos en el programa *ANSYS*, se efectúa la transición de los modelos mallados hacia su posterior análisis.

El elemento *SOLID185* es un elemento 3D sólido estructural hexaedro definido por ocho nodos con tres grados de libertad en cada nodo; estos son traslaciones en el nodo, en direcciones X, Y, Z. ya que el elemento reproduce plasticidad, hiperelasticidad, endurecimiento por deformación, fluencia, grandes desplazamientos y gran capacidad de deformación. También tiene la capacidad de una formulación mixta para la simulación de deformaciones de materiales elastoplásticos.

Este tipo de elemento se utilizó en el modelado de la columna, a excepción de la zona de contacto con la *placa tope*, donde el espesor del patín es mayor; así como también en toda la viga y las placas de continuidad del modelo.

Así también, el tipo de elemento *SOLID186*, es un elemento superior 3D y sólido estructural; hexaedro definido por veinte nodos con tres grados de libertad en cada nodo; para traslaciones en el nodo, en direcciones X, Y, Z. Así, el elemento soporta plasticidad, hiperelasticidad, endurecimiento por deformación, fluencia, grandes desplazamientos, y gran capacidad de deformación; así como de tener la capacidad de formulación mixta para la simulación de las deformaciones de materiales elastoplásticos. Además, de demostrar un comportamiento de segundo orden para desplazamientos. Este elemento se utilizó en el modelado de la *placa tope* así como en la tornillería.

#### 7.1.3.2 Pretensión de la tornillería.

Respecto a la pretensión de los tornillos, es importante mencionar que en investigaciones previas (Ruiz, 2010) se reporta que en la junta en las placas a unir, aparece una separación, aplastamiento y fricción, además de existir problemas de simulación de contacto. Sin embargo, esto nos permite abordar el problema de pretensión; donde los elementos de pretensión son simulados en *ANSYS 15.0* mediante el elemento automático llamado *PRETS179*, que tiene un grado de libertad traslacional a lo largo del eje donde se aplica la carga o desplazamiento.



Es importante mencionar que no se puede presentar deslizamiento entre las secciones de pretensión, pues así se está impidiendo de forma automática, recomendando revisar adecuadamente las restricciones entre las partes atornilladas para evitar un comportamiento de cuerpo rígido.

El proceso de pretensión desarrollado y explicado anteriormente en el programa de análisis, es el siguiente:

- Se creó una sección de pretensión mediante el comando *PSMESH*, en el centro del vástago.
- Se generaron los elementos de pretensión, aplicados automáticamente por el programa, simulados por el elemento *PRETS179*.
- Finalmente se aplican las fuerzas de pretensión mediante el comando *SLOAD*. Ya que las fuerzas de pretensión aplicadas fueron de acuerdo a las NTC-MDF, 2004; las cuales especifican un valor de 12 700 kg para un tornillo A-325.
- Para reducir el número de planos de contacto, la tuerca se consideró como un elemento unido al tornillo, siendo un elemento simétrico como se mostró anteriormente, con las mismas dimensiones tanto en cabeza como en tuerca.

Cabe señalar que la sección transversal del tornillo, pretendiendo simular una sección circular, se formó con un prisma de veinticuatro lados con nodos intermedios, pues en los tornillos se utilizan elementos sólidos con estas características, como se mostró anteriormente en la geometría de los elementos mallados de este tipo.

### 7.1.3.3 Elementos de contacto.

Como se ha visto la conexión atornillada está compuesta por el tornillo (cabeza, tuerca y vástago), el patín de la columna y la *placa tope*. Debido a las diferentes condiciones de carga propias de su uso, pueden aparecer separaciones o aplastamiento en dichas partes. Por lo tanto este tipo de superficies se simula mediante elementos de contacto, incluyendo también el fenómeno derivado conocido como fricción.

Estos elementos de contacto tratan de definir lo que ocurre en el contacto entre las partes de separación o aplastamiento, pues este tipo de formulaciones se basan en restricciones para impedir la penetración. Ya que según el programa *ANSYS*, se puede crear una clasificación; como *rígido a flexible* y *flexible a flexible*, dependiendo del comportamiento de los cuerpos en contacto. Teniendo en cuenta que dentro de este análisis el problema es *flexible a flexible*, las superficies en contacto son del mismo material y tienen rigideces parecidas. La clasificación basada en el comportamiento de los dos cuerpos, es mediante sus superficies, nodos o líneas.

El programa empleado los divide siempre en un cuerpo objetivo llamado *TARGET* y un cuerpo contacto conocido como *CONTACT*, los cuales se deben ir eligiendo dependiendo del comportamiento que desee desarrollar en la conexión. Así, los elementos *CONTACT* están restringidos para penetrar en la superficie de los elementos *TARGET*, esto para el caso del comportamiento *rígido a flexible*. Sin embargo, los elementos *TARGET* pueden penetrar a través de la superficie de contacto.

Ahora conforme a los elementos que entran en contacto que la conexión, como es el caso de la tornillería; pueden llegar a simplificarse los modelos, ya que las zonas que entran en contacto son muy divergentes, pues resulta que la designación es de un punto a una superficie. En el presente trabajo esta designación se dio entre superficie y superficie. Ahora bien, dentro del programa se integran elementos objetivo denominados *TARGE1XX* refiriendo un elemento de contacto *CONTA1XX*; habiendo utilizado las características de los elementos *SOLID186*, quedan correspondidas los elementos *TARGE170* y *CONTA174*.

El elemento utilizado *CONTA174*, fue utilizado debido a que puede representar el contacto y deslizamiento entre dos superficies tridimensionales, encontrando también recomendaciones para superficies de elementos sólidos tridimensionales denominados *SHELL*. Por otro lado, el elemento objetivo *TARGE170* es utilizado para representar superficies asociadas a un elemento de contacto tridimensional, pues se adapta a nodos, líneas y superficies tridimensionales; encontrando una definición gráfica de la función de este elemento como se muestra en la Fig. 7.12. Se observan distintos casos para el mismo, iniciando con las superficies triangulares y cuadriláteras asociados a elementos *CONTA173* y *CONTA174*, además las superficies, líneas y nodos asociadas a los elementos de contacto *TARGE170*.

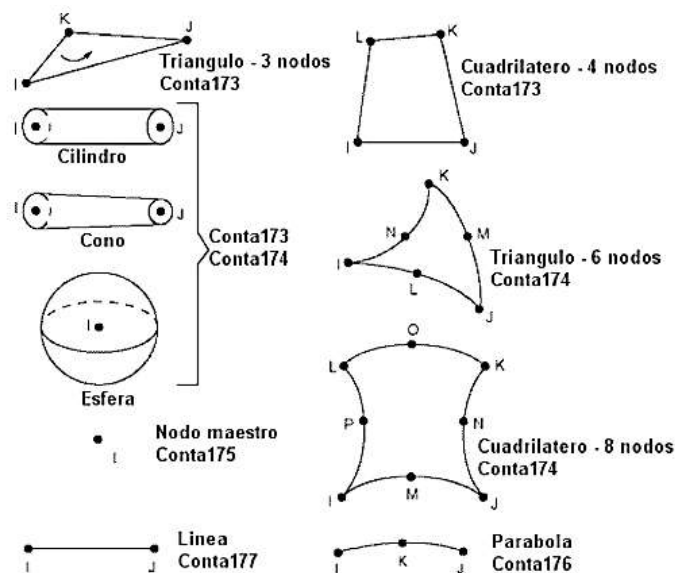


Fig. 7.12 Contactos correspondientes al elemento objetivo TARGET170 (ANSYS 15.0)

#### 7.1.3.4 Propiedades mecánicas de los materiales.

El diagrama *esfuerzo-deformación* describe el comportamiento de cualquier material, en nuestro caso describirá el comportamiento del acero estructural de los elementos. Para ello mediante una curva multipuntos de  $\sigma$ - $\epsilon$ , se tomó en cuenta el endurecimiento por deformación con una relación de Poisson de 0.3. Las características del acero estructural para los modelos fueron los siguientes:

- Un módulo de elasticidad correspondiente a 2 050 000 kg/cm<sup>2</sup>.
- Un esfuerzo a la falla  $F_u = 4\ 080$  kg/cm<sup>2</sup>.
- La designación del acero estructural utilizado, según la norma ASTM, es A-36 correspondiente a una resistencia mínima a la fluencia de 36 ksi (2 530 kg/cm<sup>2</sup>). Se eligió este material debido a que ha sido el más usado en los edificios ya existentes de acero, por ello también generando un panorama de reparación más admisible.
- La curva del acero A-36 fue modelada en ANSYS mediante la opción de material MISO (Endurecimiento Isotrópico Multilineal); esta opción utiliza los criterios de Von Mises junto con una hipótesis de trabajo de endurecimiento isotrópico.
- Para los tornillos de alta resistencia A-325 se tomó un módulo de elasticidad con un valor de 2 110 000 kg/cm<sup>2</sup>.
- Una resistencia a la fluencia de 6,330 kg/cm<sup>2</sup>.
- Y resistencia a la ruptura de 8 440 kg/cm<sup>2</sup>.

La curva elastoplástica del acero fue modelada en ANSYS mediante la opción de material *BISO* (Endurecimiento Isotrópico Bilineal), la cual utiliza los criterios de Von Mises junto con una hipótesis de trabajo de endurecimiento isotrópico. El comportamiento del material se describe mediante una curva *Esfuerzo-Deformación* bilineal, comenzando en el origen con valores positivos de esfuerzo y deformación. Además de que la pendiente inicial de la curva es el módulo de elasticidad, el cual es un dato en el modelo. Posteriormente, se deben suministrar dos constantes  $C_1$  y  $C_2$ ; donde  $C_1$  es el final de la primera recta, tratándose del valor del esfuerzo de fluencia del material, y el valor de  $C_2$  es la segunda pendiente, refiriéndose al módulo tangente de la curva, sin embargo, como el modelo es elastoplástico perfecto, este valor es cero.

Para los tornillos, la distribución de las propiedades antes mencionadas se realiza mediante una curva *Esfuerzo-Deformación* trilineal. Este tipo de curva fue modelada mediante el modelo *MISO* (Endurecimiento Isotrópico Multilineal); es similar a *BISO*, a diferencia de que se utiliza una curva Multilineal en lugar de una curva bilineal. Dada que esta opción no es muy viable para cargas cíclicas, pues se genera un efecto *Bauschinger*, el cual, se refiere al fenómeno en que el límite de fluencia a tensión no coincide con el obtenido a compresión bajo carga cíclica, e indica que la superficie de fluencia no crezca en todas las direcciones de igual manera, conforme se desarrolla la deformación plástica.

Para el empleo de la carga cíclica se utilizó el modelo KINH, ya que este utiliza el modelo llamado modelo de *subcapa* o modelo *de capas* (sublayer o overlay model) el cual representa una respuesta del material por varias capas de material plástico perfecto, donde la respuesta total se obtiene por el comportamiento promedio de las capas. Es decir, el comportamiento del material se supone que se compone de varias partes, todas sometidas a la deformación total, pero cada parte con un valor de fluencia distinto. Así cada parte tiene una respuesta  $\sigma$ - $\epsilon$  pero puede representar comportamientos complejos, permitiendo esto una curva Multilineal, representando con mayor precisión el efecto Bauschinger, todo esto referido en documentación de ANSYS. En las Fig. 7.13 y 7.14 se muestran las gráficas de *esfuerzo-deformación* para cada material.

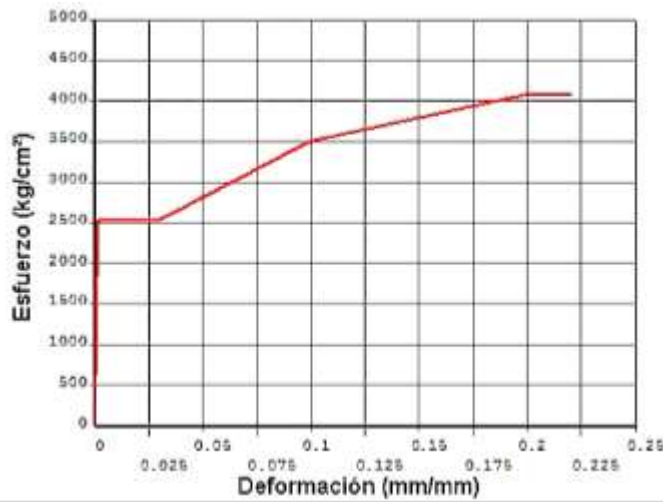


Fig. 7.13 Curva esfuerzo-deformación para el acero estructural A-36

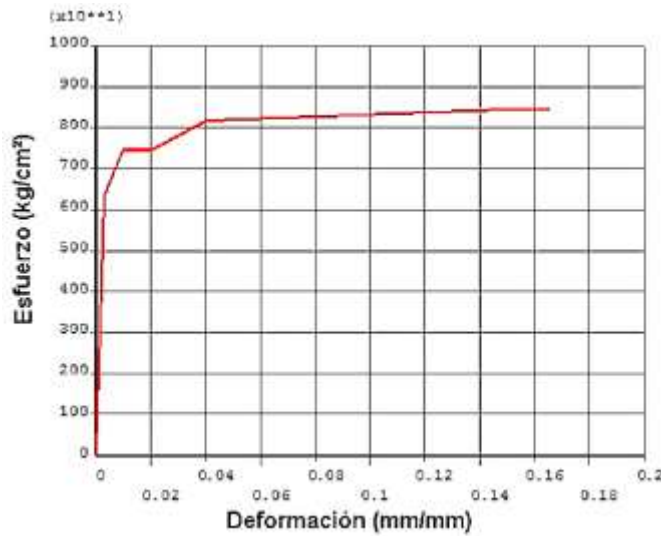


Fig. 7.14 Curva esfuerzo-deformación para tornillos de alta resistencia A-325.

### 7.1.3.5 Protocolo de Carga.

El proceso de análisis fue llevado conforme a varias etapas de carga; donde el primer paso de carga consistió en aplicar al modelo el peso propio y la pretensión en los tornillos. Específicamente, para estos modelos las fuerzas de pretensión aplicadas fueron de acuerdo a las NTC-RDF (2004), las cuales especifican un valor de 12 700 kg para un tornillo A-325 de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro. Así, los siguientes pasos consistieron en la aplicación gradual de la carga, la cual fue distinta dependiendo del ensaye que se deseaba simular. Específicamente existieron dos casos de carga: el monótono y el cíclico, los cuales son descritos a continuación.

#### 7.1.3.5.1 Carga monótona.

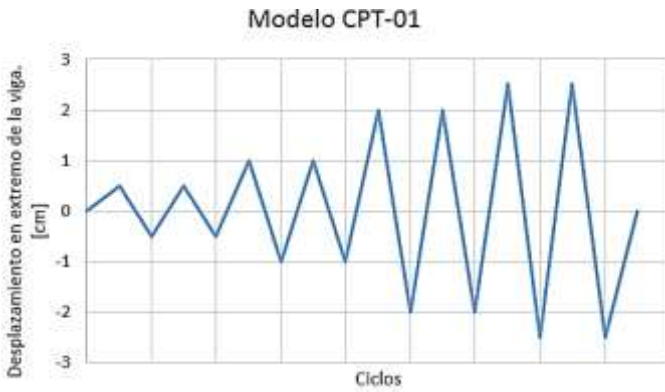
Este protocolo de carga consistió en un número de pasos de carga variable, puesto que cada modelo tuvo un punto de falla distinto y no fueron en algunos casos necesarios pasos intermedios de carga. Cada etapa de carga estuvo compuesta por un número variable de sub pasos, con un mínimo de tres y un máximo de cinco, obteniendo al final de cada modelo un número de puntos y tiempo variable correspondiente. Se observa en la Tabla 7.1 el número de pasos aplicado a cada modelo.

