



# **UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO**

---

---

## **FACULTAD DE INGENIERÍA**

### **“IMPACTO DEL RIESGO SISMICO EN LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE CONEXIONES DE ACERO ATORNILLADAS PARA EDIFICIOS DE ACERO”**

#### **TESIS**

#### **QUE, PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**MARCOS GARCÍA QUINTERO**

**TOLUCA, MÉX., JULIO DE 2010**

## Contenido

	<b>Página</b>
Antecedentes .....	1
Capitulo I.- Introducción .....	2
I.1 Objetivo general .....	6
I.1.1 Objetivos particulares .....	6
I.2 Alcances.....	6
I.3 Hipótesis.....	7
I.4 Marco teórico.....	7
I.5 Planteamiento del problema .....	9
Capitulo II Metodología.....	10
II.1 Estados límite de resistencia .....	10
II.1.1 Ejemplos de estados límite de resistencia: .....	10
II.2 Estados límite de servicio .....	12
II.2.1 Ejemplos de estados límite de servicio: .....	12
II.3 Tipos de fallas en conexiones atornilladas.....	13
II.4 Conexión viga-columna .....	19
II.5 Conexiones atornilladas .....	22
II.5.1 Tornillos de alta resistencia.....	23
II.5.2 Ventajas de los tornillos de alta resistencia:.....	23
II.5.3 Conexiones atornilladas tipo fricción y tipo aplastamiento.....	24
II.6 Lecciones aprendidas del temblor de Northridge.....	25
Capitulo III Análisis de la respuesta sísmica del edificio .....	26
III.1 Descripción del edificio .....	26
III.2 Análisis de cargas. ....	28
III.3 Análisis estructural del edificio. ....	35

III.4 Diseño de conexión viga-columna atornillada .....	36
III.4.1 Propuesta I .....	36
III.4.1.1 Placa de cortante:.....	38
III.4.1.2 Placa de tensión .....	41
III.4.1.3 Placa de compresión .....	43
III.4.2 Propuesta II .....	45
III.4.2.1 Placa de cortante.....	45
III.4.2.2 Placa de tensión .....	46
III.4.2.3 Placa de compresión .....	48
III.4.3 Propuesta III .....	49
III.4.3.1 Placa de cortante.....	49
III.4.3.2 Placa de tensión .....	51
III.4.3.3 Placa a compresión .....	52
III.4.4 Propuesta IV .....	54
III.4.4.1 Placa de cortante.....	54
III.4.4.2 Placa de tensión .....	55
III.4.4.3 Placa a compresión .....	57
III.4.5 Propuesta V .....	59
III.4.5.1 Placa a cortante.....	59
III.4.5.2 Placa a tensión .....	60
III.4.5.3 Placa a compresión .....	62
Capitulo IV Caracterización estadística de la demanda sobre la conexión para todos los posibles temblores del D.F. ....	64
IV.1 Rango de elementos mecánicos máximos según la variación del coeficiente sísmico. ....	65
Capitulo V Análisis de confiabilidad para las cinco propuestas de conexión. ....	67
V.1 Proceso de simulación de Montecarlo.....	68

V.2 Criterios económicos de decisión. ....	70
V.2.1 Costo esperado en el ciclo de vida.....	70
V.2.2 Formulación del criterio de decisión.....	71
V.3 Aplicación al edificio analizado. ....	73
V.4 Propuestas de sistemas de conexión. ....	74
V.5 Simulación de Montecarlo .....	79
Capitulo VI Análisis e interpretación de resultados.....	83
Capitulo VII Generación de conclusiones y recomendaciones prácticas para diseño.....	84
VII.1 Conclusiones: .....	84
VII.2 Recomendaciones prácticas para diseño:.....	85
Anexo .....	86
A.1 Regiones sísmicas en México. ....	86
A.2 Zonificación del valle de México .....	87
A.3 Acero estructural .....	88
A.3.1 Ventajas del acero estructural .....	88
A.3.2 Propiedades diversas del acero estructural.....	89
A.4 Especificaciones dirigidas al tensado de tornillos de alta resistencia, y métodos de apretado más utilizados.....	89
A.5 Efecto de los agujeros alternados en el área neta.....	91
A.6 Tamaños de los agujeros para tornillos .....	91
A.7 Resistencia de diseño de sujetadores.....	92
A.8 Tipos de tornillos.....	93
A.9 Distribución Lognormal.....	94
A.10 Condiciones de regularidad .....	94
Bibliografía .....	96

(El índice parece largo, tal vez se pueda condensar. Conviene que quede en una página)



## **Antecedentes**

El diseño sísmo resistente de estructuras de acero ha evolucionado rápidamente en los últimos años, sobre todo después de las fallas observadas por efecto de los terremotos de Northridge, en 1994, y Kobe, en 1995[1].

La cantidad y tipo de fallas observadas, especialmente en estructuras de marcos a momento, impulsaron el desarrollo de extensas investigaciones experimentales y analíticas sobre el comportamiento de las conexiones en estructuras de acero bajo cargas sísmicas.

El proyecto SAC bajo la coordinación de la FEMA, se concentra principalmente en el estudio de marcos a momento, dando como resultado la edición de la primera versión de las disposiciones sísmicas post-Northridge (AISC 1997) [2]. El año 2005, el AISC publicó la última versión de sus disposiciones sísmicas (AISC 2005a) [3].

En México se ha aprendido mucho no solo a partir de los sismos de Northridge y Kobe, sino también de los sismos del 19 de Septiembre de 1985 en Michoacán con una magnitud de 8.1 grados Richter, y el del 9 de octubre de 1995 en Manzanillo con magnitud de 8 grados Richter por citar algunos. Gracias al estudio de estos sismos y sus efectos se han podido desarrollar numerosas herramientas que conllevan a estudios de vulnerabilidad estructural cada vez más completos y confiables, al desarrollo de la alerta sísmica, a microzonar a la ciudad de México, mejorar los reglamentos de construcción, detectar sistemas estructurales que son vulnerables ante sismos y desarrollar e implantar nuevas tecnologías en estructuras para el control de la respuesta sísmica, entre otras [4].

Además, es conveniente en la práctica realizar estudios que contribuyan en la tarea de comparar la efectividad costo/beneficio y la confiabilidad de conexiones típicas en México con la finalidad de completar la normatividad de conexiones y proveer a los diseñadores de un espacio mas completo de alternativas de diseño probadas y respaldadas.

El análisis de confiabilidad estructural se presenta como herramienta apropiada para considerar explícitamente las incertidumbres presentes en el proceso de diseño de conexiones, tal como lo ha sido para componentes y sistemas estructurales.

La importancia del estudio de las conexiones y su diseño óptimo bajo condiciones sísmicas radica en la posibilidad de poder reducir los costos totales esperados de falla y reparación de la estructura, y a su vez disminuir las incertidumbres presentes en el proceso de diseño tomando en cuenta la aleatoriedad de los temblores y no solo el espectro de diseño considerado para la zona, todo esto por medio de estudios de confiabilidad estructural, que incluyen la incertidumbre en el sismo, lo cual permitiría a diseñadores y a constructores la posibilidad de poder elegir entre muchas alternativas aquellas que resulten factibles desde el punto de vista económico y de seguridad estructural. [5].

## Capítulo I.- Introducción

La ingeniería estructural es una rama clásica de la ingeniería civil, que se ocupa del diseño y cálculo de la parte estructural en las edificaciones. Su finalidad es la de diseñar estructuras funcionales que resulten adecuadas desde el punto de vista de la resistencia de materiales. En un sentido práctico, la ingeniería estructural es la aplicación de la mecánica de medios continuos para el diseño de elementos y sistemas estructurales tales como edificios, puentes, muros (incluyendo muros de contención), presas, túneles, etc.