Tabla 7.1 Descripción de la carga monótona para los modelos.

MODELO	PASOS DE CARGA	CARGA PUNTUAL [Kg]	Tiempo [seg]	Momento Generado	
				Tn -m	KN-m
	1	Pretensión y Peso Propio.	2	0	0
	2	3000	4	3.6	35.28
	3	6000	6	7.2	70.56
	4	9000	8	10.8	105.84
	5	12000	10	14.4	141.12
	6	15000	12	18	176.4
<b>CPT-01</b>	7	18000	14	21.6	211.68
<b>CPT-02</b>	8	20000	15	24	235.2
	9	21000	16	25.2	246.96
	10	22000	17	26.4	258.72
	11	23000	18	27.6	270.48
<b>CPT-03</b>	12	24000	19	28.8	282.24
	13	25000	20	30	294
	14	26000	21	31.2	305.76
	15	27000	22	32.4	317.52

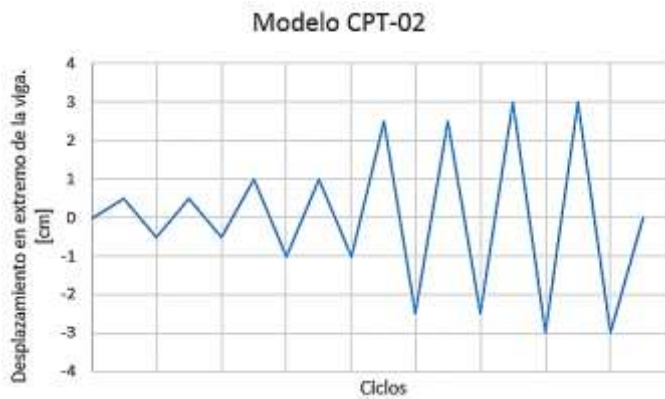
7.1.3.5.2 Carga cíclica.

El protocolo de carga cíclica para cada tipo de conexión se resume en las Figs. 7.15 a 7.17, ya que cada una consistió en ocho ciclos de carga, incluyendo en un primer paso, la carga de pretensión y el peso propio. Se muestran los detalles de las cargas asociadas a los desplazamientos en las respectivas tablas y diagramas de los modelos.



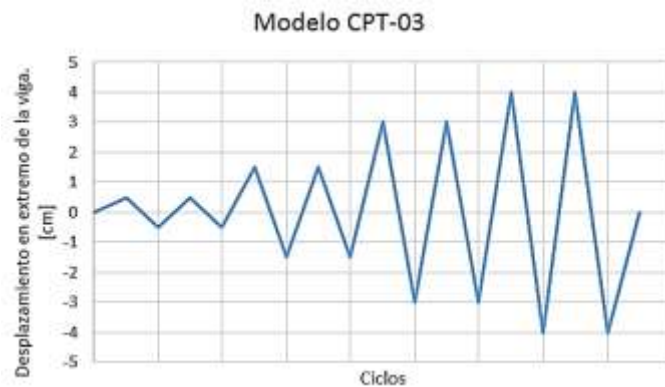
CICLOS	DESPLAZAMIENTO [cm]	CARGA PUNTUAL [kg]
2	0.5	3 000
2	1	8 000
2	2	11 000
2	2.5	13 000

Fig. 7.15 Ciclos de carga para el modelo CPT-01.



CICLOS	DESPLAZAMIENTO [cm]	CARGA PUNTUAL [kg]
2	0.5	5 500
2	1	10 000
2	2.5	12 000
2	3	14 000

Fig. 7.16 Ciclos de carga para el modelo CPT-02.



CICLOS	DESPLAZAMIENTO [cm]	CARGA PUNTUAL [kg]
2	0.5	7 500
2	1.5	12 000
2	3	14 000
2	4	16 000

Fig. 7.17 Ciclos de carga para el modelo CPT-03.

## 7.2 Resultados y patrones de comportamiento.

Ya realizada la compilación de los modelos en el programa, los parámetros utilizados para evaluar el comportamiento de los modelos fueron: el momento generado por la aplicación de carga en el extremo de la viga ( $M_0$ ) y el ángulo de rotación de la conexión ( $\phi$ ). Ambos parámetros fueron relevantes en el análisis debido a que las fuerzas de flexión son el principal contribuyente a las deformaciones para las conexiones; además, de esta manera se pueden estudiar los principales aspectos del comportamiento de la conexión. Adicionalmente se muestra el comportamiento en curvas fuerza aplicada contra el desplazamiento en el extremo de la viga.

### 7.2.1 Comportamiento monótono observado.

El comportamiento monótono de las conexiones es presentado de manera conjunta e independiente para cada modelo en forma de curvas *Momento-Rotación*. En las curvas mencionadas, se observan tres tipos de líneas horizontales que indican la capacidad a momento plástico de la viga según AISC ( $M_{pAISC} = 21\ 110\ \text{kg-m}$ ), y según las NTC-2004 ( $M_{pNTC} = 19\ 006\ \text{kg-m}$ ). Por otro lado, la capacidad a momento de la placa tope, tuvo valores variables respecto a cada conexión, estos valores se presentan en la Tabla 7.2. En este trabajo sólo es necesario identificar el momento máximo generado por las condiciones de carga, el desarrollo de los múltiples estados límites que generaría el comportamiento de la conexión quedarían ajenos a los objetivos. El proceso de cálculo de los valores antes mencionados, se presenta en el apéndice A de este trabajo.

Tabla 7.2 Capacidades a momento en la placa tope de las conexiones.

Estado Límite [ Kg-m ]	Modelos de Conexión.		
	CPT-01	CPT-02	CPT-03
Capacidad a Momento de la <i>Placa Tope</i>	20 140	32 911	45 499

Con base en lo revisado a los valores antes explicados, se tiene una mejor interpretación de las curvas de comportamiento monótono obtenidas. Se puede identificar gráficamente cómo se comporta cada conexión al simularlas computacionalmente. En las Figs. 7.18 a 7.20 se muestran las curvas momentos-rotación respecto al tipo de carga monótona para cada tipo de conexión, y en la Fig. 7.21 una comparación entre estas gráficas mencionadas.

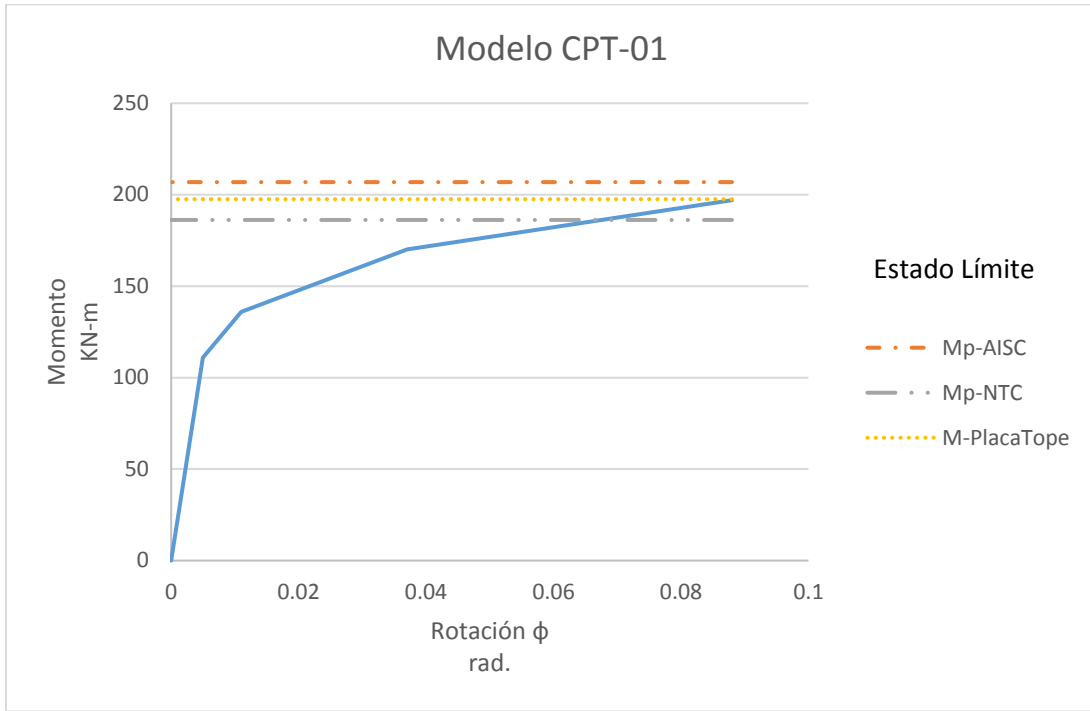


Fig. 7.18 Comportamiento monótono del modelo CPT-01.

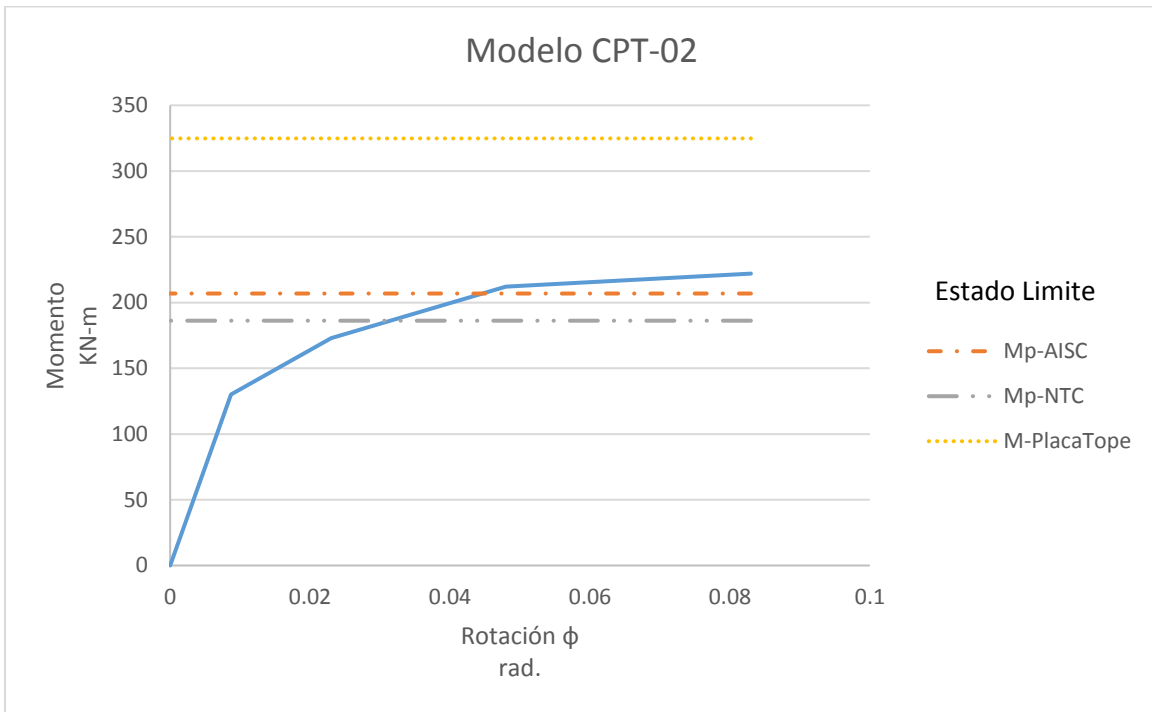


Fig. 7.19 Comportamiento monótono del modelo CPT-02.



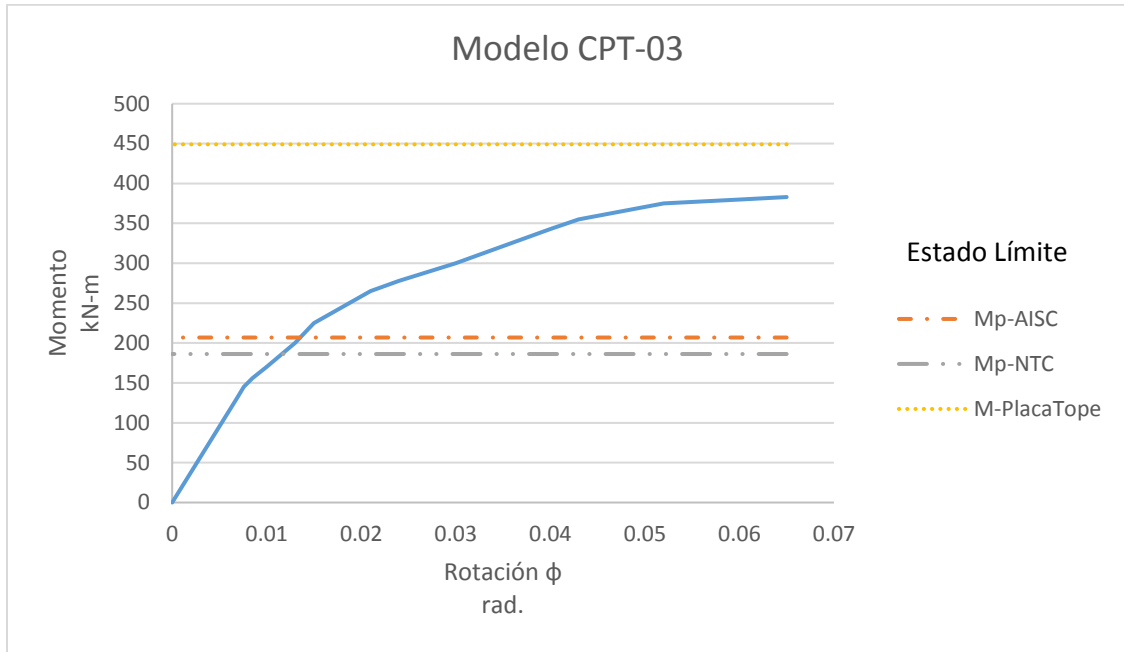


Fig. 7.20 Comportamiento monótono del modelo CPT-03

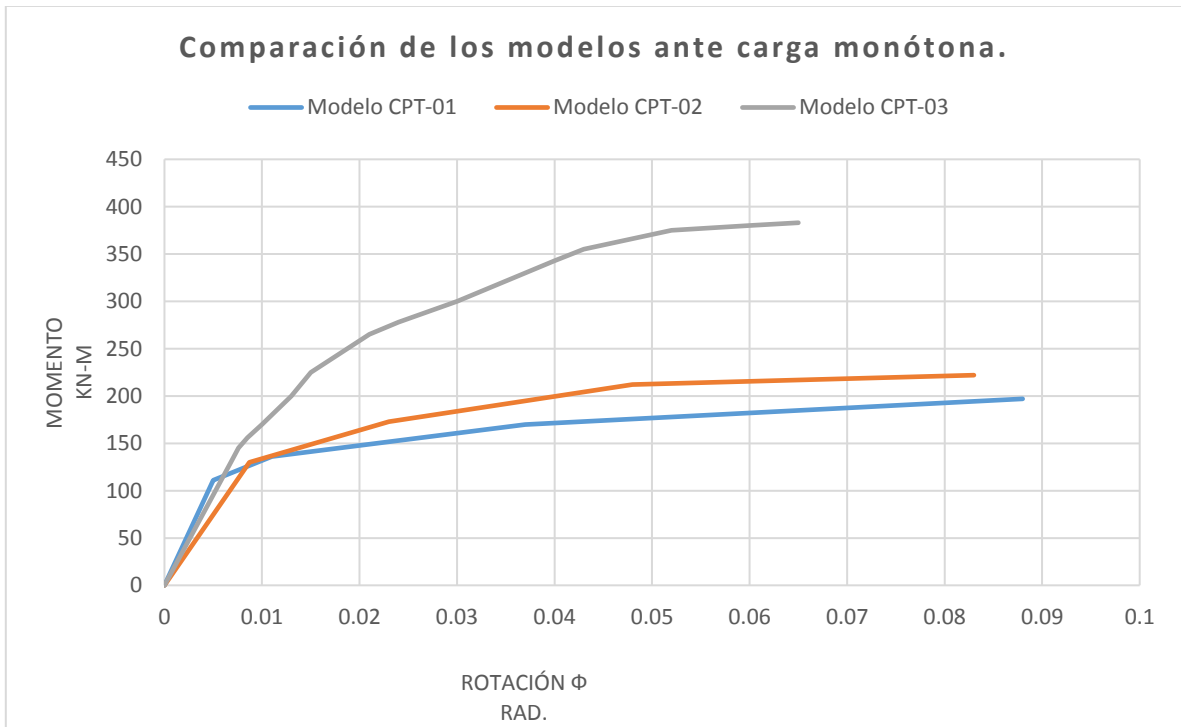


Fig. 7.21 Comparación del comportamiento de los tres modelos bajo carga monótona.