El diseñador estructural distribuye y dimensiona las estructuras y las partes de estas para que soporten satisfactoriamente las cargas a que quedarán sometidas. Sus funciones son el trazo general de la estructura, el estudio de las formas estructurales posibles, la consideración de las condiciones de carga, el análisis de esfuerzos, deflexiones etc., el diseño de los elementos y la preparación de los planos. Con más exactitud, la palabra diseño se refiere al dimensionamiento de las partes de una estructura después que se han calculado las fuerzas. [6].

Una estructura es un ensamble de miembros interconectados por juntas. Un miembro es un tramo entre dos juntas, los puntos en que dos o más miembros de la estructura están conectados son llamados juntas (conexiones) y cada soporte de la estructura es una condición de apoyo que impide los movimientos en ciertas direcciones. Ésta es la forma en que son idealizadas las estructuras para representar en lo posible su comportamiento real. El análisis y diseño estructural es requerido con el objetivo de proveer una estructura segura y económica para satisfacer una necesidad específica.

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligan, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura. Las conexiones están formadas por las partes afectadas de los miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas), por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas), y por conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la solicitación de diseño correspondiente. [5].

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas auto controladas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos. [5].

Las cargas inducidas por sismo en la estructura pueden basarse en requisitos de los códigos de construcción para estructuras convencionales pero pueden requerir análisis dinámicos y pruebas dinámicas de modelos en el caso de estructuras poco comunes. [8].

De acuerdo al RCDF [9].se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a sismos específicos, en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario este análisis, para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

El análisis estático consta en calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas, como se puede observar en la figura 1, cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a  $h$ , siendo  $h$  la altura de la masa en cuestión sobre el desplante.

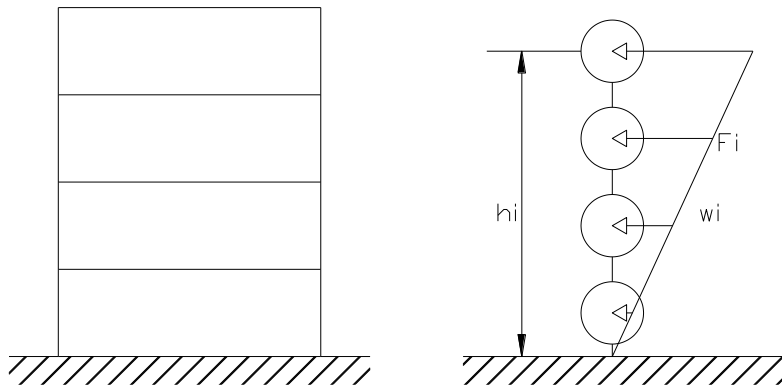


Figura 1. Cargas inducidas por sismos a las estructuras.

La diferencia que existe entre el análisis dinámico y estático, es que los cortantes del estático son mayores que el dinámico, en el RCDF [9] se clasifican las estructuras como regulares o irregulares, dependiendo de eso se tiene que hacer un análisis estático o dinámico, si se tuviese que hacer el dinámico los resultados se comparan con los cortantes estáticos y en RCDF [9] se indica que los cortantes dinámicos tienen que ser mínimo el 80% del cortante estático para estructuras regulares.

Para el diseño del edificio contra acciones sísmicas es necesario conocer la historia de los sismos y principalmente su impacto en el subsuelo de la ciudad de México, además de la obtención de datos de sismos recientes.

Para generar un diseño óptimo en condiciones reales se tiene que consultar registros de sismos pasados y modelar la posibilidad de sismos futuros en la vida útil de la estructura. A esto se le llama “evaluación del peligro sísmico”. [5]

Cabe destacar que en valles aluviales con gran concentración de población e infraestructura es necesario valorar con precisión el nivel de peligro sísmico.



La evidencia más clara de este fenómeno, conocido mundialmente como efecto de sitio, ha sido el nivel de daño producido en la Ciudad de México, como consecuencia de los sismos de septiembre de 1985, a pesar de encontrarse aproximadamente a 400 km. de distancia de los epicentros.

Lo anterior se vuelve en la actualidad más catastrófico ya que el DF ocupa el primer lugar nacional en densidad de población con 5871 personas por kilómetro cuadrado, en contraste con la densidad a nivel nacional que es de 53 personas por kilómetro cuadrado, de acuerdo a INEGI [10].

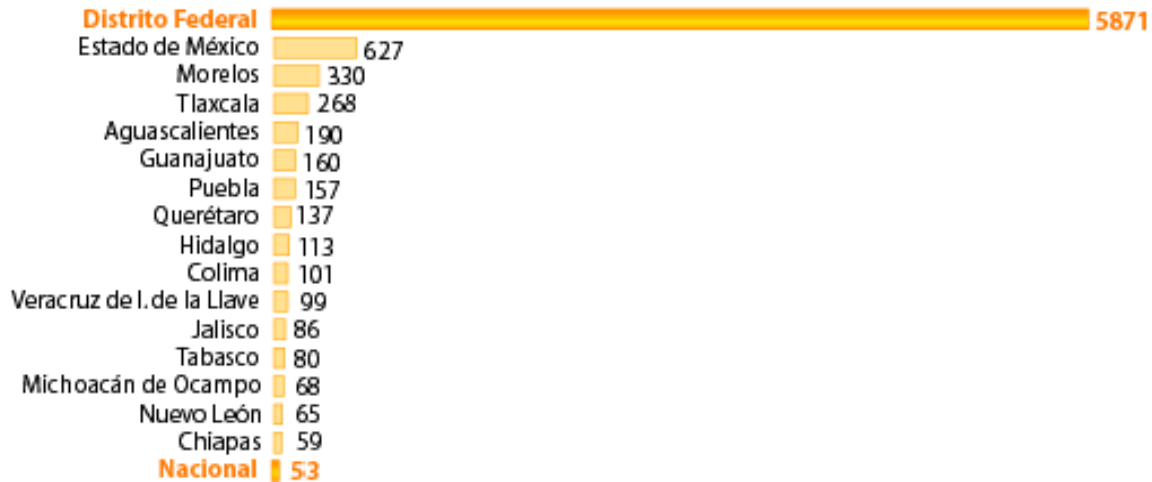


Figura 1.1 INEGI. II Censo de población y vivienda 2005 (1900 - 2005) [10]

Se conoce como efecto de sitio a la respuesta sísmica del terreno con características significativamente distintas en amplitud, duración o contenido de frecuencias de un área relativamente reducida, con respecto al entorno regional. En otras palabras, podría decirse que el efecto de sitio es aquella condición bajo la cual se llegan a observar intensidades sísmicas notablemente distintas y bien localizadas sin que haya una correlación con la atenuación normal de la energía sísmica con la distancia.

Los mapas para estimación de peligro sísmico a nivel regional (regionalización sísmica o mapas de aceleraciones máximas para distintos periodos de retorno), no señalan aquellos lugares proclives a la amplificación del movimiento del terreno. Así, para conocer de manera cuantitativa la respuesta del terreno ante la excitación sísmica, es necesario llevar a cabo estudios específicos.

De acuerdo con datos y experiencias derivados de sismos recientes en diversos lugares del mundo, se ha observado que los daños se acentúan notablemente en aquellas ciudades ubicadas en valles aluviales con grandes espesores de sedimentos blandos, principalmente arcillas, arenas y limos.

Aunque la distancia al epicentro sea de varios cientos de kilómetros, como es el caso de la ciudad de México con respecto a los temblores costeros, los efectos en las construcciones y el terreno se acentúan debido a la amplificación de las ondas sísmicas, ocasionada por el contraste de densidades y velocidades de propagación para las ondas sísmicas entre el cuerpo sedimentario y el basamento rocoso.

Por lo anterior, resulta indispensable conocer con detalle la respuesta sísmica del cuerpo sedimentario y calcular las implicaciones que ésta representa para los distintos tipos constructivos posibles.