Respecto al comportamiento observado en los tres tipos de conexión, en general para los modelos CPT-01 y CPT-03 se observa una rigidez inicial muy parecida, lo que indica que están influidos en gran medida por la columna, puesto que ambos modelos poseen placas de continuidad. En cuanto al momento último desarrollado, solo hay un incremento de aproximadamente el 10%; además de que el modelo más sencillo obtuvo una ductilidad mayor pero soportando un menor valor de momento. En aspectos generales ambos modelos mostraron un comportamiento muy similar.

En la respuesta de los modelos también se observa básicamente un comportamiento bilineal, a excepción clara del modelo CPT-03. Esto debido a las características de la conexión, pues se puede observar que las rotaciones en la conexión están influenciadas por el efecto de flexión en la viga (desplazamiento). Así como también, la acumulación principal de daño en la conexión *viga-viga* que se encuentra un poco alejada de la columna y muestra un tipo de falla distinto. Ahora, basándose en las rotaciones que el modelo soportó, para el rango elástico rotó casi el doble que los demás modelos, esto debido a que todo el daño e influencia de la rotación radicó en la viga, donde se podría decir que desarrolló una articulación plástica alejada de la conexión *viga-viga*. Aun así, la determinación de la conexión no fue más allá de soportar rotaciones inelásticas, pero soportando un índice de momentos considerable, ya que la principal justificación sería la absorción de trabajo en la conexión de la *placa tope* extendida sobre la viga.

Destacando una limitante del objetivo de este trabajo, es determinar por medio de este tipo de análisis, el grado máximo de momentos generados en las conexiones, de ahí la incorporación de estos valores en el desarrollo probabilístico posterior. Dado que sólo se desea tomar valores de momentos máximos generados ante este tipo de carga, resulta conveniente no extender aspectos significativos que involucren otras envolventes.

### 7.3.1 Comportamiento cíclico observado.

Respecto al comportamiento cíclico de las conexiones, éste será evaluado con base en las rotaciones y capacidad de los elementos que éstas desarrollen. Las curvas *momento-rotación* servirán para clasificar las conexiones de una mejor manera, respecto a su comportamiento; y posterior análisis probabilístico. Según la normatividad del AISC, se sugiere un límite dentro del comportamiento histerético de las conexiones, el cual queda señalado por el 80% del momento plástico teórico ( $M_{pAISC}$ ) ya obtenido con anterioridad. A partir de ahí, se llega a una mejor interpretación del momento y rotación plástica del comportamiento histerético de los modelos. De la Fig. 7.22 a 7.24 se muestran las curvas ante carga cíclica de las conexiones en estudio.

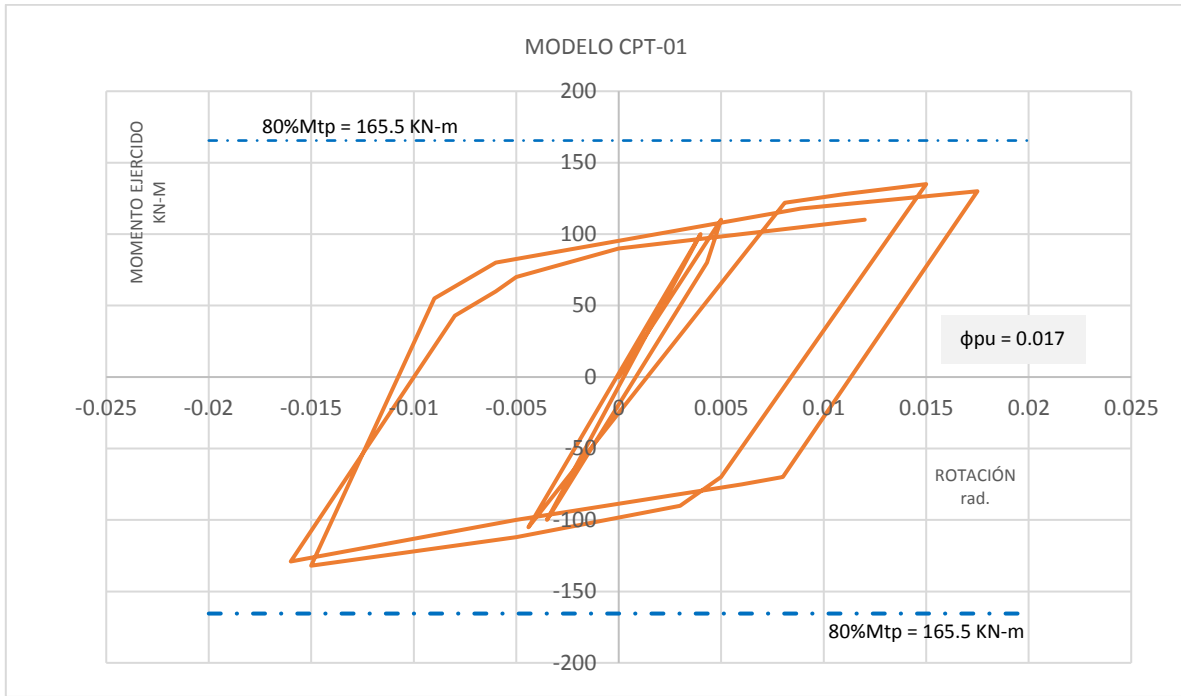


Fig. 7.22 Comportamiento cíclico del modelo CPT-01.

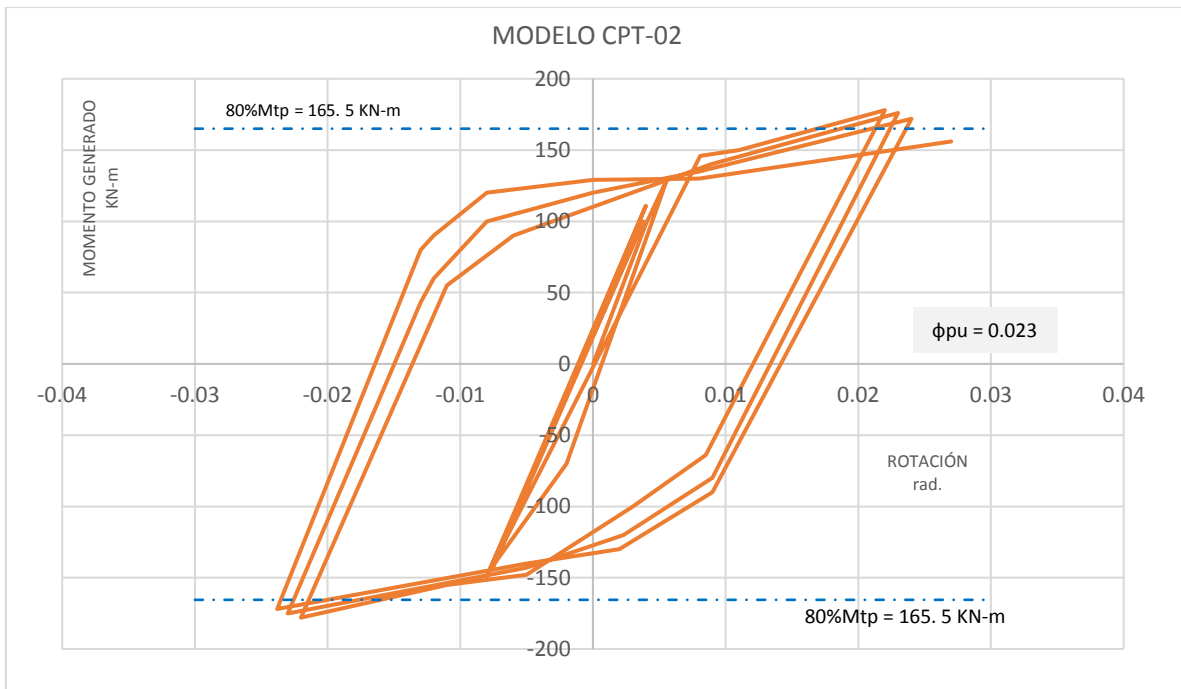


Fig. 7.23 Comportamiento cíclico del modelo CPT-02.

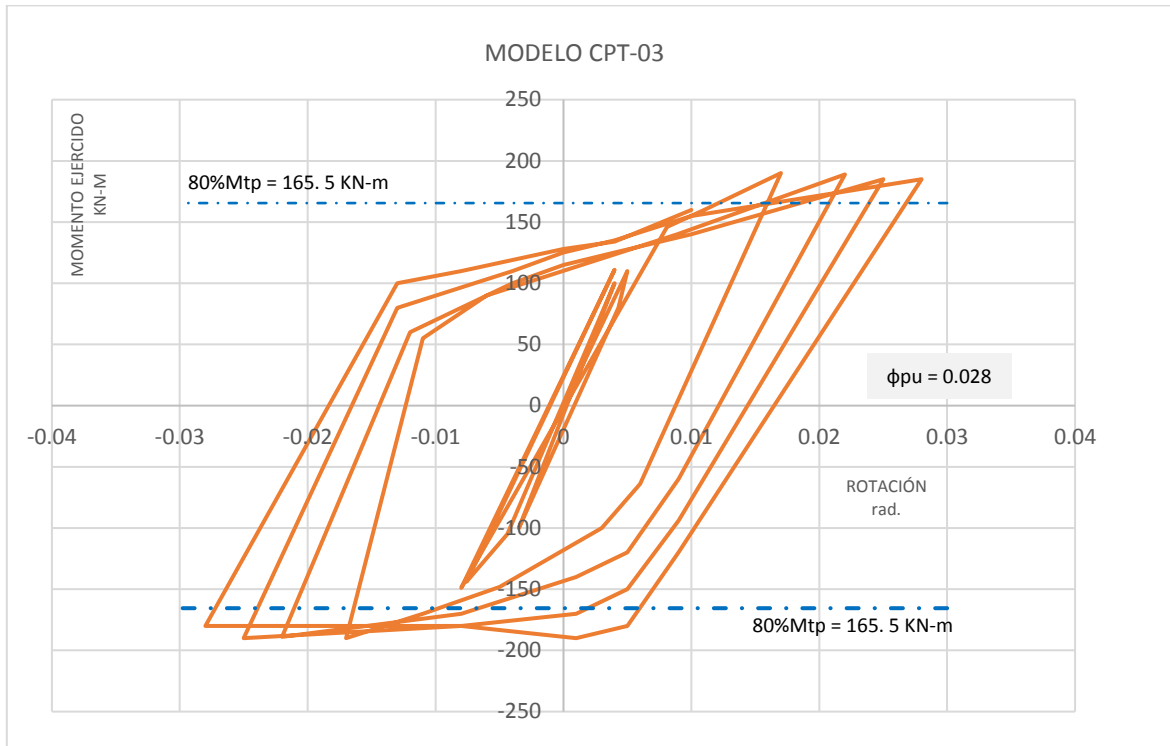


Fig. 7.24 Comportamiento cíclico del modelo CPT-03.

Para los modelos analizados bajo carga cíclica, se observa un buen comportamiento en los ciclos que desarrollaron para la parte elástica. Debido a que desarrollaron rotaciones no mayores a 0.01 radianes, indicando que en ese rango se tiene un desempeño deseable de la conexión para un nivel de ocupación inmediata.

Por otro lado, se puede hacer mención de la tipología que dicta el *AISC*, acerca de la identificación que pudieran tener las conexiones respecto a los conceptos de *Marcos Intermedios de Momento* y *Marcos Especiales a Momento*, donde los primeros tienden ser cuando se registra una rotación inelástica igual o mayor que 0.02 rad., mientras que el segundo grupo exige una rotación inelástica mayor o igual a 0.04 rad. Así, se determina que los modelos CPT-02 y CPT-03 son incluidos en el primer grupo.

Cabe hacer mención que el modelo CPT-01 no registró un gran alcance de rotación ni de disipación energética en el rango inelástico, debido a la sencillez de la conexión y su pronta falla aun en el rango elástico para este tipo de carga cíclica. Sin embargo, los modelos restantes presentaron un mejor comportamiento, con disipación de energía aceptable y una rotación reconocida en el rango elástico.

En cuanto a los modelos CPT-02 y CPT-03, clasificados como aptos para su uso en marcos intermedios de momento debido a las rotaciones alcanzadas en el rango plástico menores a 0.04. Se observa que mostraron una capacidad similar en el rango elástico en comparación con la capacidad de la viga. Sin embargo, en el rango plástico tuvo ligeramente

un mejor desempeño el modelo CPT-03, incrementando su capacidad en poco más del 10% por encima del modelo CPT-02, el cual incluso desarrollo pocos ciclos de carga, ya que posiblemente fue debido a una falla prematura de alguno de sus elementos.

El modelo CPT-02 está clasificado dentro de marcos intermedios a momento, sin embargo tuvo un comportamiento muy al límite y por lo consecuente frágil, observado en los pocos ciclos desarrollados.

Los valores máximos desarrollados a través de los análisis anteriores, quedaron registrados para ambos tipos de patrones de carga; las cantidades extremas de los momentos y rotaciones registradas se muestran en la Tabla 7.3. No obstante, en apartados posteriores se efectuaran análisis complementarios para un mejor enfoque a la simulación de patrones de falla y reparación en las conexiones.

Tabla 7.3 Valores máximos de momentos y rotaciones respecto a cada tipo de carga.

MODELO DE CONEXIÓN	CARGA MONÓTONA			CARGA CÍCLICA		
	Momento Máximo		Rotación	Momento Máximo.		Rotación
	KN - m	Tn - m	Rad.	KN - m	Tn - m	Rad.
<b>CPT-01</b>	197.89	20.19	0.087	131.12	13.37	0.017
<b>CPT-02</b>	219.45	22.39	0.083	172.34	17.58	0.023
<b>CPT-03</b>	372.11	37.97	0.065	185.78	18.95	0.028

Respecto a los valores mostrados en la Tabla 7.3, se seleccionarán los momentos efectuados por el tipo de carga cíclica, ya que esta presenta un panorama más diverso respecto a los desplazamientos y las condiciones que presentaría la estructura. Dado lo anterior, los valores máximos presentados serán seleccionados para desarrollar el siguiente apartado de análisis a este trabajo.

### 7.3 Análisis probabilístico de las alternativas de conexión.

#### 7.3.1 Distribución de probabilidad para índices de resistencia.

Conforme al paso del tiempo los posibles resultados de un fenómeno aleatorio pueden ser identificados numéricamente de un modo natural o artificial, teniendo casos asociados respecto al margen de incertidumbre y nivel de seguridad que la estructura en estudio pueda presentar, al ser sometida ante un sistema de cargas sísmicas, como en este trabajo. Al obtenerse una función conocida como variable aleatoria, formalmente se asocia con una regla que pueda identificar eventos en un espacio muestral.

Tal es el caso de los valores obtenidos en la Tabla 7.3, valores de momentos máximos que pudieran soportar las conexiones trabajando en un ambiente diseñado para su propósito; Así también, es importante hacer mención de los valores de demanda que pudieran surgir a partir de condiciones variables que la estructura pudiera presentar por

eventos externos a su sistema; tal es el caso de demandas sísmicas mediante valores numéricos representados como elementos mecánicos que generaría tal evento. Básicamente una regla que describiría estas medidas de probabilidad asociadas con valores de resistencia y demanda, se le conoce como *distribución de probabilidad*.

Al incorporarse dentro de esta investigación, la obtención de estas variables aleatorias será asociada conforme al desempeño que ésta generaría al someterla a distintos eventos sísmicos, para ello se hace la utilización de conceptos numéricos (media, coeficientes de variación y desviación estándar) básicos que son los parámetros de la *distribución de probabilidad*.

Cabe señalar que en el campo estructural, una de las medidas de seguridad empleadas más importantes es el margen de seguridad, como fue mencionado anteriormente, ya que pudiera definirse como la diferencia entre la capacidad del sistema  $R$  y la demanda  $Q$  que se le genera a este, (Ec.7.1). Así, la finalidad del análisis para estos sistemas determinados, es la obtención numérica que complementa a la confiabilidad, la *probabilidad de falla* (Ec. 7.2), donde la resistencia no es suficiente en el sistema y tiende a ser menor que la demanda. Tratando este procedimiento como un objetivo primordial en este trabajo.

$$M_{sec} = R - Q \quad [Ec. 7.1]$$

$$P_f = P (R < Q) \quad [Ec. 7.2]$$

La media ( $\mu_R$ ) o valor esperado es el promedio pesado de los valores que puede tomar la variable aleatoria. En el caso del presente estudio, hasta esta etapa, se tienen valores numéricos asociados a la resistencia que generan las conexiones estudiadas, como se mencionó anteriormente, tratándose de los valores establecidos en la Tabla 7.4.

Tabla 7.4 Definición del valor esperado en resistencia ( $\mu_R$ ) en las conexiones.

MODELO DE CONEXIÓN	MOMENTOS MÁXIMOS [ $\mu_R$ ]	
	KN - m	Tn - m
CPT-01	131.12	13.37
CPT-02	172.34	17.58
CPT-03	185.78	18.95

Continuando con la descripción de la distribución de probabilidad asociada a este tipo de valores de resistencia, se fundamentan elementos restantes para su correcta ejecución de cálculo. Teniendo en cuenta que la distribución de probabilidad a considerar para niveles de resistencia será la *distribución lognormal*; ya que este tipo de probabilidad es la más conocida e inherente a estudios (De León, 2010). Existiendo parámetros a considerar para

este tipo de distribución, como son la *desviación estándar* ( $\sigma_R$ ), representada conforme a la Ec. 7.3; y un *coeficiente de variación* ( $CV_R$ ) con valor numérico igual a 0.1. Dada la existencia de análisis experimentales previos, aplicados a conexiones de acero atornilladas como el estudio de Carril, LaBoube y Yu en 1994 (con  $CV=0.10$ ), y de manera similar en un reporte por Hancock en 2001 (con  $CV=0.12$ ), los valores numéricos empleados en esta terminología convergen numérica y técnicamente, siendo admisibles para esta toma de decisión. Todo lo anterior referido a aspectos en resistencia de las conexiones. Así, con lo anteriormente mencionado, se obtienen los datos correspondientes para cada tipo de conexión estudiada, mostrando sus valores en la Tabla 7.5.

$$\sigma_R = \mu_R * CV_R \quad [\text{Ec. 7.3}]$$

Tabla 7.5 Valores definidos para la distribución normal en resistencias.

MODELO DE CONEXIÓN	MOMENTOS MÁXIMOS [ $\mu_R$ ]	COEFICIENTE DE VARIACIÓN. [ $CV_R$ ]	DESVIACIÓN ESTÁNDAR. [ $\sigma_R$ ]
	Tn - m		Tn - m
CPT-01	13.37	0.1	1.337
CPT-02	17.58	0.1	1.758
CPT-03	18.95	0.1	1.895

### 7.3.2 Distribución de probabilidad para índices de demanda.

Conforme a este apartado, se incorporaron distintos escenarios sísmicos que pudiera presentar la estructura ante tales eventos; la importancia de estos sucesos destaca la inevitable secuencia de cálculo más detallada y extensa, por ello los índices de demanda que exige el comportamiento estructural queda señalado conforme a la variación de la meseta o nivel máximo de aceleración sísmica en el espectro de diseño sísmico que está conformado por la normativa y formulación de las NTC-Sismo, 2004.

Debido a esto, el proceso de análisis que conlleva esta integración de modelo sísmico, se varió a partir del valor medio de la Ec. 7.4 respecto a un índice de variabilidad, también con *distribución lognormal*, pues necesariamente fue así como se realizaron diversos escenarios de eventos sísmicos (50 eventos diferentes), los cuales arrojan distintos valores numéricos respecto a un valor máximo de aceleración en el espectro.

$$\mu_{sismo} = a = 0.4g \quad [\text{Ec. 7.4}]$$

Respecto a lo anterior, el tipo de distribución seleccionada exige la utilización de parámetros diversos para conformar su respectiva distribución. Se añade un  $CV_Q = 0.3$

conforme a investigaciones previas (Rosenblueth, 1986). La formulación mencionada se describe de la Ec. 7.5 a 7.8.

$$CV_Q = 0.3 \quad [\text{Ec. 7.5}]$$

$$\sigma_{sismo} = \mu_{sismo} * CV_Q \quad [\text{Ec. 7.6}]$$

$$\zeta_{sismo}^2 = \text{Ln} \left( \frac{1 + \sigma_{sismo}^2}{\mu_{sismo}^2} \right) \quad [\text{Ec. 7.7}]$$

$$\lambda_{sismo} = \text{Ln}(\mu_{sismo}) - \frac{1}{2} \zeta_{sismo}^2 \quad [\text{Ec. 7.8}]$$

Con el uso de las Ecs. 7.5 a 7.8 se generaron 50 valores distintos de aceleración máxima  $a$  para la distribución indicada, donde cada valor aleatorio  $z$ , se obtiene a través de la ecuación 7.9.

$$a_z = e^{z * \zeta_{sismo} * \lambda_{sismo}} \quad [\text{Ec. 7.9}]$$

Por lo anterior mencionado, la generación de espectros de diseño sísmico fue nuevamente utilizando cada una de las aceleraciones máximas obtenidas anteriormente y la formulación dictada por la NTC-Sismo-04. Cabe señalar que haciendo mención de una aceleración máxima dentro del espectro de diseño, se hace referencia al valor del coeficiente sísmico  $c$ , ya que este valor sería el que mantiene la cobertura máxima del mismo espectro (meseta), cuando  $a = c$ , por tal motivo el valor que mantiene un cambio contrastante entre el conjunto de espectros es el coeficiente sísmico  $c$ . Explicado lo anterior, la generación de los 50 espectros de diseño sísmico se muestra en la Fig. 7.25.

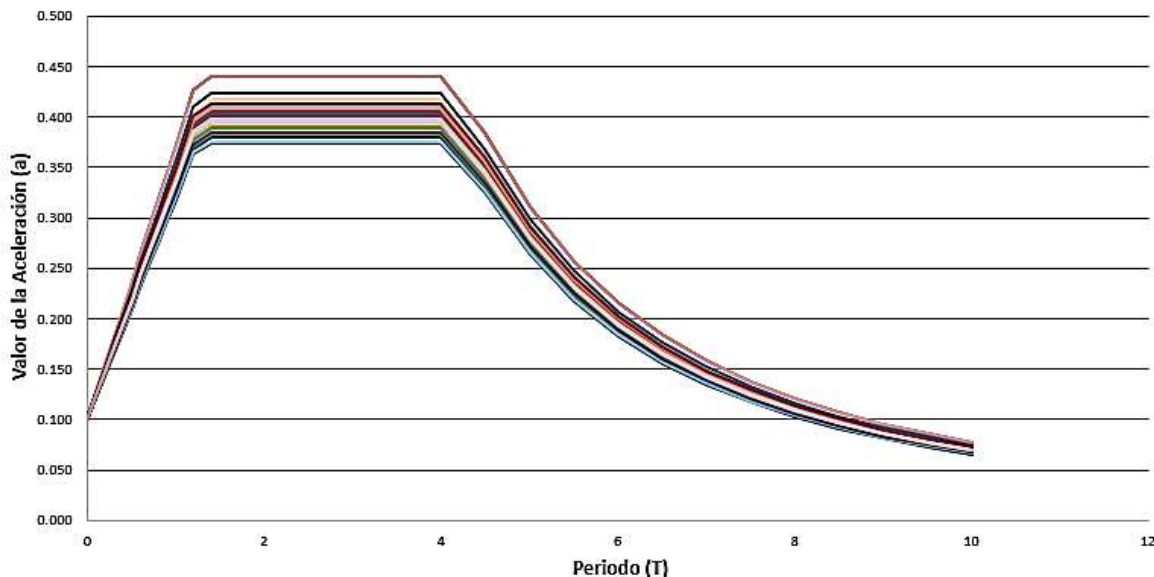


Fig.7.25 Generación de los 50 espectros de diseño de eventos aleatorios sísmicos.



Como se puede observar en la Fig. 7.25, existe una variabilidad poco diversa en los espectros de diseño; sin embargo, suele reconocerse que existe un valor sobresaliente entre todos los datos. Aun así se recomienda tomar todos los espectros generados para conformar distintos escenarios sísmicos. Para lo cual, se usa el programa *SAP2000* para el cálculo, integrando cada espectro sísmico el mismo número de veces que los valores aleatorios generados anteriormente. Empleando el mismo proceso de análisis 50 veces para el modelado principal a este trabajo, el del edificio completo, se usaron las mismas condiciones originales y frecuentando el uso de las cargas que demandarían a la estructura.

Nuevamente se generaron momentos máximos, para lo cual, la búsqueda en cada compilación que realizó el programa fue la misma, se efectuó el modelo principal a este trabajo, desarrollando así un registro sólo para los niveles donde se determinó el mayor número de conexiones críticas, conformando así valores inmediatos de momentos máximos para cada tipo de conexión. Los valores máximos determinados en cada proceso de análisis del programa respecto para cada tipo de conexión, se muestran en la Tabla 7.6. Posteriormente, con base en los registros que se obtuvieron de las demandas sísmicas generadas en las conexiones, se realizaron procedimientos probabilísticos para la determinación del valor de la media ( $\mu_Q$ ), y posteriormente el cálculo señalado a este apartado. Con la obtención de los valores numéricos hasta el momento, se prosigue con la determinación de las probabilidades de falla y reparación que pudieran tener los modelos de conexiones. Aplicando el procedimiento de *simulación por Monte Carlo*, será como se obtengan los índices de falla posteriormente.

Tabla 7.6 Momentos máximos obtenidos respecto a aceleraciones aleatorias (*SAP2000*).

Análisis	CONEXIÓN CPT-01 [ Tn-m ]	CONEXIÓN CPT-02 [ Tn-m ]	CONEXIÓN CPT-03 [ Tn-m ]
1	11.272	12.605	15.391
2	12.651	14.954	16.257
3	10.437	15.772	13.704
4	10.794	11.986	15.940
5	13.474	13.567	18.697
6	10.424	14.805	12.407
7	11.714	12.573	14.957
8	13.460	10.221	13.062
9	13.826	13.162	16.248
10	10.681	16.120	13.497
11	13.170	10.177	12.668
12	12.523	10.440	13.553
13	13.986	11.800	18.503
14	13.195	16.895	13.926

Tabla 7.6 Momentos máximos obtenidos respecto a aceleraciones aleatorias (SAP2000). Continuación.

<b>Análisis</b>	<b>CONEXIÓN CPT-01 [ Tn-m ]</b>	<b>CONEXIÓN CPT-02 [ Tn-m ]</b>	<b>CONEXIÓN CPT-03 [ Tn-m ]</b>
15	12.570	11.602	12.966
16	10.167	10.124	12.670
17	11.588	14.305	12.832
18	12.922	10.231	13.559
19	11.569	14.615	18.951
20	10.831	15.399	15.668
21	13.741	14.529	17.149
22	12.195	15.666	14.847
23	10.768	11.964	14.953
24	13.225	11.066	13.805
25	11.635	16.753	15.195
26	13.980	10.804	14.664
27	10.732	13.834	18.264
28	13.758	12.367	12.858
29	11.812	15.701	12.256
30	13.023	11.581	15.488
31	13.003	17.584	13.435
32	13.494	17.827	14.127
33	11.227	12.689	18.047
34	12.406	15.556	15.116
35	13.775	13.959	13.110
36	10.469	14.815	17.879
37	10.830	11.689	12.489
38	10.344	14.885	18.496
39	12.279	16.421	13.601
40	13.932	15.113	18.496
41	11.324	12.942	17.887
42	10.077	11.631	18.341
43	11.955	11.888	16.140
44	10.074	14.760	12.959
45	11.171	10.305	13.385
46	11.520	11.345	12.290
47	11.561	13.500	14.579
48	11.607	12.765	17.311
49	13.705	17.469	17.611
50	10.399	11.447	13.927

Ahora, ya obtenidos los valores anteriores, se realiza la determinación de la media respecto a la demanda sísmica  $\mu_Q$  que se le genera a cada conexión, para lo cual utilizando la formulación básica de probabilidad se tienen los valores medios correspondientes en la Tabla 7.7. Donde el valor del *coeficiente de variación*  $CV_Q$  es tomado en tomado en trabajos previos por Rosenblueth (1986).

Tabla 7.7 Obtención de los parámetros probabilísticos de demanda en las conexiones.

MODELO DE CONEXIÓN	MOMENTOS MÁXIMOS [ $\mu_Q$ ]	COEFICIENTE DE VARIACIÓN. [ $CV_Q$ ]	DESVIACIÓN ESTÁNDAR. [ $\sigma_Q$ ]
	Tn - m		Tn - m
<b>CPT-01</b>	12.03	0.3	3.609
<b>CPT-02</b>	13.49	0.3	4.047
<b>CPT-03</b>	15.08	0.3	4.524

Así, conforme lo obtenido con anterioridad, se realiza el procedimiento de *simulación por Monte Carlo* y se obtendrán las probabilidades de falla respecto a cada tipo de conexión, iniciando así un proceso adjunto para el tema de costos dentro de este trabajo de investigación.