Comúnmente, los mapas de isoperiodos guardan una cierta correlación con aquellos de geología superficial, mostrando periodos cortos (p. ej. 0.1 ó 0.2 segundos) en terrenos firmes, mientras que en rellenos aluviales llegan a observarse (como es el caso de la Ciudad de México) periodos de 3, 4 ó 5 segundos.

Los sismos son una fuente potencial de daño para las construcciones ubicadas en zonas de elevada actividad tectónica. Cuando una estructura está frecuentemente sujeta a la acción de los sismos, es posible que sufra un deterioro en sus propiedades de rigidez y resistencia, o una disminución en su capacidad para disipar energía, por lo que su vulnerabilidad ante acciones sísmicas subsecuentes puede crecer.

El criterio actual de diseño de edificios permite que en los sistemas estructurales ocurra un daño durante sismos de gran magnitud. Por ello es necesario entender el comportamiento de éstos más allá de su límite de comportamiento elástico. Como generalmente no se considera el posible deterioro que está implícito en el factor de comportamiento sísmico, las hipótesis que se hacen para el cálculo de la rigidez lateral de edificios, pueden afectar significativamente el diseño estructural, porque de éstas dependerán los coeficientes sísmicos [11].

El diseño óptimo de las conexiones bajo condiciones sísmicas radica en la posibilidad de poder reducir los costos totales esperados de falla y reparación de la estructura, y a su vez disminuir las incertidumbres presentes en el proceso de diseño tomando en cuenta la aleatoriedad de los temblores y no solo el espectro de diseño considerado para la zona, todo esto por medio de estudios de confiabilidad estructural, que incluyen la incertidumbre en el sismo, lo cual permitiría a diseñadores y a constructores la posibilidad de poder elegir entre muchas alternativas aquellas que resulten factibles desde el punto de vista económico y de seguridad estructural.

## ***1.1 Objetivo general***

Evaluar la seguridad estructural de conexiones de acero atornilladas en edificios de mediana altura ubicados en la zona III del Distrito Federal sujetos a temblores para analizarlas y comenzar a generar bases para recomendaciones prácticas de diseño basadas en confiabilidad y que estas a su vez minimicen el costo total esperado.

Se pretende incorporar la información que proviene del análisis de riesgo y confiabilidad para mejorar el desarrollo de criterios y especificaciones de diseño que permitan medir y controlar los riesgos sísmicos y poner al dueño y a la sociedad en mejor posición para decidir, de manera consciente, el tamaño del riesgo que está dispuesto a correr y la magnitud de recursos necesarios para invertirlos en el diseño que sean congruentes con el tamaño del riesgo por asumir.

Con estos procedimientos, los reglamentos y códigos podrían mejorarse al contar con información que permite establecer parámetros de diseño que sean congruentes con el nivel de riesgo aceptable para la sismicidad de cada zona. Con esta visión se pueden establecer, entre otros objetivos, el minimizar fatalidades y pérdidas económicas esperadas en la vida útil de la estructura, de acuerdo con el nivel de riesgo aceptable. De manera adicional, se puede determinar el monto que se debe invertir en seguros para proteger de manera óptima tanto la vida humana como el capital de la infraestructura y recomendar el monto de la prima adecuada al nivel de riesgo de la instalación (Bastida y De León, 2009)

### ***1.1.1 Objetivos particulares***

1. Revisión bibliográfica sobre estados límite de conexiones atornilladas y evaluación del daño.
2. Desarrollo de un modelo estructural para analizar la respuesta de una conexión atornillada en el programa SAP 2000[18], ante acciones sísmicas en la zona III del DF.
3. Obtención de respuestas de la conexión atornillada ante diversas intensidades de la curva de riesgo sísmico del sitio.
4. Cálculo de la confiabilidad de la conexión atornillada y evaluación de su efectividad económica.
5. Generación de recomendaciones prácticas.

## ***1.2 Alcances***

Los proyectos de edificios de acero en zonas sísmicas, que no están exentos de sufrir daños o fallas, pueden llegar a tener fuertes impactos económicos no solo a nivel regional sino nacional, por ello es importante incluir una estimación del efecto del riesgo de estas obras, especialmente cuando el tipo de conexión juega un papel esencial en el comportamiento del edificio.

Esto permitirá que se construyan edificios con nivel de seguridad aceptable para la región, en la que los riesgos sean tolerables y la sociedad pueda confiar en el diseño elegido aun cuando el edificio se encuentre en zona sísmica y la exposición al peligro sísmico permanezca en toda la vida útil de la estructura.

De igual manera es necesario tomar decisiones de costo mínimo en el largo plazo. Por lo anterior es importante construir obras tomando decisiones que consideren los costos durante toda su vida útil, no sólo al inicio de la misma. Por lo tanto, predecir el comportamiento de la seguridad estructural en las conexiones de acero atornilladas y pronosticar su impacto económico en la vida útil de la estructura es primordial para que estas obras minimicen las pérdidas materiales y humanas y mantengan los riesgos dentro de niveles aceptables.

### ***1.3 Hipótesis***

La consideración explícita del riesgo sísmico puede mejorar la manera en que se diseñan las conexiones atornilladas en estructuras de acero expuestas a temblores, a través de la estimación más realista de las cargas sísmicas, la consideración de la probabilidad de falla de las conexiones y mediante el equilibrio entre los costos de proveer mayor seguridad con las pérdidas que pueden presentarse en la estructura en caso que las conexiones fallen.

### ***1.4 Marco teórico***

Muchas áreas del mundo caen en territorio sísmico y en esas áreas es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de todo tipo de estructuras. Durante siglos ha habido fallas catastróficas de edificios, puentes y otras estructuras debido a los sismos. Se ha estimado que más de 50000 personas perdieron la vida en el terremoto de Armenia en 1988. Los sismos en 1989 en Loma Prieta y de 1994 en Northridge, California, ocasionaron miles de millones de dólares en daños a propiedades, así como una considerable pérdida de vidas. [12]

Algunas zonas de riesgo sísmico en México son descritas en el anexo de este documento.

Las estructuras de acero pueden diseñarse y construirse económicamente para resistir las fuerzas causadas durante la mayoría de los sismos. Por otra parte, el costo de proporcionar resistencia sísmica a estructuras existentes puede ser extremadamente alto. Sismos recientes han demostrado claramente que el edificio o puente promedio que no ha sido diseñado para fuerzas sísmicas puede ser destruido por un sismo que no sea particularmente severo. [6]

El alcance de las normas de diseño por sismo del RCDF[9] tienen como propósito obtener la seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes. Por tal motivo es importante para el proyectista tener en cuenta dichas normas. Es importante además tener en cuenta que no todo se encuentra en las normas y especificaciones entre ellas uno de los objetivos particulares de este documento, que es dar recomendaciones prácticas de diseño de conexiones atornilladas bajo el impacto de diferentes sismos, dado que el proceso de diseño de las mismas en la obra muchas veces sigue patrones empíricos sin analizar fondo la probabilidad de falla que pudiera presentarse. [9]

El enfoque de tomar decisiones ingenieriles con base en información de riesgo está sustentado por el análisis y la ponderación de consecuencias y la probabilidad de falla en estructuras importantes. A las posibles pérdidas de vidas humanas, una vez que ocurre un temblor importante, deben añadirse las pérdidas debidas a la interrupción de la actividad económica de la estructura en sí, de los servicios, del contenido, etc.

Como el grado de daño físico que sufren los edificios durante los terremotos es lo que más contribuye a las pérdidas económicas, se puede decir que el costo de las consecuencias está fuertemente relacionado con el nivel de seguridad sísmica del edificio. (¿Hay alguna razón por el distinto color?)

El incorporar la información que proviene del análisis de riesgo y confiabilidad lo cual ha probado su eficacia en otras disciplinas de la Ingeniería como la Ingeniería Costa Fuera, aporta elementos adicionales de juicio, o refinamientos riesgo/beneficio, para mejorar el desarrollo de criterios y especificaciones de diseño que permitan medir y controlar los riesgos sísmicos.