### 6.5.3 Determinación de la probabilidad de falla.

Los procesos de simulación son una manera de reproducir los panoramas reales con base en una serie de hipótesis preconcebidas de la realidad, ya que este tipo de simulaciones puede realizarse en forma teórica o experimental. Se ejecutan usualmente, en forma numérica y, debido al enorme avance tecnológico que se ha desarrollado, han tenido además un mayor impacto y desarrollo. Dada la importancia de utilización en este trabajo, el concepto de simulación brinda un útil procedimiento para la determinación probabilística de las fallas en las conexiones, por lo consiguiente su uso aparte de práctico se vuelve esencial dentro de esta investigación.

Por otro lado, podemos decir que la simulación se usa esencialmente para predecir el desempeño o la respuesta de estructuras, como tal es el caso. Con base en un conjunto de parámetros o variables de diseño, este procedimiento deriva hacia una medida específica del desempeño o la respuesta de las conexiones estudiadas; ya que a través de estos procesos repetidas veces puede evaluarse el nivel de sensibilidad de los modelos. Incluyendo factores de costos, éste procedimiento pueden comparar diseños alternativos y óptimos, evaluando repeticiones de un proceso de simulación, usando en cada simulación, un conjunto de valores dada las variables aleatorias generadas de acuerdo a sus correspondientes distribuciones de probabilidad. Repitiendo el proceso, se obtiene una muestra de soluciones, donde cada una de ellas corresponde a un conjunto diferente de valores de las variables aleatorias. En este caso, los sucesos en que las conexiones puedan llegar a su falla o en determinado caso, repercutir en una reparación.

Dado que una muestra de *Simulación por Monte Carlo* (Fig. 7.26) es similar a una muestra de observaciones experimentales, puede representar el comportamiento de las conexiones estudiadas, en un panorama mixto de condiciones específicas que intervengan en su comportamiento.

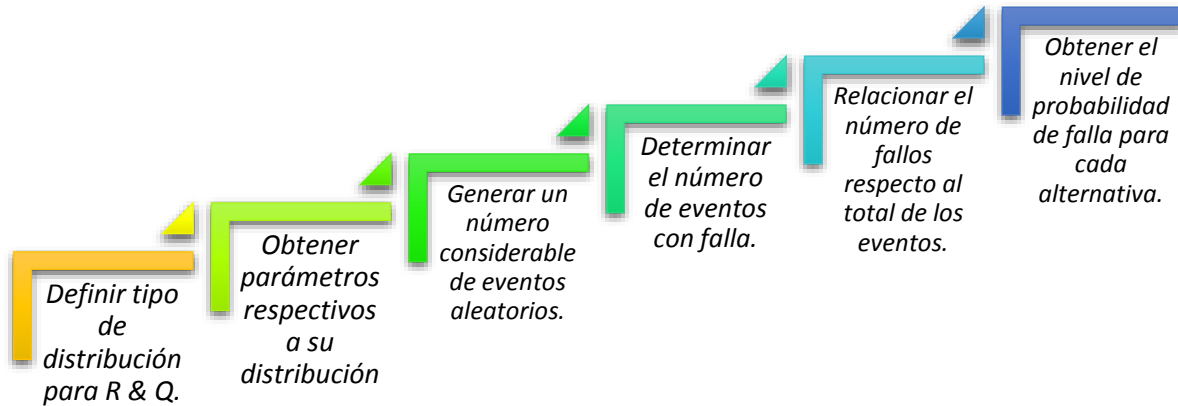


Fig. 7.26 Diagrama secuencial para la simulación por Monte Carlo.

Con base en lo anterior, se prosigue con la ejecución del procedimiento respecto a los datos obtenidos. Para ello, es necesario mencionar que la distribución de probabilidad que se usará en esta simulación respecto al índice de demanda, es de la misma manera tipo *lognormal*, tomando en cuenta una homogeneidad entre el uso de los valores numéricos tanto para resistencia y demanda sísmica, como se mostró anteriormente. Definiendo lo anterior, para el *índice de resistencias*, se tienen los datos ya mostrados en la Tabla 7.5, para lo cual, no existe ninguna modificación, sin embargo la generación de los valores necesarios para la simulación, hace notar un especificación acerca de la obtención de datos aleatorios  $X_i$  en base a su distribución indicada, utilizando las Ecs. 7.11 a 7.13, con subíndices correspondientes a resistencia  $R$  son generados los valores mencionados. Así también, la ejecución para este tipo de simulación, corresponde a un número determinado de eventos que pudiera generar una diferencia entre el tipo de desempeño que les corresponda, es decir, se derivará de estos datos (conforme a su distribución correspondiente), un número determinado de eventos sin falla y otro número determinado de eventos fallidos.

Para este trabajo de investigación se generaron 10 000 datos aleatorios que enfocarían al número de eventos registrados respecto al comportamiento de cada una de las conexiones, tomando esta cantidad debido a registros y simulaciones previas en este aspecto (De León, 2008). Así, se genera una relación entre el número total de eventos y el número de fallos que existieron. El *índice de falla* se describe en la Ec. 7.2, descrita anteriormente; donde muestra que cualquier evento con un nivel de resistencia menor a la de demanda detonaría de inmediato el concepto de FALLA. Dado lo anterior, se definiría un evento fallido en base al desempeño de cada conexión a simular.

Por lo tanto, es necesario mostrar que la Ec. 7.10, trataría de ser una condición lógica para efectuar lo contrario a lo antes mencionado, y registrar así una posible falla o no. Donde  $R_i$  y  $Q_i$  son la resistencia y demanda, respectivamente, dado un evento  $X_i$ .

$$R_i - Q_i \geq 0 \quad [\text{Ec. 7.10}]$$

La distribución para el *índice de demanda*, es la *distribución lognormal* utilizada para la demanda sísmica, mostrada anteriormente, por lo que resulta una modificación de subíndices correspondientes ahora a la demanda. Así, la obtención del evento  $X_i$ , dada una *distribución lognormal*, para índices de demanda  $Q$ , se expresa a partir de la siguiente formulación.

$$\zeta_Q^2 = \text{Ln} \left( \frac{1 + \sigma_Q^2}{\mu_Q^2} \right) \quad [\text{Ec. 7.11}]$$

$$\lambda_Q = \text{Ln}(\mu_Q) - \frac{1}{2} \zeta_Q^2 \quad [\text{Ec. 7.12}]$$

$$X_i = e^{z * \zeta_Q * \lambda_Q} \quad [\text{Ec. 7.13}]$$

Donde los valores de la *media de índice de demanda*  $\mu_Q$  y su *desviación estándar*  $\sigma_Q$ , son obtenidas en la Tabla 6.9. En efecto, la simulación para cada tipo de conexión es realizada, para ello, al momento de generar los 10 000 datos aleatorios o eventos (ya anteriormente justificados), se determina simultáneamente los datos y probabilidades aleatorias respecto a la formulación correspondiente para cada distribución de resistencia y demanda, generando así un número determinado de eventos fallidos principalmente a registrar. Añadiendo también un aspecto importante que envuelve este proceso, es el término de *Probabilidad de Reparación*, el cual se consideró que se presentaría un estado límite de reparación justo cuando se excediera el momento obtenido bajo esfuerzos permisibles en cada conexión, en este caso para cada evento generado; siendo estos umbrales correspondientes al 60% del índice de resistencia para cada una de ellas (De León, 2010). Al igual que la *probabilidad de falla* (Ec. 7.14), la *probabilidad de reparación* se obtiene con la Ec. 7.15.

$$P_f = \frac{\text{No. de Eventos Fallidos.}}{\text{No. de Eventos Generados.}} \quad [\text{Ec. 7.14}]$$

$$P_r = \frac{\text{No. de Eventos Reparables.}}{\text{No. de Eventos Generados.}} \quad [\text{Ec. 7.15}]$$

Resulta expansivo poder mostrar los 10 000 valores generados y analizados por cada simulación en esta investigación; debido a ello, sólo se mostrarán los valores recurrentes utilizados para cada simulación y su probabilidad de falla y reparación determinada.

Así, con los datos de probabilidades obtenidos, se procede a realizar el análisis de costos para cada tipo de conexión, incluyendo aspectos como costos por fatalidades, costos por pérdida de renta, entre otros descritos posteriormente. En las Tablas 7.8 a 7.10, se presentan los valores obtenidos conforme a cada simulación efectuada para cada tipo de conexión.

Tabla 7.8 Probabilidades de falla y reparación para el modelo CPT-01

CONEXIÓN CPT-01							
ÍNDICE DE RESISTENCIA			ÍNDICE DE DEMANDA				
Media [ $\mu_R$ ]	Coficiente de Variación [ $CV_R$ ]	Desviación Estándar [ $\sigma_R$ ]	Media [ $\mu_R$ ]	Coficiente de Variación [ $CV_R$ ]	Desviación Estándar [ $\sigma_R$ ]	$P_f$	$P_r$
Tn-m		Tn-m	Tn-m		Tn-m		
13.37	0.1	1.337	12.03	0.3	3.609	0.2732	0.4912
Eventos Generados		Eventos Reparables		Eventos Fallidos			
10 000		4 912		2 732			

Tabla 7.9 Probabilidades de falla y reparación para el modelo CPT-02

CONEXIÓN CPT-02							
ÍNDICE DE RESISTENCIA			ÍNDICE DE DEMANDA				
Media [ $\mu_R$ ]	Coficiente de Variación [ $CV_R$ ]	Desviación Estándar [ $\sigma_R$ ]	Media [ $\mu_R$ ]	Coficiente de Variación [ $CV_R$ ]	Desviación Estándar [ $\sigma_R$ ]	$P_f$	$P_r$
Tn-m		Tn-m	Tn-m		Tn-m		
17.58	0.1	1.758	13.49	0.3	4.047	0.1224	0.5934
Eventos Generados		Eventos Reparables		Eventos Fallidos			
10 000		5 934		1 224			

Tabla 7.10 Probabilidades de falla y reparación para el modelo CPT-03

CONEXIÓN CPT-03							
ÍNDICE DE RESISTENCIA			ÍNDICE DE DEMANDA				
Media [ $\mu_R$ ]	Coficiente de Variación [ $CV_R$ ]	Desviación Estándar [ $\sigma_R$ ]	Media [ $\mu_R$ ]	Coficiente de Variación [ $CV_R$ ]	Desviación Estándar [ $\sigma_R$ ]	$P_f$	$P_r$
Tn-m		Tn-m	Tn-m		Tn-m		
18.95	0.1	1.895	15.08	0.3	4.524	0.1766	0.6178
<b>Eventos Generados</b>		<b>Eventos Reparables</b>		<b>Eventos Fallidos</b>			
10 000		6 178		1 766			

### 7.3 Análisis de costos.

Al obtener los datos correspondientes a probabilidades de falla ( $P_f$ ) y probabilidades de reparación ( $P_r$ ), la secuencia de los métodos probabilísticos toman rumbo al intervenirlos en rasgos de costos, para lo cual algunos conceptos que involucran su manejo adecuado y óptimo definen algunos como son los costos de daños, que incluyen el costo de reparación y las pérdidas por las muertes potenciales, lesiones y la interrupción del negocio o del servicio (De León, 2010). Ya que el diseño de conexiones es basado en riesgo, abarca múltiples oportunidades que van desde la presentación al dueño de opciones que explícitamente incorporan medidas de riesgo, hasta la información del balance *costo-beneficio* que refleja los montos a pagar por seguridad contra los beneficios a recibir por concepto de una operación segura del edificio; pues estas modalidades permitirán al dueño o administrador, tomar decisiones informadas en el nivel de riesgo al cual las conexiones estarán expuestas y para que se tomen decisiones de diseño y mantenimiento sobre una base de nivel de riesgo que se considere adecuado.

Así también, estos análisis permiten relacionar el tamaño de la inversión de construcción o renta, respecto al beneficio que se obtenga por la operación de la estructura en condiciones confiables. Para lo cual, se estima que este tipo de procedimientos lógicos, tenga un efecto sobresaliente hacia la divergencia de la óptima utilización de tipología de conexiones en el edificio. Iniciando el procedimiento descrito anteriormente, el cálculo de costos para la elaboración de las conexiones, se tomó en cuenta la cantidad de material que lleva cada una; se calculó respecto a su configuración geométrica el valor correspondido de acero que lleva su elaboración, tanto el peso de placas, soldadura y tornillería; pues teniendo en cuenta que el precio unitario para la elaboración de conexiones con base en una lista de recopilación estadística de costos de mercado para obra pública, se seleccionó que el precio unitario para tal efecto es de \$30.<sup>37</sup>MX por kilogramo de acero A-36 (Tabulador de precios unitarios CDMX, 2016). Los volúmenes de material empleado para las conexiones son presentados en la Tabla 7.11.

Tabla 7.11 Volúmenes de material usados en conexiones.

Peso específico del acero. [kg/m <sup>3</sup> ]	Tornillería (peso por 100 piezas) [kg]	Volumen de placa tope. [m <sup>3</sup> ]	Volumen de Soldadura para placa tope. [m <sup>3</sup> ]	Volumen de placas de continuidad. [m <sup>3</sup> ]	Volumen de cartabones. [m <sup>3</sup> ]	Soldadura para placas de continuidad. [m <sup>3</sup> ]	Volumen de soldadura para cartabones. [m <sup>3</sup> ]
7850	10	0.00216	0.000144	0.0012	0.001	0.00008	0.00006

Respecto a cada configuración geométrica en las conexiones, variaba el peso total de acero que las constituía; para lo cual se realizó un registro similar para cada una de ellas; dado el peso correspondiente de acero empleado, se obtenía su costo total de elaboración, incluyendo también la cantidad de éstas respecto a su tipo en todo el edificio. En la Tabla 7.12 se presenta lo anteriormente descrito.

Tabla 7.12 Costos totales para cada tipo de conexión.

<b>CONCEPTO ED-20-110-1720</b> (Tabulador general para precios unitarios de Secretaría de Obras y Servicios. Marzo,2016)						
<b>Conexión entre elementos de acero a base de placa y perfiles de acero A-36, a cualquier altura.</b> Incluye: materiales, planos de taller, dimensionamiento, cartabones, cortes, perfilado, erección, presentación, punteo, soldadura E7018, tornillería, primario de taller y limpieza.						
Tipo de conexiones.	Precio Unitario Por Kg. [\$MX]	Peso por Conexión. [Kg]	Costo total de conexión. [\$MX]	Número de conexiones para cada tipo.	Costo total para cada tipo de conexión. [\$MX]	Momento máximo generado [Tn-m]
CPT-01	\$ 30.37	59.0784	\$ 1,794.21	480	\$ 861,221.28	12.03
CPT-02	\$ 30.37	75.7204	\$ 2,299.63	720	\$ 1,655,732.55	13.48
CPT-03	\$ 30.37	78.2952	\$ 2,377.83	720	\$ 1,712,034.16	15.08

Se puede observar que el comportamiento de aspecto monetario y de peso, va en incremento conforme al momento demandable que se le da a cada tipo de conexión, por lo consiguiente se puede entender que definiendo una tendencia casi lineal a este comportamiento, se puede determinar una función que cubra factores monetarios incluyendo características geométricas para cada conexión, respecto a los elementos mecánicos que demanda el comportamiento sísmico del edificio. Al determinar lo anterior, se añade el costo total de la estructura del edificio, pues señalando el costo de conexiones se sugiere como factor común; pues se añade al mismo tipo de construcción en acero que constituye el objetivo y estudio de esta investigación. Se determinó el costo total de la estructura, iniciando por la cantidad total de acero que demanda el diseño, y que por lo tanto incluyendo un precio unitario por kilogramo de acero; referido al concepto correspondiente se obtuvieron los valores indicados en la Tabla 7.13.