Una evaluación que trate de mitigar daños o colapsos en edificios, debido a acciones sísmicas, tiene sus bases en estudios de vulnerabilidad sísmica, los cuales calculan la probabilidad de falla de la estructura ante la ocurrencia de un suceso destructivo con distintas intensidades, y en análisis de costos de las consecuencias de la falla. Dichos estudios están orientados a prevenir daños esperados en estructuras, en el supuesto de que ocurran temblores de intensidad significativa. El componente de la evaluación económica de las consecuencias de falla de la estructura permite realizar un balance entre el costo de la seguridad y el de las consecuencias de la inseguridad.

Para puntualizar, se entiende que el riesgo es el producto de la probabilidad de falla por el costo de las consecuencias de falla, fatalidades, daños a las propiedades (edificio y contenidos) y pérdidas por la interrupción de la actividad económica debido a la ocurrencia del sismo.

$$R = Pf \times C_f \dots\dots\dots (1)$$

La confiabilidad estructural y el costo del ciclo de vida son herramientas que miden el peso de la relación costo/beneficio de varias alternativas de diseños y sirve para equilibrar las tendencias opuestas que siempre se presentan entre el nivel de seguridad de la estructura y su costo, es decir, mientras más alta es la seguridad se generan mayores costos iniciales. Por otra parte, no deben perderse de vista los costos (futuros) derivados de las consecuencias de los daños producidos si en la vida útil de la estructura se presentan intensidades sísmicas que provocan daños o fallas. La decisión de seleccionar el nivel de seguridad reflejará la magnitud del riesgo que se está dispuesto a asumir. El objetivo es que el nivel de seguridad que ha adoptado corresponda al mínimo del costo esperado en el ciclo de vida (inicial y futuro). [13]

El cálculo de la probabilidad de falla para los diseños alternativos requiere de los análisis de respuesta sísmica de estos diseños ante intensidades sísmicas representativas de las que

se pueden presentar en el sitio, de acuerdo con su riesgo sísmico, con probabilidad no despreciable.

Como medida de este riesgo, se utiliza una curva desarrollada para la zona III de la ciudad de México (Esteva y Ruiz, 1989) y se escalan las intensidades sísmicas. Posteriormente, mediante análisis de las respuestas, se obtienen las acciones mecánicas debidas a los posibles sismos.

Dicha probabilidad de falla puede ser definida llevando a cabo procesos probabilísticos entre los que se destacan el método de Montecarlo descrito más adelante y cuyo objetivo es el de generar solicitaciones aleatorias que pudieran afectar una estructura a partir de la generación de sismos.

El Método de Montecarlo da solución a una gran variedad de problemas matemáticos haciendo experimentos con muestreos estadísticos en una computadora. El método es aplicable a cualquier tipo de problema, ya sea estocástico o determinístico.

Generalmente en estadística los modelos aleatorios se usan para simular fenómenos que poseen algún componente aleatorio. Pero en el método Montecarlo, por otro lado, el objeto de la investigación es el objeto en sí mismo, un suceso aleatorio o pseudo-aleatorio se usa para estudiar el modelo.

El uso real de los métodos de Montecarlo como una herramienta de investigación, proviene del trabajo de la bomba atómica durante la Segunda Guerra Mundial. Este trabajo involucraba la simulación directa de problemas probabilísticos de hidrodinámica concernientes a la difusión de neutrones aleatorios en material de fusión.

### ***1.5 Planteamiento del problema***

Durante tiempos históricos se tiene conocimiento de terremotos que han ocasionado destrucción en ciudades y poblados de todos los continentes de la tierra. Un elevado porcentaje de los centenares de miles de víctimas cobradas por los sismos, se debe al derrumbe de construcciones hechas por el hombre; los sismos se han ido transformando así en una amenaza de importancia creciente en la medida en que áreas urbanas se han hecho más densas. Las soluciones constructivas más duraderas son aquellas capaces de resistir las acciones externas y del uso; tales como las acciones sísmicas. (Grases, José. 1995)

Hasta hace poco, las soluciones adoptadas para resistir las acciones sísmicas se desarrollaron esencialmente analizando los efectos de los terremotos en las construcciones, sin el apoyo teórico de causas y características de los sismos, ni de información cuantitativa sobre la naturaleza de los movimientos del terreno. En el proyecto de edificaciones sometidas a acciones sísmicas, es fundamental entender su comportamiento probable: cómo se va a deformar, cuáles son sus regiones críticas y evitar fallas prematuras que limiten la reserva resistente de la estructura. (Grases, 1995).

A diferencia de otras sobrecargas, los sismos generan acciones dinámicas de signo alternante; es decir, las oscilaciones de la edificación durante su respuesta, superponen a las

solicitaciones debidas a la gravedad terrestre otras de signo alternante (momentos flectores, fuerzas axiales, fuerzas cortantes). (Grases, 1995)

La respuesta sísmica de un marco será satisfactoria solo si las conexiones entre miembros le permiten un mecanismo plástico de colapso, suficiente rigidez para justificar la suposición del comportamiento rígido en el análisis, y un detallado adecuado para permitir grandes deformaciones cíclicas inelásticas esperadas durante un sismo sin pérdidas significantes en la resistencia de la conexión. Vigas, y parcialmente columnas disipan energía sísmica por rotaciones cíclicas plásticas, pero la falla en conexiones es inaceptable. [14]

El montaje de estructuras de acero atornilladas es un proceso rápido y requiere mano de obra menos especializada que con remaches o con soldadura. Estos factores, donde la mano de obra es sumamente cara, dan a las juntas atornilladas una ventaja económica. Cabe destacar que el empleo de este tipo de conexión ofrece inspección visual sencilla y económica, facilidad para sustituir piezas dañadas, así como mayor calidad en la obra. [6]

Los criterios actuales para diseñar estructuras de acero y elegir el tipo de conexión más apropiado en zonas sísmicas no consideran de manera explícita el desempeño y la eficiencia económica de los distintos sistemas de conexiones para garantizar el balance óptimo entre seguridad y economía. En el proyecto se proponen criterios para evaluar dicho balance mediante técnicas de confiabilidad en el ciclo de vida, se proponen cinco esquemas diferentes de conexiones atornilladas y se estudia el desempeño de éstas para generar recomendaciones prácticas.

**Capítulo II Metodología (Los aspectos generales, como los que siguen a continuación, pueden mandar a un anexo,. Aquí conviene dedicar un párrafo a la descripción del diseño de propuestas, otro a las acciones sísmicas y análisis de respuesta, incluyendo la simulación de Monte Carlo, y otro a lo de los costos)**

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella que puede ser una conexión deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

### ***II.1 Estados límite de resistencia***

Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

#### ***II.1.1 Ejemplos de estados límite de resistencia:***

Estado límite de deformación plástica: La deformación que ocurre después del esfuerzo de fluencia se le denomina deformación plástica. Se puede decir que una estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y golpes repentinos. Si no tuviese esta capacidad se podría fracturar como el vidrio u otros materiales análogos. [6]

Estado límite de pandeo: Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión en una estructura entre ellos: columnas, cuerdas superiores de armaduras, miembros de arriostramiento, patines a compresión de vigas laminadas, etc.

Las columnas son los elementos más críticos en una estructura porque pequeñas imperfecciones en los materiales y en las dimensiones tienen mucha importancia en su estabilidad. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez que se define como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo.

La tendencia al pandeo depende del tipo de conexión de los extremos debido a que las cargas que soporta una columna en un edificio bajan por la sección transversal y a través de sus conexiones con otros miembros, además de la excentricidad de la carga, esfuerzos residuales de fabricación, etc. [6]

Estado límite de fractura frágil: La posibilidad de una fractura frágil en un elemento estructural depende fundamentalmente de las propiedades del material con que está hecho, de la forma y características de los detalles de la estructura, de la temperatura y de la velocidad de aplicación de las cargas.

Las condiciones desfavorables como, por ejemplo, una temperatura de trabajo muy baja, pueden compensarse en general utilizando materiales de ductilidad adecuada y diseñando los detalles (empalmes, conexiones entre miembros, etc.) de manera que no haya muescas que produzcan concentraciones de esfuerzo, por lo que las fracturas de tipo frágil pueden evitarse casi siempre en las estructuras de acero.

Cuando se presentan dichas condiciones son iniciadas frecuentemente por algún tipo de esfuerzo residual, que puede ser independiente de las cargas y de la resistencia del material, por lo que el diseño referente al riesgo de fractura frágil no puede hacerse normalmente utilizando estados límite, aunque en casos especiales la posibilidad de una fractura de este tipo se determina por la resistencia de la estructura y sus condiciones de carga.

Estado límite de fatiga: Se define por la amplitud de los esfuerzos que causa la ruptura de una conexión, barra o estructura, después de un número determinado de ciclos de carga. Debe investigarse con métodos elásticos, pues las fallas por fatiga suelen presentarse con deformaciones plásticas casi nulas.



## ***II.2 Estados límite de servicio***

Los estados límite de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

La estructura no solo debe de ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas sino también las de servicio o trabajo en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de la misma. [6]

### ***II.2.1 Ejemplos de estados límite de servicio:***

Estados límite de deformaciones. La importancia de las deformaciones no proviene de ellas en sí sino de sus consecuencias, por lo pueden considerarse tres tipos de consecuencias, correspondientes ha:

- Apariencia.
- Riesgo de daños en otras partes sensibles de la construcción, como acabados, por ejemplo.
- Sensación de inseguridad y falta de confort en las personas que viven o trabajan en el edificio.

Desde el punto de vista del aspecto de un elemento no es posible dar valores generales de las magnitudes permisibles de las deformaciones, y algo semejante sucede con respecto a la sensación de inseguridad o falta de comodidad de los usuarios, aunque recientemente se han realizado investigaciones sobre este problema que han señalado que los factores determinantes no son, en general, las magnitudes de las deformaciones, sino las características de las vibraciones del edificio.

Las deformaciones permisibles de las estructuras se relacionan en la mayoría de los casos con el riesgo de que, si se exceden, se produzcan daños en otras partes del edificio, como muros de relleno, cancelas y ventanas.

Como una consecuencia, los valores máximos permisibles dependen de las características de los elementos que pueden ser dañados, y no de las estructuras en sí.

Estado límite de inestabilidad: La capacidad de carga de una estructura, con respecto a fenómenos de inestabilidad, depende fundamentalmente de la rigidez de los elementos que la componen y de imperfecciones en su geometría (excentricidades, curvaturas iniciales de miembros supuestamente rectos, etc.). El estado límite se alcanza cuando la estructura en conjunto, o parte de ella, pierde totalmente su rigidez.

Los cálculos pueden hacerse mediante la teoría de la elasticidad o la de la plasticidad, cualquiera de ellas de segundo orden. Si se utiliza la teoría de la plasticidad de segundo orden no hay diferencias fundamentales entre los estados límite de inestabilidad y de capacidad de carga.

En ocasiones debe prestarse consideración especial a métodos de análisis y diseño que permitan determinar el comportamiento en el intervalo posterior a la iniciación del pandeo, sobre todo en elementos de paredes delgadas.

Estado límite de durabilidad: Pérdidas de material, o cambios en sus características iniciales básicas, pueden hacer que una estructura, o alguna de sus partes, alcance a lo largo del tiempo una situación en la que aparezca alguno de sus estados límite de resistencia o servicio.

Para que la durabilidad no disminuya por debajo de periodos prefijados deben establecerse condiciones mínimas de protección para diferentes materiales y situaciones.

Estado límite de vibraciones: Aunque pueden seleccionarse miembros de acero que sean satisfactorios respecto a momento cortante deflexiones, etc., pueden ocurrir vibraciones de piso. Este es el problema de servicio más común enfrentado por los ingenieros. Vibraciones objetables ocurren con frecuencia donde se usan grandes claros. El amortiguamiento de las vibraciones puede lograrse usando muros divisorios enmarcados al sistema piso en por lo menos tres lugares, también se disminuye aumentando el espesor de las losas de los pisos, instalando subdivisiones. Una práctica bastante común en el pasado ha sido tratar de limitar las vibraciones seleccionando vigas con peralte no menor que 1/20 veces las longitudes de los claros. [6]

Estado límite de agrietamiento: Cuando se alcanza un estado límite de agrietamiento se presenta un colapso total de la estructura o de una parte de ella, o aparecen daños tan grandes que toda una parte puede considerarse destruida.

### ***II.3 Tipos de fallas en conexiones atornilladas***

Se definen a las fallas como el instante en que un miembro deja de realizar satisfactoriamente la función para la cual fue diseñado.

La figura muestra varias maneras como pueden ocurrir las fallas en juntas atornilladas. Para diseñar adecuadamente las juntas atornilladas es necesario entender claramente estas posibilidades, estas se describen a continuación:

- 1.- La posibilidad de falla en una junta traslapada por corte del tornillo en el plano entre los miembros (cortante simple) figura a).

El cortante simple en un tornillo puede determinarse como sigue de acuerdo a la ecuación J3.6 Especificación LRFD [7]:

$$V = \phi F_v A \text{-----} (3)$$

Donde:

$\phi$  = Factor de resistencia igual a 0.75

$F_v$  = Cortante permisible en tornillo.

$A$  = Área transversal de tornillo.

2.- En la figura b) se muestra la falla a tensión de una de las placas a través del agujero de un tornillo.

La resistencia de diseño a tensión de la placa en una línea de falla puede determinarse como sigue:

$$P_u = \phi_t F_u A_n$$

Donde:

$\phi_t$  = Factor de resistencia igual a 0.75

$F_u$  = Esfuerzo ultimo de fluencia del acero A-36 igual a 40800 Ton/m<sup>2</sup>

$A_n$  = Área neta, que puede determinarse como la menor de las dos ecuaciones siguientes:

$$A_n = t(L - 2f + s/4g \dots, +) \text{-----} (3a)$$

$$A_n = 0.85 A_g \text{-----} (3b)$$

Donde:

$t$  = Espesor de la placa.

$L$  = Ancho de la placa.

$\phi$  = Diámetro nominal del tornillo.

$s/4g$  = Relación empírica simplificada para considerar la diferencia entre senderos en una línea de falla, expresada como una corrección a la longitud de acuerdo a LRFD B2. [15]

Las ventajas y desventajas de diseñar los agujeros en zigzag se discuten brevemente en el anexo.

3.- En c) se muestra la posible falla del tornillo o de la placa por aplastamiento entre ambos.

El aplastamiento entre el tornillo y la placa puede determinarse de la siguiente forma:

$$\text{Aplastamiento} = P_u = \phi 2.4 d t F_u \text{-----} (3c)$$

Donde:

$\phi$  = Factor de resistencia igual a 0.75

d= Diámetro nominal del tornillo.  
t= Espesor de la placa.  
Fu= Esfuerzo ultimo de fluencia del acero A-36 igual a 40800Ton/m<sup>2</sup>

$$dt = A_{\text{cap}} = dL_{\text{ap}} \dots\dots\dots (3d)$$

Donde:

d = diámetro del tornillo.

Lap = longitud de aplastamiento (grueso de la placa donde se aloja).

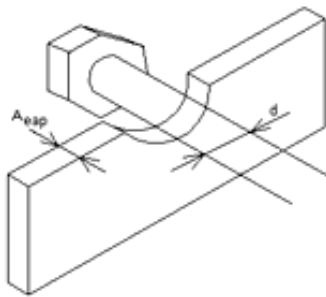


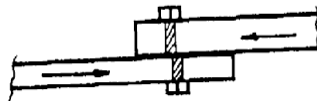
Figura 3. Área efectiva de aplastamiento.