Dadas las características propias de todos los elementos estructurales, tanto vigas primarias y secundarias, columnas y contraventeos; se determinó la cantidad de obra que se demandaba respecto al diseño de edificio. Se obtuvo el producto entre el peso de la obra y el peso específico del acero utilizado se determinó el peso total del edificio.

Tabla 7.13 Costo total de la estructura del edificio.

<b>CONCEPTO EB-12-CB</b> (Tabulador general para precios unitarios de Secretaria de Obras y Servicios. Marzo,2016 Norma de Construcción de la Administración Pública de la Ciudad de México)						
<b>Suministro, fabricación, transporte y montaje de estructura metálica, formada con placas y perfiles de acero A-36.</b> <b>Incluye: los materiales, la mano de obra, trazo, corte, presentación, armado, soldado, esmerilado, limpieza, aplicación de pintura anticorrosiva, la maquinaria, la herramienta y el equipo necesario.</b>						
Peso específico del acero	Volumen total de acero.	Peso Total de la estructura.		Costo unitario por kg	Costo total de obra.	
		[kg]	[Ton]		[\$MX]	[MM\$MX]
[kg/m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[kg]	[Ton]	[\$MX]	[\$MX]	[MM\$MX]
7850	933.50	7 327 975	7 327.975	\$ 43.72	\$ 320 379 067	\$ 320.379

Los costos antes mostrados, hacen referencia al cálculo directo por medio de un tabulador de precios unitarios para la Ciudad de México, vigente hasta la fecha, el cual ejecuta de una manera rápida y general, el costo respectivo al edificio. Pues la incorporación de precios unitarios y generadores de obra corresponde a una magnitud de trabajo considerable hacia el enfoque mencionado, dado que ese no es uno de los objetivos primordiales de este trabajo de investigación, éste conllevaría extenso tiempo de trabajo.

Dados los resultados anteriores, son evaluados respecto a la formulación descrita en artículos de confiabilidad y costos, incluyendo aspectos complementarios para la determinación de la conexión óptima, pues para ello, se añade el uso y enfoque de factores monetarios consecutivos, como el número de pérdidas humanas y costos por pérdida de renta y utilidades del edificio, todo ello dado un evento sísmico. Así, de esta manera se despliega una conclusión acerca del valor óptimo de costos en cualquier tipo de conexión que genere un estado de confiabilidad aceptable y un valor monetario de igual categoría.

Descrito lo anterior, se desarrolla un proceso de cálculo que hace referencia a los costos por pérdidas humanas y rentabilidad del edificio; en base a ello, la conformación del estado de trabajo en conceptos de costos, toma un rumbo más consistente. Se sabe que las consecuencias de estas pérdidas en aspectos monetarios es evidente por eventos sísmicos previos, para lo cual, uno de los peores escenarios es donde se presenta primeramente la condición de falla en las conexiones y sus pérdidas humanas.

Cabe señalar que la probabilidad de falla para cada tipo de conexión, se verá afectada por una probabilidad externa, la cual representa la ocurrencia de un sismo con intensidad  $a = 0.4g$ ; esta probabilidad mantiene un valor constante a 0.0385, el cual ha sido obtenido en un análisis de un modelo de riesgo sísmico para la Ciudad de México con la misma intensidad correspondiente (De León y Reyes, 2011). Así la obtención de la probabilidad incondicional de falla queda representada por la ecuación 7.16.

$$P_{i,f} = P_{a=0.4g} * P_{c,f} \quad [\text{Ec. 7.16}]$$

Indicando ahora que el valor de la probabilidad de falla condicional ( $P_{c,f}$ ), son las probabilidades de falla mostradas en las Tablas 7.8 a 7.10, respectivamente para cada tipo de conexión. Así, afectando el valor de las probabilidades condicionales de falla para cada conexión por la probabilidad de ocurrencia del sismo ( $P_{a=0.4g}$ ), resultan las probabilidades incondicionales de falla, las cuales son mostradas en la Tabla 7.14.

Tabla 7.14 Probabilidades incondicionales de falla para los tres tipos de conexión.

Tipo de conexión.	Probabilidad condicional de falla. [ $P_{c,f}$ ]	Probabilidad de ocurrencia de un sismo con intensidad $a = 0.4g$ [ $P_{a=0.4g}$ ]	Probabilidad incondicional de falla. [ $P_{i,f}$ ]
CPT-01	0.2732	0.0385	0.0105
CPT-02	0.1224		0.0047
CPT-03	0.1766		0.0067

Ya determinadas las probabilidades “absolutas” de falla para cada tipo de conexión, se inicia el análisis de costos de fatalidades debido al evento sísmico considerado, representada por la Ec. 7.17. Para ello, se determina el número esperado de fatalidades o pérdidas humanas debido al evento sísmico correspondiente ( $N_D$ ), quedando en función del área total a lo largo del edificio ( $A_t$ ) y los valores constantes enfocados a base de un ajuste de datos de edificios colapsados en el sismo de la Ciudad de México en 1985 (De León, 2007).

$$N_D = 45.48 + 5.53 \left( \frac{A_t}{1000} \right)^2 \quad [\text{Ec. 7.17}]$$

Así, obteniendo resultados numéricos, el valor del área total a lo largo del edificio resulta de la Ec. 7.18.

$$A_t = 11 \text{ niveles } (51.84 \text{ m}^2) = 27\,941.76 \text{ m}^2 \quad [\text{Ec. 7.18}]$$

Por lo consiguiente, por medio de la Ec. 7.19, el número esperado de fatalidades es:

$$N_D = 45.48 + 5.53 \left( \frac{27\,941.76 \text{ m}^2}{1000} \right)^2 = 88.66 \sim 89 \text{ muertes} \quad [\text{Ec. 7.19}]$$

Ahora, para la determinación de los costos por fatalidades, dependiendo de la probabilidad incondicional de falla para cada tipo de conexión correspondiente, se tiene la expresión 7.20.

$$E[C_{fat}] = 8.29 * P_{i.f} * N_D \quad [\text{Ec. 7.20}]$$

Conforme a análisis de costos previos por De León (2007), quedó determinado el valor monetario por cada pérdida de vida igual a 8.29 MM\$USD (millones de dólares). Es así que se obtienen respecto a cada tipo de conexión el costo de fatalidades correspondientes, mostradas en la Tabla 7.15.

Tabla 7.15 Costo por fatalidades respecto a cada tipo de conexión. (en millones de pesos MX y dólares USD).

Tipo de conexión	Costo por fatalidades. $E[C_{fat}]$	
	MM\$USD	MM\$MX
<b>CPT-01</b>	\$ 7.73	\$ 154.63
<b>CPT-02</b>	\$ 3.46	\$ 69.27
<b>CPT-03</b>	\$ 4.99	\$ 99.95

Como se puede observar en la Tabla 7.15, el comportamiento de los costos cae en beneficio de la segunda tipología de conexión, ya que conforme se van obteniendo los valores numéricos asociados a este tipo de aspectos, se va fortaleciendo la toma de decisión respecto a la opción óptima que sugiere el tipo de análisis correspondiente. Por ahora, el enfoque se dirige hacia los costos de pérdidas por rentabilidad del edificio, como se muestra posteriormente.

El cálculo de los costos por pérdida de rentabilidad queda asociados por el precio de renta que mantiene el inmueble. En este trabajo de investigación, se consideró la zona III<sub>c</sub>, para lo cual se desarrolló un estudio de mercado para determinar el valor promedio en que se valúa este tipo de inmueble destinados a oficinas, en la zona metropolitana de la Ciudad de México, en los alrededores de la delegación Cuauhtémoc. Así, el valor destinado a este concepto queda valuado por \$380.00MX el metro cuadrado, mensualmente. (www.lamudi.com.mx/ciudaddemexico)

Por lo tanto, ya teniendo el valor total del área del edificio ( $A_t$ ), se puede determinar la pérdida de rentabilidad por un año del inmueble a través de la Ec. 7.21 y mostrando su valor en la Tabla 7.16.

$$E[C_{ren}] = \$380^{00} * A_t * 12 \text{ meses} \quad [\text{Ec. 7.21}]$$

Tabla 7.16 Costos por pérdida de rentabilidad. (en millones de pesos MX y dólares USD).

<b>Costo por pérdida de rentabilidad.</b>	
<b><math>E[C_{ren}]</math></b>	
<b>(por 1 año)</b>	
MM\$USD	MM\$MX
<b>\$ 6.37</b>	<b>\$ 127.41</b>

El costo total por daños en las conexiones en la estructura se aproxima al recaudar los costos diversos que genera cada tipo de conexión debido al evento sísmico. En la Tabla 7.17 se muestran los costos totales generados externamente por daño al edificio.

Tabla 7.17 Costos por daños para cada tipo de conexión. (en millones de pesos MX y dólares USD)

<b>Tipo de Conexión.</b>	<b>Costos por fatalidades.</b> <b><math>E[C_{fat}]</math></b>		<b>Costos por pérdida de rentabilidad.</b> <b><math>E[C_{ren}]</math></b>		<b>Costo de la conexión.</b> <b>(En caso de pérdida total).</b> <b><math>E[C_{con}]</math></b>	
	MM\$USD	MM\$MX	MM\$USD	MM\$MX	MM\$USD	MM\$MX
<b>CPT-01</b>	\$ 7.73	\$ 154.63	\$ 6.37	\$ 127.41	\$ 0.043	\$ 0.86
<b>CPT-02</b>	\$ 3.46	\$ 69.27	\$ 6.37	\$ 127.41	\$ 0.083	\$ 1.65
<b>CPT-03</b>	\$ 4.99	\$ 99.95	\$ 6.37	\$ 127.41	\$ 0.085	\$ 1.71

La suma de los daños mostrados en la Tabla 7.17, forman los costos por daños en el edificio  $E [C_D]$ , que son función del costo inicial del mismo. El costo inicial  $C_i$  puede quedar en términos indiferentes de costos, es decir, podría quedar un valor literal que pueda representar el costo inicial correspondiente, sin embargo, los costos procedentes de daños son los que realmente detonan una mayor importancia para este tipo de análisis de confiabilidad. Dado que el costo del ciclo de vida puede ser determinado por la ocurrencia del sismo de diseño y consecuentemente la pérdida total del edificio, los costos analizados han sido desarrollados a partir de simulaciones que puedan representar un panorama realista al ciclo de vida de la estructura, apegándolos al daño total en las conexiones. Los costos totales próximos a este evento para cada tipo de conexión estudiada, se presentan en la Tabla 7.18.

Tabla 7.18 Costos totales del edificio respecto a cada tipo de conexión. (en millones de pesos MX y dólares USD).

Tipo de conexión.	Costo inicial del edificio. $E[C_i]$		Costos generados por daño al edificio. $E[C_D]$		Costos Totales representativos al Ciclo de vida del edificio, por daño total en las conexiones. $E[C_T]$	
	MM\$USD	MM\$MX	MM\$USD	MM\$MX	MM\$USD	MM\$MX
CPT-01			\$ 14.14	\$ 282.90	\$ 30.16	\$ 603.28
CPT-02	\$ 16.02	\$ 320.38	\$ 9.91	\$ 198.34	<b>\$ 25.93</b>	<b>\$ 518.72</b>
CPT-03			\$ 11.45	\$ 229.08	\$ 27.47	\$ 549.46

#### 7.4 Discusión de resultados.

Dada la comparación de los costos mostrados en la Tabla 7.18, se observa que el costo óptimo debido al daño total en las conexiones del edificio, resulta ser la segunda alternativa de conexión (CPT-02). Además, el incluir aspectos diversos sobre el daño total del edificio son bastos, es decir, no necesariamente el daño en las conexiones generaría la pérdida total del edificio; para lo cual, la representación en daños en conexiones queda envuelta en este trabajo de investigación.

##### ➤ Modelo de conexión CPT-01.

Dado el comportamiento sistemático de esta alternativa de conexión, dentro de un enfoque de análisis estructural al que se ejecutaron los tres modelos; esta alternativa de conexión demostró una inapropiada expectativa para su uso en el edificio, generando grandes demandas de carga, mantuvo el mayor índice de probabilidades de falla. Para lo cual, el tipo de esta conexión puede utilizarse en sistemas menos demandables y bajos en costos, pues a través del índice de falla, esta alternativa denotaba un costo muy elevado de fatalidades y creaba un valor muy elevado de costos de daños al edificio.

Esta alternativa no demandaba grandes costos de mano de obra, ni elementos mecánicos muy elevados, el criterio que sostuvo fue la baja capacidad que tenía al cubrir la demanda sísmica del edificio en comparación de las otras conexiones, para lo cual independientemente de los costos de rentabilidad, surgía un gran índice de fatalidades debido a número de eventos fallidos mediante la simulación por Monte Carlo, por lo tanto demuestra que este tipo de conexión no es la indicada para su empleo estructural en la configuración dada del edificio. Promoviéndola, tal vez para construcciones menos sobresalientes y con un modelo de riesgo sísmico no tan estricto.

➤ *Modelo de conexión CPT-02.*

Este modelo es el que representa una configuración más segura y rentable a la vez, pues determinó una considerable capacidad para su comportamiento a momento por el empleo de cartabones en su configuración estructural, debido a ello, el número de eventos fallidos en la simulación por Monte Carlo bajó considerablemente: alrededor de un 55% en comparación del número de fallas por la conexión CPT-01. Ésta conexión, además cubría un momento demandable mayor a la alternativa anterior y no produjo márgenes de fatalidades altas, por lo consiguiente los costos asociados a este concepto, no exigía un valor monetario alto.

Por otro lado, el costo de mano de obra que involucraba su configuración geométrica, a primer vistazo no pudiera ser tan rentable, pero considerando el número de conexiones de este tipo que conformaban al edificio, cubría una cantidad monetaria amplia, sin embargo, por su capacidad de absorber y disipar la energía sísmica, los costos por fallas y fatalidades acumulados por su empleo en el sistema, no eran expansibles; por lo tanto, independientemente del costo por pérdidas de rentabilidad, fue el óptimo a comparación de las otras dos alternativas estudiadas.

Se rescata también que el uso de esta alternativa de conexión en sistemas estructurales ampliamente definidos y con configuraciones más rigurosas, puedan cubrir de mejor manera ciertas expectativas con base en el comportamiento sísmico generado. Además de incluir una aspecto aceptable y primordialmente rentable.

➤ *Modelo de conexión CPT-03.*

Este modelo demostró un alto costo de mano de obra, ya que al tener la misma cantidad de conexiones que la alternativa CPT-02, generó un alto valor monetario en este aspecto. Así también, incluyendo los términos de probabilidades de falla, tuvo una alteración respecto a eventos fallidos en la simulación por Monte Carlo. Teniendo en cuenta la finalidad de la configuración de la *placa tope* extendida de la conexión viga-columna, es la de buscar un mecanismo de falla alejado de la conexión de los elementos.