4.- En d) se muestra otro posible desgarramiento del miembro

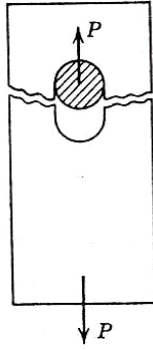
El desgarramiento ocurre en la posible línea de falla como en el caso 2 cuya área neta es la mínima.

5.- En e) se muestra la falla por cortante doble en dos planos del tornillo. [6]

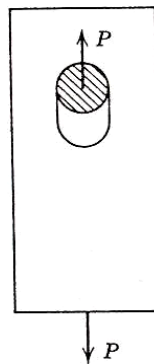
El cortante doble en tornillos puede obtenerse de la misma manera que en 1 con la diferencia de que la resistencia a cortante se multiplica por dos.



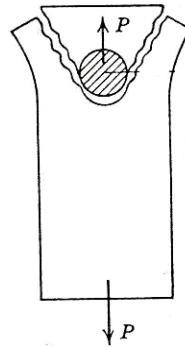
a) Falla por cortante simple en conexión atornillada.



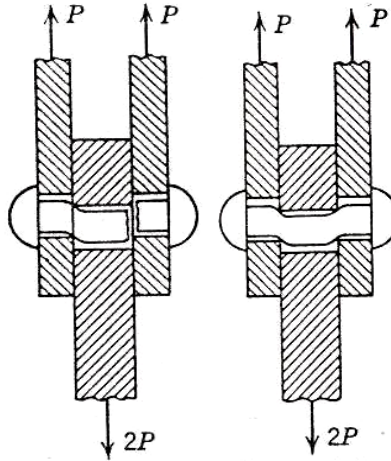
b) Falla a tensión a través del agujero de un tornillo.



c) Falla del tornillo o de la placa por aplastamiento en ambos.



d) Desgarramiento de la placa en tensión.



e) Falla por cortante doble en dos planos del tornillo. [16]

Además las conexiones en edificios de acero pueden presentar tres modos fundamentales de falla cuando son sometidas a tensión las cuales se enuncian a continuación:

- + Falla por fluencia del material que se encuentra fuera de la conexión.
- + Falla por fractura frágil sobre un plano de falla.
- + Falla por bloque de cortante en dos planos de falla, uno normal y otro transversal.

Para el diseño de miembros a tensión de acuerdo a las NTC [17] se consideran dos estados que son:

- + Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = \phi_r F_y A_t \dots \dots \dots (3e)$$

$$\phi_r = 0.9$$

- + Estado límite de fractura en la sección total:

$$R_t = \phi_r F_u A_e \dots \dots \dots (3f)$$

$$\phi_r = 0.75$$

Donde:

$\phi_r$  = factor de resistencia.

$R_t$  = resistencia a tensión del miembro (kg).

$A_t$  = área total de la sección (cm<sup>2</sup>).

$A_e$  = área neta efectiva de la sección ( $\text{cm}^2$ ).

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del acero empleado ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

$F_u$  = esfuerzo último (de ruptura) del acero ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) a tensión.

En miembros sin agujeros conectados mediante soldaduras colocadas en todos los elementos que componen su sección transversal, se tomará  $A_e = A_t$ .

Si existen agujeros entre las conexiones soldadas de los extremos del elemento, o bien si contienen soldaduras de tapón o ranura se empleará el área neta efectiva a través de los agujeros.

+ Bloque de cortante.

La resistencia de diseño de un miembro a tensión, no siempre está gobernada por las expresiones que consideran la falla por fractura o por flujo plástico, ni por la resistencia de los tornillos, remaches o soldaduras; sino que también a veces depende de la resistencia de su “bloque de cortante” que es la zona de conexión del miembro, definida por un plano de falla a cortante y uno transversal a tensión.

En este caso de la falla de los planos no ocurre simultáneamente pudiendo presentarse dos casos:

*Caso A:* Área grande a cortante y área pequeña a tensión.

Cuando se tiene un área grande a cortante y una pequeña a tensión su resistencia será a cortante y no a tensión, por lo que primero se presentará el flujo del área a tensión y la falla después a cortante, a este caso se le denomina fluencia por tensión y fractura por cortante, y su resistencia se determina como:

$$R_{tb} = Fr(A_{gt}F_y + 0.6A_{nc}F_u) \dots\dots\dots (3g)$$

Donde:

$A_{gt}F_y$  = fluencia por tensión

$0.6A_{nc}F_u$  = fractura por cortante

*Caso B:* Área grande a tensión y área pequeña a cortante.

Para este caso la resistencia será a tensión y no a cortante de modo que primero se presentará la fluencia a cortante y luego la fractura a tensión denominándole fractura por tensión y fluencia por cortante:

$$R_{tb} = Fr(AntFu + 0.6AgvFy) \dots\dots\dots(3h)$$

Donde:

AntFu = fractura por tensión

0.6AgvFy = fluencia por cortante

Fr = 0.75

Agt = área total sujeta a tensión

Anv = área neta sujeta a cortante

Ant = área neta sujeta a tensión

Agv = área total sujeta a cortante

Rtb = resistencia total sujeta a cortante

Fu = esfuerzo último del material

La resistencia total del bloque de cortante Rtb, se determina como la menor de las dos expresiones calculadas de Rtb.

#### **II.4 Conexión viga-columna**

En todas las conexiones de viga a columna y de viga a viga, hay en algún grado cierta restricción por momento, aún en las conexiones diseñadas como simples o libres de momento. Por una parte es posible construir una articulación perfectamente libre de fricción y la mayoría de las conexiones diseñadas para estar libre de momento fallan en alcanzar tal condición. Por otra parte, es también muy difícil de fabricar una junta perfectamente rígida que sea capaz de transmitir el 100% de capacidad por momento de un miembro a otro. Las especificaciones AISC definen dos clases de construcción en la sección A2.2. Las primeras son tipo FR, Totalmente Restringida, este tipo de estructura tiene juntas resistentes a momento y la tipo PR, Parcialmente Restringidas, en las cuales el marco se diseña con base en una cantidad conocida de restricción intermedia entre simple y rígida en cada junta. [7]

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas auto controladas en los elementos de unión, y se



dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos. [5]

En la figura 3.1 se muestran varios tipos de conexiones tipo FR que proporcionan una restricción casi del 100%. Los atiesadores en las almas de las columnas se requieren en algunas de esas conexiones para proporcionar suficiente resistencia a la rotación. La conexión mostrada en la parte d) es muy popular entre los fabricantes de estructuras y la conexión con placa de extremo mostrada en la parte e) se ha usado también en años recientes.

Las partes a) y c) contienen placas de relleno que son soleras delgadas de acero que se usan para el ajuste de las conexiones.

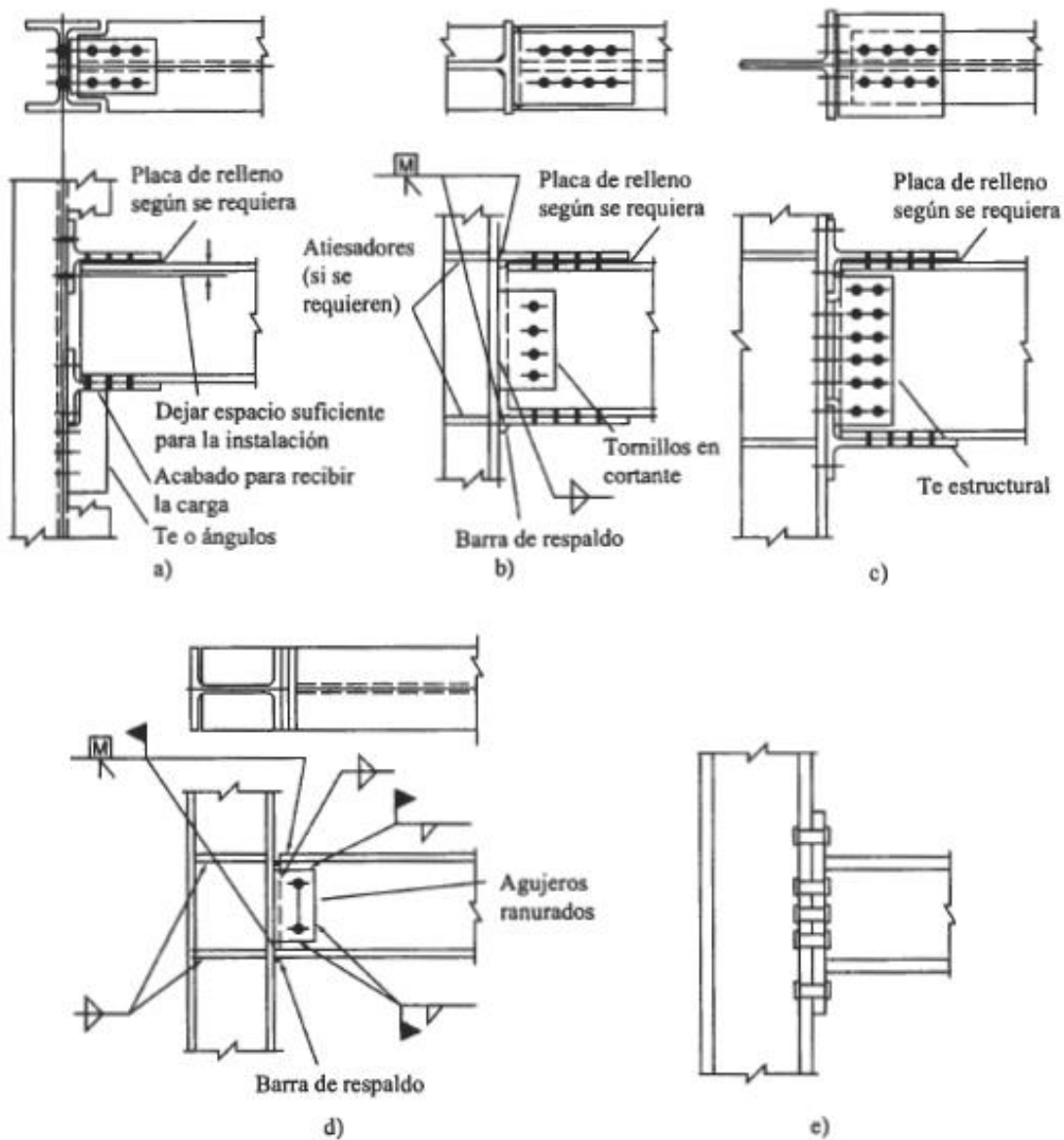


Figura 3.1 Ejemplos de conexiones estándar de vigas atornilladas

A continuación se presentan distintos tipos de conexiones atornilladas estándar. Estas conexiones por lo general están diseñadas para resistir solo al corte.

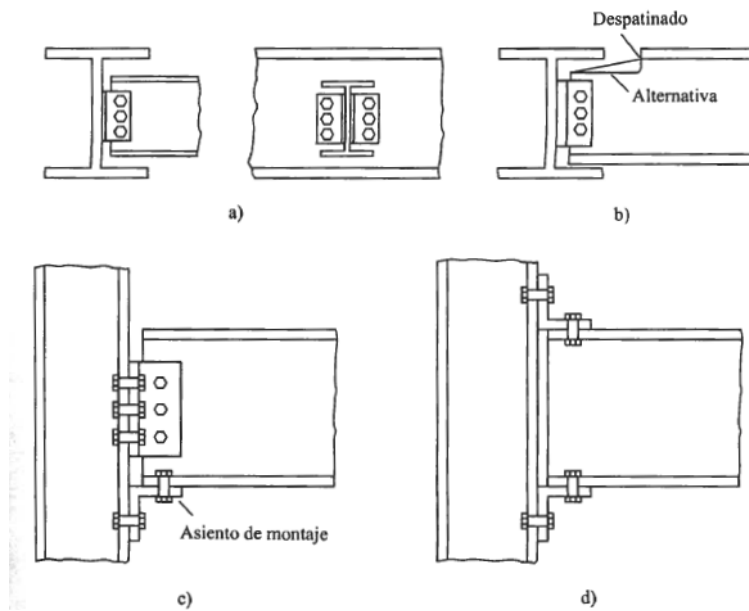


Figura 3.2 a) Conexión simple, b) conexión simple, c) conexión simple, d) conexión de asiento,

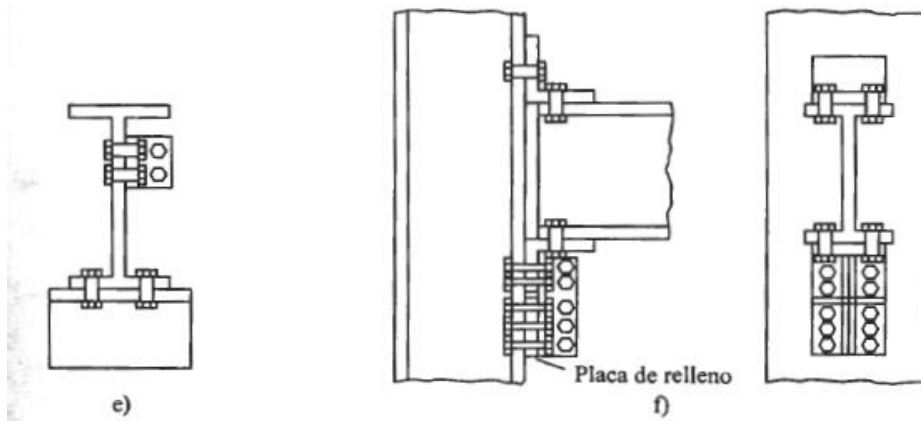


Figura 3.3 e) conexión de asiento, f) conexión de asiento con ángulos atiezos.

En la Fig. 3.4 se presentan tres conexiones típicas que se usan frecuentemente en la práctica aplicables a nudos formando en traveses y columnas en edificios de acero.

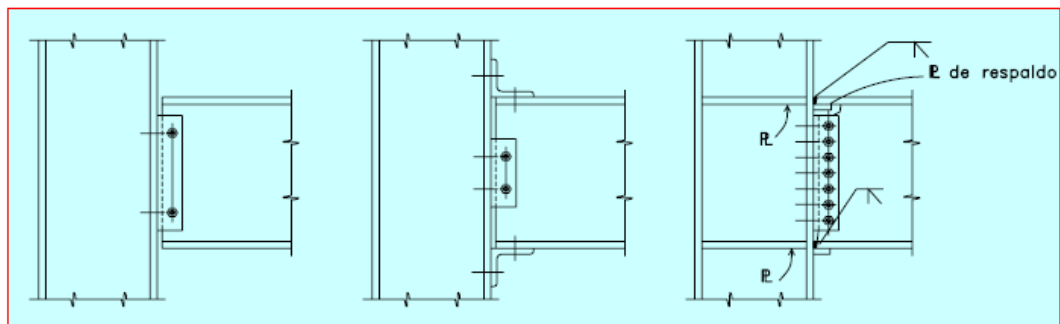


Figura 3.4 Conexión simple “articulada”- Conexión semi-rígida “PR”  
Conexión rígida FR.

### II.5 Conexiones atornilladas

El diseñador estructural dispone de muchos tipos de conexiones y el a su vez tiene la responsabilidad de seleccionar la que mejor satisfaga los requerimientos de diseño. Las consideraciones que podrían determinar su elección son: resistencia requerida de la conexión, limitaciones de espacio de la conexión, disponibilidades técnicas para fabricar y montar la estructura, condiciones de servicio, y finalmente el costo total de la instalación.