Así, con esta definición, la disipación de energía en la conexión es muy buena, ya que puede ingresar de manera considerable al rango inelástico con rotaciones aceptables. Sin embargo, el daño generado va en aumento en los elementos, y debido a su índice de falla natural y costo elevado de mano de obra, el valor monetario para este tipo de conexión es muy poco deseable. No obstante, a comparación del modelo CPT-02, tuvo una diferencia mayor de probabilidades de falla, aproximadamente del 30%. Por lo anterior, se especula que el índice de falla entre estas conexiones, no se dispara y por lo consiguiente se sugeriría al igual que la conexión anterior es buena candidata a su uso en sistemas estructurales similares o más complejos, no incluyendo el mismo comentario hacia el enfoque de costos. Debido a la naturaleza de la conexión se esperaría un número mayor en cantidad monetaria del índice fatalidades y de costos por perdidas total o reparación de la propia conexión.

Como se ha demostrado anteriormente, cada descripción de las alternativas, el índice de falla para cada una de ellas tiene una diferencia que puede contrastar la toma de decisiones que exija el diseño de edificios de acero. Sin embargo, dentro del concepto de costos, se solicita una mayor iniciativa, pues indudablemente la rentabilidad e interpretación correcta del comportamiento del edificio, quedan en términos de la naturaleza y configuración estructural de las alternativas a emplear.

Descrito lo anterior se hace una comparativa gráfica entre lo demandable que resultan ser cada tipo de conexión, conforme a los costos analizados. Esta comparativa, se muestra en las Figs. 7.27 a 7.29, donde se complementan claramente los comentarios de los párrafos anteriores.

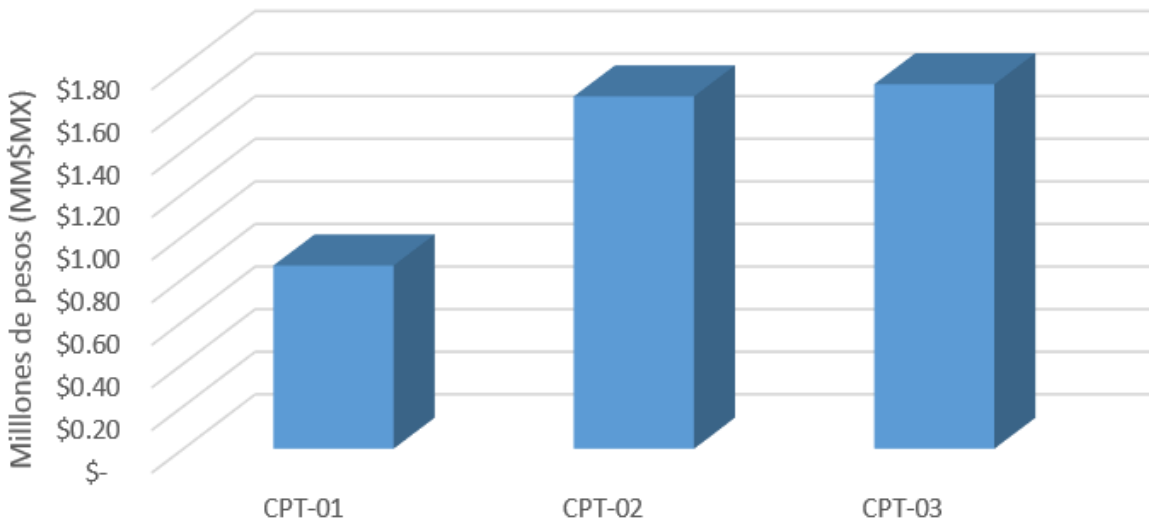


Fig. 7.27 Comparación de costos totales de mano de obra para cada tipo de conexión. (en millones de pesos \$MX).

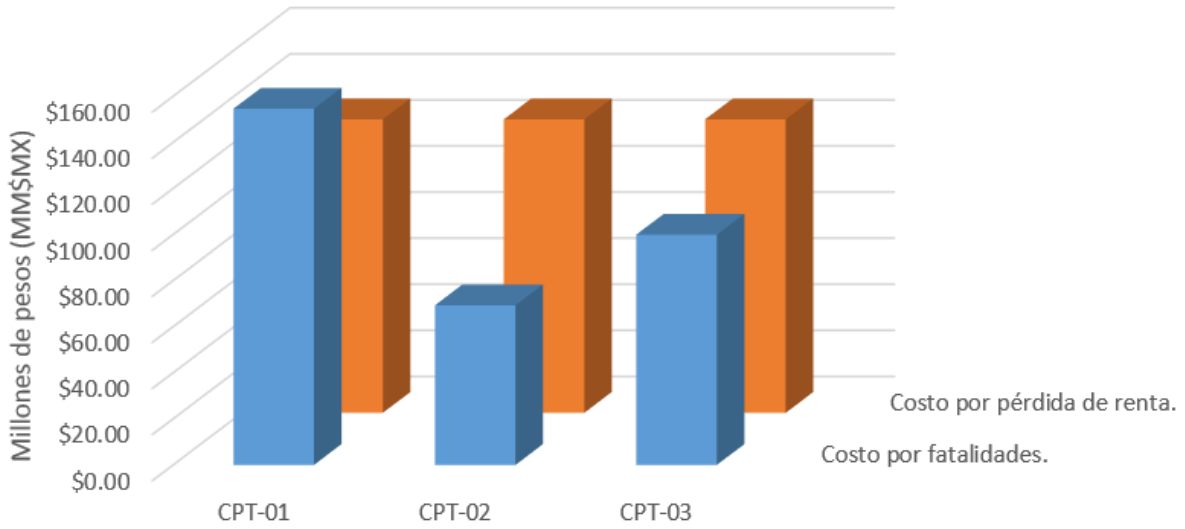


Fig. 7.28 Comparación de costos por fatalidades y pérdida de renta para cada conexión. (en millones de pesos \$MX).

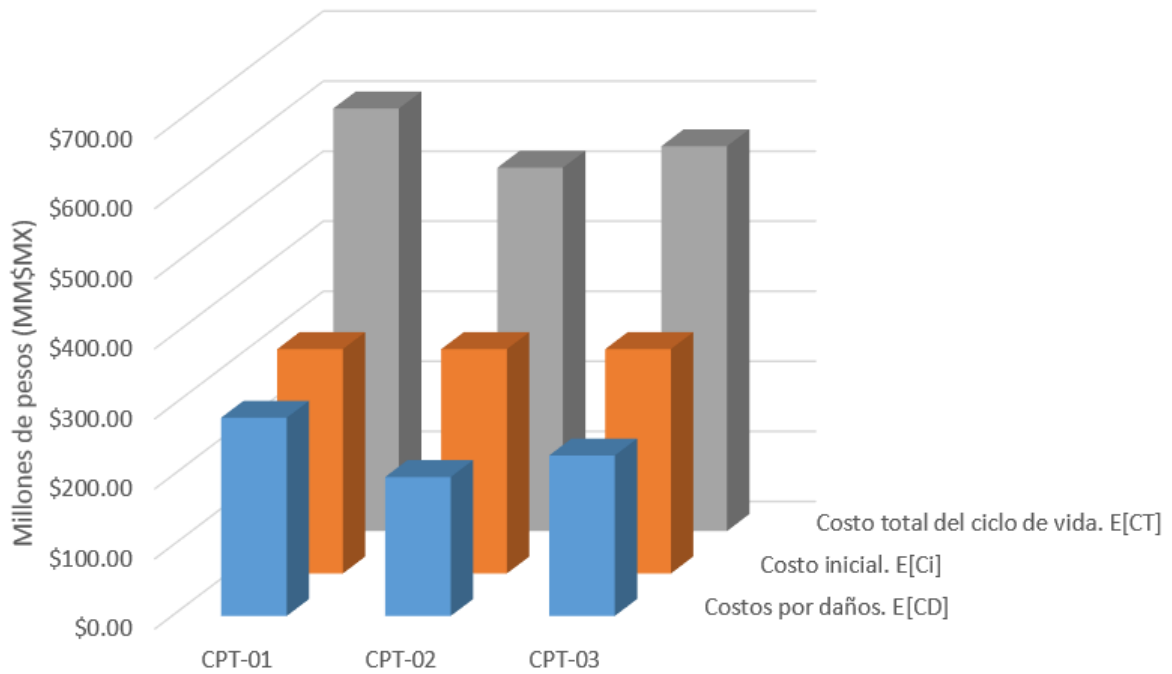


Fig.7.29 . Comparación de costos totales para cada conexión (en millones de pesos \$MX)





CAPÍTULO  
8

CONCLUSIONES.

## 8. Conclusiones.

De acuerdo a los resultados obtenidos a lo largo de este trabajo de investigación, se detallan las siguientes conclusiones. Cabe señalar que los resultados sugieren el desarrollo de estudios futuros donde el investigador interceda de manera sistemática para lograr generalizar los resultados hacia el diseño, revisión y análisis probabilístico de más tipos de conexiones usadas en México y de otros niveles de peligro sísmico.

Como puntos importantes que conforman las conclusiones de esta investigación se encontró que:

- ✓ Se implementaron métodos sencillos y prácticos de probabilidad para la determinación del diseño óptimo de conexión y dar así información monetaria acerca del comportamiento de éstas, incluyendo factores de rentabilidad, pérdidas humanas y costos de mano de obra; todo esto con base en el modelo de un edificio tradicional de acero desplantados en la zona metropolitana de la Ciudad de México.
- ✓ Respecto al análisis de costos, la conexión óptima para el sistema estructural modelado y estudiado es la alternativa CPT-02, la cual generó la menor pérdida respecto a niveles de fatalidades, pérdidas de renta y mano de obra. Se sabe que el comportamiento cíclico y momento demandable en esta conexión fue aceptable y primordialmente rentable debido al menor número de eventos de falla en la simulación por Monte Carlo.
- ✓ La alternativa CPT-01 es la menos compleja y protegida, tuvo el mayor índice de daño en comparación de las otras dos. Por lo tanto, el uso de elementos que puedan restringir el momento actuante en la conexión son fundamentales para un adecuado comportamiento de éstas en casos donde domine el momento. Así, los costos futuros pueden ser menores en tales casos.
- ✓ Se observa una correlación entre los conceptos de peso, precio y momentos de demanda en las conexiones, pese a la complejidad de su configuración. Debido a ello, pudiera generarse una función que cubra el costo de mano de obra en términos de peso y volumen de acero que conformen tales conexiones.
- ✓ En cuanto a los costos, la diferencia primordial entre las alternativas fueron los costos de mano de obra, los de pérdida de renta y de fatalidades. Esto debido a que intervienen dos aspectos importantes: la configuración y naturaleza de la conexión y el nivel de daño o de falla.
- ✓ La combinación de flexión y cortante es el modo de falla que rige el diseño de las alternativas de conexión para los casos tratados, así como para las condiciones sísmicas empleadas.

- 
- ✓ El uso de conexiones con *placa tope*, tal es el caso de este trabajo; tuvo observaciones donde su efecto de diseño y mano de obra requiere una importante inversión de costos, pero a la par, generaron una buena disipación de energía en el análisis de los modelos de conexión estudiados.
  - ✓ La utilización de cartabones dentro del diseño de conexiones viga-columna, puede producir un comportamiento más confiable y económico para el sistema estructural. Debido a ello, la cantidad monetaria que especifique el comportamiento de la conexión, produce también un mínimo índice de costos por fatalidades y daños en tales conexiones, generando así ahorros en el ciclo de vida del edificio y desarrollando un trabajo estructural más eficiente.
  - ✓ La eficacia de eslabones de daño en las vigas, como fue el caso de la *placa tope* extendida o alejada de la conexión viga-columna, muestra un buen comportamiento debido a la disipación aceptable de energía dinámica, al mismo tiempo de generar rotaciones admisibles, primeramente en la conexión entre *placas tope* donde el mayor daño es acumulado y no en la conexión entre elementos viga-columna. Esto produce una posible reparación de la viga y no una pérdida de rigidez primordialmente en la columna. Sin embargo, el empleo de esta técnica de diseño en conexiones trae como consecuencia un alto costo de mano de obra, aparte de la reparación que se le pudiera efectuar al elemento, por ello los costos por fatalidades y pérdida de renta aumentan como consecuencia del incremento en la probabilidad de falla asociada a este tipo de conexión.
  - ✓ El uso de distintas distribuciones de probabilidad intervienen en el refinamiento determinista del índice de daño o falla que se desee obtener, por medio del empleo de simulaciones. Para ello la selección adecuada de estas distribuciones, así como las de medias, desviaciones estándar, y coeficientes de variación respectivos son clave para determinar la tendencia del balance entre desempeño y costo.
  - ✓ Los resultados aquí presentados son útiles para el sitio y el riesgo considerado, ya que otras condiciones requerirán una adaptación de datos básicos como son: el tipo de riesgo sísmico, costos independientes y configuraciones distintas de conexiones resistentes a momento.
  - ✓ El uso de sistemas estructurales menos complejos, puede exigir una tipología de conexiones basadas en diseños propuestos para implementarlos a códigos o normas existentes. Dado lo anterior, se invita a corresponder el uso de conceptos de costos y diseño estructural, con base en el nivel de confiabilidad y términos monetarios que beneficien a la estructura.

### 8.1 Investigaciones futuras y prospectivas.

Referente a investigaciones y estudios futuros se recomienda:

- Realizar procedimientos similares a este, incluyendo diversos modelos de riesgo sísmico, para cubrir más zonas de diferentes intensidades sísmicas. Dado que en este trabajo se incluyó solamente una intensidad de  $a=0.4g$ , es recomendable extender el estudio para cubrir otras intensidades correspondientes, principalmente para la Ciudad de México y otras zonas sísmicas del país.
- Incluir una diversificación más compleja de conexiones resistentes a momento con variantes en los detalles de placas, como las de tope, que puedan generar recomendaciones prácticas generales para edificios de acero ante eventos sísmicos demandables en la ciudad. Así también, incluir otros elementos mecánicos o tipos de fallas que cubran el comportamiento de la estructura, e identificar su proceso de daño en la vida útil de ésta.
- Finalmente, añadir aspectos más detallados acerca de costos de reparación y condiciones de servicio en los estados límite de edificios. Dado esto, se esperaría determinar un mayor refinamiento en los costos generados por procedimientos descritos en este trabajo.

Con trabajos adicionales a este, los criterios generados pueden ser utilizados para la actualización de códigos de construcción, utilizados principalmente en la Ciudad de México, ampliando así un panorama de especificaciones basadas en riesgo y confiabilidad, dado cualquier sistema estructural.



CAPÍTULO  
9

REFERENCIAS.

**REFERENCIAS.**

AISC (2010), "Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications, Steel Design Guide", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

AISC (2010), "Steel construction manual", American Institute of Steel Construction, Chicago IL.

AISC (2010), ANSI/AISC 341-10. "Seismic provisions for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

AISC (2010), ANSI/AISC 358-10, "Prequalified Connections For Special And Intermediate Steel Moment Frames For Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

AISC (2010), ANSI/AISC 360-10, "Specification For Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

Aguirre C. y Carvajal J. (2010) "Diseño de Edificios de Acero Estructurados en Base a Marcos Rígidos Especiales", Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.

Ang A. H. y De León D. (2004) "Modeling and Analysis of Uncertainties for Risk-Informed Decisions In Infrastructures Engineering" *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 1, No. 1, pp: 19-31.

Ang A. H. y De León D. (1997) "Determination of Optimal Target Reliabilities for Design and Upgrading Of Structures", *Structural Safety*, Vol. 19, No. 1, pp: 91-103.

ANSYS 14.0 (2011a), Ansys Inc. Theory Reference.

ANSYS 14.0 (2011b), Ansys Inc. Contact Technology Guide.

Beedle, L.S. y Christopher, R. (1964), "Tests of Steel Moment Connections," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 1, No.4, pp. 116-125.

Bruneau M., Whittaker A. y Uang CH. M. (1998) "Ductile Design of Steel Structures", *McGraw Hill*. EUA.

Bursi, O.S. y Jaspart, J.P. (1998), "Basic Issues in the Finite Element Simulation of Extended End Plate Connections", *Computers and Structures*, Pergamon, Vol. 69, No.3, pp: 361-382.

Bursi, O.S., Ferrario, F. y Fontanari, V. (2002), "Non-linear of the Low-cycle Fracture Behaviour of Isolated Tee stub Connections", *Computers and Structures*, Vol. 80, pp. 2333-2360.

Carril, LaBoube y Yu (1994), "Tensile and bearing capacities of bolted connections", Center for Cold-Formed Steel Structures Library. Missouri University of Science and Technology. EUA.

Cinitha. A, Umesha. P. y Nagesh. R. (2012) "A Rational Approach for Fundamental Period of Low and Medium Rise Steel Building Frames" *International Journal of Modern Engineering Research*, CSIR, Structural Engineering Research Centre, India. Vol. 2, pp: 3340-3346.

Chasten, C.P., Lu, L.W. y Driscoll, G.C. (1992), "Prying and Shear in End-Plate Connection Design", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No.5, pp: 1295-1311.

- Cheng-Chih C, Chun-Chou L. y Chia-Liang T. (2004) "Evaluation Of Reinforced Connections Between Steel Beams And Box Columns" Department of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Taiwán.
- Choi, C.K. y Chung, G.T. (1996), "Refined Three-Dimensional Finite Element Model for End-Plate Connection", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 11, pp: 1307-1316.
- Crisfield, M.A. (2000), "Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. Vol. 1: Essentials", John Wiley & Sons, London, UK.
- De León D. (2005), "Curso: Decisiones sobre Seguridad Estructural de Instalaciones de Pemex con Base en Confiabilidad", Instituto Mexicano del Petróleo, Cd. del Carmen, Campeche, México.
- De León D. (2007), "Cost-Benefit Ratios for Risk Mitigation on Structures in Mexico", *Científica* Vol. 11, No. 3, pp: 107-111, ESIME-IPN. ISSN 1665-0654.
- De León D. (2008), "Curso: Decisiones sobre Seguridad Estructural con Base en Confiabilidad", Universidad Autónoma del Estado de México, Facultad de Ingeniería, Toluca, México.
- De León D., Reyes A. y González C. (2010), "Selección de Conexiones de Acero para Zonas Sísmicas con Base en Criterios de Confiabilidad", *CIENCIA Ergo Sum*, Vol. 1, pp: 43-50. Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca, México.
- De León D. y Reyes A. (2011), "Risk-Informed Selection of Steel Connections for Seismic Zones" *Revista Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- De León D., Reyes A. y Cheng Y.,(2013), "Probabilistic Assessment of Connections for Steel Buildings on Seismic Zones", *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 88 (2013), pp: 15–20.
- FEMA (2000a), FEMA-350, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, EUA.
- FEMA (2000d), FEMA-353, "Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment Frame Construction for Seismic Applications", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC. EUA.
- Ghobarah, A., Osman, A. y Korol, R.M. (1990), "Behavior of Extended End-Plate Connections under Cyclic Loading," *Engineering Structures, Elsevier Science*, Vol. 12, pp. 15-26.
- Ghobarah, A., Korol, R.M. y Osman, A. (1992), "Cyclic Behavior of Extended End-Plate Joints", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp: 1333-1353.
- Griffiths J. (1984), "End-Plate Moment Connections – Their Use and Misuse", *Engineering Journal*, AISC, First Quarter, pp. 32-34.
- Guo, B., Gu, Q. y Liu, F. (2006), "Experimental Behavior of Stiffened and Unstiffened End-Plate Connections under Cyclic Loading", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 9, pp: 1352-1357.
- Hancock G. (2001), "Strength of fillet and flarebevel Welded connections in 2.5mm Duragal@ Angle", Research Report No. R805. Centre for Advanced Structural Engineering. University of Sydney, Australia.

- IMCA, (2014), "Manual del Instituto Mexicano de Construcción en Acero, México.
- James R.J., Schaaf D. y Werncke G. (2008), "Finite Element Modeling for Reliability Evaluation of Fatigue Cracking at Welded Connections", ANATECH Corp., San Diego, CA, EUA.
- Johnson, D.H. (2002), "Principles of Simulating Contact between Parts using ANSYS", ANSYS World Users Conference.
- Kim, J., Yoon, J.C. y Kang, B.S. (2007), "Finite Element Analysis and Modeling of Structure with Bolted Joints", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 31, pp: 895-911.
- Kishi, N.M., Komuro, M.M. y Chen, W.F. (2004), "Four-parameter Power Model for M-OR Curves of End-Plate Connections", *Connections in Steel Structures V*, Amsterdam, June 3-4, 2004.
- Krishnamurthy, N. y Graddy, D.E. (1976), "Correlation between 2-D and 3-Dimensional Finite Element Analysis of Steel Bolted End-Plate Connections", *Computers and Structures*, Pergamon, Vol. 6, No.4-5, pp: 381-389.
- Kukreti, A.R. y Biswas, P. (1997), "Finite Element Analysis to Predict the Cyclic Hysteretic Behavior and Failure of End Plate Connections", *Computers and Structures*, Vol. 65, No.1, pp: 127-147.
- Li, Q; Ellingwood, B. (2008), "Damage Inspection And Vulnerability Analysis Of Existing Buildings With Steel Moment-resisting Frames" *Engineering Structures* Vol. 30, EUA.
- Mann, A.P. y Morris, L.J. (1979), "Limit Design of Extended End-Plate Connections", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 105, No.3, pp: 511-526.
- Meng, R. L y Murray, T. M. (1995), "Seismic Loading of Moment End-Plate Connections: Some Preliminary Results", *Third International Workshop on Connections in Steel Structures*, Trento, Italia.
- Murray, T.M. y Kukreti, A.R. (1988), "Design of 8-Bolt Stiffened Moment End Plates", *Engineering Journal*, AISC, Second Quarter, pp. 45-52.
- Nemati, N., Le Houedec, D. y Zandonini, R. (2000), "Numerical Modelling of the Cyclic Behaviour of the Basic Components of Steel End-Plate Connections", *Advances in Engineering Software*, Vol. 31, pp: 837-849.
- NERHP (2009), NIST GCR 09-917-3, "Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers", National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- Normas Técnicas Complementarias (2004), "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Rosenblueth E. (1986) "Optimum Reliabilities and Optimum Design", *Structural Safety*, Vol. 3, No.2, pp: 69-83.
- Oatis, D. (2007), "Analyzing Bolt Pretension in the ANSYS APDL Platform", *ANSYS Advantage*, Volume I, Issue 4, pp: 28-29.
- Ruiz, D. (2010), "Comportamiento de conexiones tipo placa tope bajo carga cíclica y monótona mediante análisis de elemento finito", Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.



Salmon, C. G. y Johnson J. E. (1990), "Steel structures. Design and behavior", Prentice Hall, 4a ed., New Jersey, EUA.

Shi, G., Shi Y. y Wang, Y. (2006), "Behaviour of End-Plate Moment Connections under Earthquake Loading", *Engineering Structures*, Vol. 29, pp: 703-716

Sumner, E.A. (2003), "Unified Design of Extended End-Plate Moment Connections subject to Cyclic Loading", Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia. EUA.

Tremblay, R., Bruneau, M., Nakashima, M., Prion H., Filiatrault, A. y Devall, R. (1996), "Seismic Design Of Steel Buildings: Lessons From The 1995 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe, Japan) Earthquake", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, pp: 727-756.

# APÉNDICE A.

La finalidad del Apéndice A, es la de mostrar la obtención del tipo de sección de la viga que se analizó en los modelos, y también la obtención de la capacidad de momento plástico de la viga según los distintos códigos de diseño que se utilizaron (*AISC* y *NTC-04*), dado que estos valores han sido necesarios para una identificación de la capacidad máxima de cada conexión para su posterior implementación en los procedimientos de cálculo probabilísticos., todo descrito en el capítulo 6 de este trabajo.

Asi también, se muestra de manera simple la obtención de la capacidad de momento plástico generado en la *placa tope*, considerando las diferentes configuraciones de cada tipo de conexión, y asi identificar la participación de este elemento conforme a la capacidad a momento que tienen.

DATOS DE LA VIGA (W356 x 50.6).

$$\begin{aligned}
 F_{yp} &:= 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & F_{up} &:= 4080 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & F_{yc} &:= F_{yp} & E &:= 210000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\
 t_{f\text{vig}} &:= 1.16 \text{ cm} & t_{w\text{vig}} &:= 0.72 \text{ cm} & d_{\text{vig}} &:= 35.5 \text{ cm} & b_{f\text{vig}} &:= 17.1 \text{ cm} \\
 h_{\text{vig}} &:= d_{\text{vig}} - (2 \cdot t_{f\text{vig}}) = 33.18 \text{ cm} \\
 S_{x\text{vig}} &:= 796 \text{ cm}^3 & Z_{x\text{vig}} &:= 895 \text{ cm}^3 & F_R &:= 0.9 & R_y &:= 1.5 \\
 \lambda_{\text{avig}} &:= \frac{h_{\text{vig}}}{t_{w\text{vig}}} = 46.083 & \lambda_{p\text{vig}} &:= \frac{b_{f\text{vig}}}{2t_{f\text{vig}}} = 7.371
 \end{aligned}$$

- Clasificación de la Viga.

#### ALMA DE VIGA

$$\begin{aligned}
 f_{\lambda_a} &:= \begin{cases} \text{"Sección sísmicamente compacta"} & \text{if } \lambda_{\text{avig}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}} \\ \text{otherwise} & \\ \begin{cases} \text{"Sección compacta"} & \text{if } \lambda_{\text{avig}} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}} \\ \text{otherwise} & \\ \begin{cases} \text{"Sección No compacta"} & \text{if } \lambda_{\text{avig}} \leq 5.60 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}} \\ \text{"Sección esbelta"} & \text{otherwise} \end{cases} \end{cases} \end{cases} \\
 f_{\lambda_a} &= \text{"Sección sísmicamente compacta"}
 \end{aligned}$$

Como el modo a flexión es el primordial en este estudio, se considera solamente la revisión de la viga, que pertenece como principal elemento en la naturaleza para cada tipo de conexión.

PATÍN DE VIGA

$$f_{\lambda p} := \begin{cases} \text{"Sección sismicamente compacta"} & \text{if } \lambda_{pvig} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}} \\ \text{otherwise} & \\ \begin{cases} \text{"Sección compacta"} & \text{if } \lambda_{pvig} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}} \\ \text{otherwise} & \\ \begin{cases} \text{"Sección No compacta"} & \text{if } \lambda_{pvig} \leq 0.58 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}} \\ \text{"Sección esbelta"} & \text{otherwise} \end{cases} \end{cases} \end{cases}$$

$$f_{\lambda p} = \text{"Sección sismicamente compacta"}$$

- Momento Plástico resistente de la Viga.

De acuerdo a las NTC-METÁLICAS 2004.

$$M_p := \frac{F_R \cdot Z_{xvig} \cdot F_{yp}}{100} = 19006.15 \text{ kg - m} < M_e := \frac{F_R \cdot (1.5 \cdot S_{xvig} \cdot F_{yp})}{100} = 27187.38 \text{ kg - m}$$

De acuerdo con el manual AISC-LRFD, para miembros a flexión.

$$M_{pa} := \frac{1.1 \cdot R_y \cdot (Z_{xvig} \cdot F_{yp})}{100} = 37361.775 \text{ kg - m} \quad M_{tp} := \frac{Z_{xvig} \cdot F_{yp}}{100} = 21110.4 \text{ kg - m}$$

Mostrando que el término  $M_{tp}$  corresponde al momento plástico teórico que dicta su correspondiente normativa, utilizado en el cuerpo del trabajo como índice del momento máximo limitante en la sección del comportamiento cíclico de las conexiones. Así también, la obtención para de los términos anteriores para todas las alternativas es la misma.

- Momento esperado en la placa tope.

Conexión CPT-01.

$$b_p := 20 \text{ cm} \quad p_{ff} := 5 \text{ cm} \quad g_1 := 10 \text{ cm} \quad p_{f0} := p_{ff}$$

$$h_0 := 34.4 \text{ cm} \quad h_1 := 23.2 \text{ cm} \quad t_p := 2 \text{ cm}$$

$$s_1 := 0.5 \cdot \sqrt{b_p \cdot g_1} = 7.071 \text{ cm}$$

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left[ h_1 \cdot \left( \frac{1}{p_{ff}} + \frac{1}{s_1} \right) + h_0 \cdot \left( \frac{1}{p_{f0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g_1} \cdot [h_1 \cdot (p_{ff} + s_1)] = 194.83 \text{ cm}$$

$$M_{pl} := \frac{F_{yp} \cdot t_p^2 \cdot Y_p}{100} = 19720.33 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Conexión CPT-02.

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left[ h_1 \cdot \left( \frac{1}{p_{ff}} + \frac{1}{s_1} \right) + h_0 \cdot \left( \frac{1}{p_{f0}} \right) \right] + \frac{2}{g_1} \cdot [h_1 \cdot (p_{ff} + s_1) + h_0 \cdot (p_{f0} + s_1)] = 325.22 \text{ cm}$$

$$M_{pl} := \frac{F_{yp} \cdot t_p^2 \cdot Y_p}{100} = 32911.43 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Adicionalmente este modelo requiere que se propongan cartabones, para los cuales se dimensionan bajo recomendaciones del AISC.

$$h_{st} := 10 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de cartabones. } L_{st} := \frac{h_{st}}{0.5773} = 17.322 \quad \text{se usa 20 cm}$$

$$\text{Espesor requerido. } t_{sr} := t_{wvig} \cdot \left( \frac{F_{yp}}{F_{yp}} \right) = 0.72 \quad \text{se usa 1 cm.}$$

Conexión CPT-03.

$$Y_P := \frac{b_p}{2} \cdot \left[ h_1 \cdot \left( \frac{1}{P_{ff}} + \frac{1}{s_1} \right) + h_0 \cdot \left( \frac{1}{P_{f0}} \right) \right] + \frac{2}{s_1} \cdot \left[ h_1 \cdot (p_{ff} + s_1) + h_0 \cdot (p_{f0} + s_1) \right] = 448.97 \text{ cm}$$

$$M_{pl} := \frac{F_{yp} \cdot t_p^2 \cdot Y_P}{100} = 45499.89 \text{ kg - m}$$

Dados los valores anteriores, son mostrados en la Tabla 6.2, para lo cual la obtención del momento generado en la placa de cada conexión, es puramente demostrativo respecto a la capacidad de cada conexión, pues este valor no genera tal prioridad en los cálculos posteriores probabilísticos que son de mayor importancia.

Así, los valores que principalmente son utilizados son las capacidades a momento plástico de la viga, completando una interpretación gráfica para el comportamiento monótono (Fig. 6.28, 6.29 y 6.30) y cíclico (Fig. 6.32, 6.33 y 6.34) en cada conexión.