Las conexiones por medio de tornillos, remaches y pernos ofrecen esencialmente la misma función de transferir las cargas de un componente a otro y por lo tanto estarán sujetos a similares condiciones de análisis y diseño. [16]

### ***II.5.1 Tornillos de alta resistencia***

Estos tornillos se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente aceros aleados; tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de los tornillos ordinarios.

Existen dos tipos básicos, los A 325 (hechos con acero al carbono tratado térmicamente) y los A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero hechos con acero aleado). Los tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del tornillo y su cabeza, lo que permite que principalmente las fuerzas sean transmitidas por fricción.

### ***II.5.2 Ventajas de los tornillos de alta resistencia:***

- a) Las cuadrillas de hombres necesarias para atornillar, son menores que las que se necesitan para remachar.
- b) En comparación con los remaches se requiere menor número de tornillos para proporcionar la misma resistencia.
- c) Unas buenas juntas atornilladas pueden realizarlas hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas o remachadas de calidad de montaje.
- d) No se requieren pernos de montaje que deben removerse después.
- e) Resulta menos ruidoso en comparación con el remachado.
- f) Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.
- g) No hay riesgo de fuego ni peligro por el lanzamiento de posibles remaches calientes.
- h) Las pruebas hechas en juntas remachadas y en juntas atornilladas, bajo condiciones idénticas, muestran definitivamente que las juntas atornilladas tienen una mayor resistencia a la fatiga.
- i) Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente, los cambios en las conexiones son muy sencillos por la facilidad para quitar los tornillos.

Las juntas que se obtienen usando tornillos de alta resistencia son superiores a las remachadas en economía además y son el principal método para conectar miembros estructurales en obras. Las conexiones que antes se hacían con tornillos y tuercas ordinarias no eran muy satisfactorias cuando estaban sometidas a cargas vibratorias porque las tuercas con frecuencia se aflojaban. Durante muchos años este problema se resolvió usando contratuerca, pero los tornillos modernos de alta resistencia proporcionan una solución más satisfactoria.

Las especificaciones dirigidas al tensado de los tornillos de alta resistencia, así como los métodos de apretado más utilizados se remiten al anexo.

### ***II.5.3 Conexiones atornilladas tipo fricción y tipo aplastamiento.***

Los tornillos de alta resistencia se aprietan para que desarrollen un esfuerzo a tensión especificado, lo que resulta en una fuerza sujetadora predecible en la junta. Por lo tanto, la transferencia de cargas de servicio a través de una junta es debida a la fricción entre las piezas que se unen. Las juntas formadas por tornillos de alta resistencia se pueden diseñar de dos maneras:

- Conexiones críticas a deslizamiento (tipo de fricción), donde se desea una alta resistencia a deslizamiento bajo cargas de servicio.
- Conexiones tipo aplastamiento, donde no es necesaria una alta resistencia a deslizamiento bajo cargas de servicio.

El deslizamiento entre las partes conectadas de una unión sólo se obtiene cuando el vástago del tornillo toma contacto con el borde de la perforación. En este estado de deslizamiento total, la carga es transferida por corte y aplastamiento.

Inicialmente, la tensión está concentrada en el punto de contacto, pero el incremento de la carga resultará en una distribución más uniforme.

El perno mismo también soporta esta tensión, pero usualmente no se considera ya que por evidencia experimental la falla por aplastamiento solo puede ocurrir cuando las planchas sean de acero de mayor dureza que la del tornillo, cosa que normalmente no ocurre.

Los modos de falla por aplastamiento dependen de factores geométricos, del diámetro del tornillo y del espesor del material a unir. A menudo la falla se produce por corte o desgarramiento de la plancha después de una gran deformación frente a la perforación.

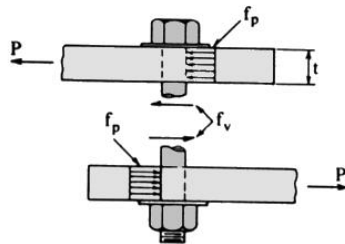


Fig. 3.5 Modo de falla por aplastamiento.

Los tamaños de los agujeros para tornillos, las distancias mínimas a bordes, la resistencia de diseño de sujetadores y la abreviación de los diversos tipos de tornillos se encuentran detallados en el anexo.

Resistencia mínima de conexiones

Las especificaciones LRFD (sección J1.7) establecen que, excepto para celosías, tensores y largueros de pared, las conexiones tendrán resistencias de diseño suficientes como para soportar cargas factorizadas de al menos 10Klb. [6]

## ***II.6 Lecciones aprendidas del temblor de Northridge.***

Después del sismo de Northridge se pusieron al descubierto muchos mitos sobre el comportamiento de las conexiones de acero, algunos de ellos son:

- Conexión con soldadura en patines y tornillos en alma, marcos SMRF (Special Moment Resisting Frames), se presentaron fracturas en más de 100 edificios.
- Iniciación de la grieta en la junta entre las superficies del “pass root” de la soldadura a tope y el patín de la columna.
- Hipótesis de “eterna” ductilidad anulada, pues antes del sismo se creía que el acero es siempre dúctil bajo cualquier condición, cuando en realidad no es así.
- Si la misión de las juntas es dar integridad global a la estructura, éstas cumplieron su misión. Se realizaron tres análisis de una misma estructura dañada: con conexiones rígidas, semirrígidas y flexibles. De los resultados obtenidos se concluyó que las que tuvieron mejor comportamiento fueron las conexiones semirrígidas.
- Existen tres condiciones que vuelven frágil al acero: La formación de grietas se debe a su inhabilidad para acomodar esfuerzo a través de flujo plástico. La deformación plástica requiere el movimiento de dislocaciones en los cristales de metal para formar arreglos a lo largo de planos de desliz. A mayor movilidad, se necesita menos esfuerzo para deformar el material. 1) La disminución de temperatura reduce ésta movilidad. También reduce la energía requerida para la fractura, y esto reduce la dureza del material. 2) Triaxialidad: condición de restringir la deformación en 3 direcciones. Alta triaxialidad requiere esfuerzos altos para lograr flujo plástico y, por tanto, reduce la energía de fractura. 3) Velocidad de aplicación de carga que produce un efecto dinámico, en vez de carga estática. Estas tres condiciones producen que sea más fácil el mecanismo de fractura que el de fluencia para disipar energía.
- Se encontró que los patines gruesos presentan alta triaxialidad, condición que abundó en Northridge.
- Tasa de deformación es el cambio en el tiempo, de la deformación inducida por la carga, en Northridge se presentó con el sismo.
- Como las dislocaciones requieren tiempo para formar arreglos en planos, a mayor tasa de deformación, menor número de dislocaciones movilizadas por unidad de tiempo. Mayor es el esfuerzo de fluencia y menor la energía de fractura, esta es la

explicación, desde el punto de vista de ciencia de los materiales, de la determinación entre si se presenta primero la fractura o la fluencia.

- Elevador de esfuerzos (concentración). Ángulo entre soldadura y columna, estas irregularidades geométricas provocan transiciones drásticas de esfuerzos, lo cual favorece concentraciones de esfuerzos condición que también se presentó en Northridge.
- Ante la primera onda sísmica, los esfuerzos locales se amplifican y se añaden a los, ya de por sí altos, esfuerzos residuales. Así, el esfuerzo de fluencia es mayor que el nominal del elemento. Tendencia a tener un esfuerzo fluencia real mayor que el nominal.
- Hipótesis del eslabón más débil. Las estructuras siempre disipan energía a través del eslabón más débil que, en este caso, fue la zona donde los esfuerzos encontraron menor resistencia: puntos donde la resistencia a fractura fue menor que la presentada ante la posible falla por ductilidad. Esto refuerza la necesidad de pedir otras pruebas al acero más allá de las tradicionales: módulo de elasticidad y esfuerzo de fluencia, por ejemplo, tenacidad que representa la capacidad ante fractura.

## **Capítulo III Análisis de la respuesta sísmica del edificio**

### ***III.1 Descripción del edificio***

El edificio analizado está compuesto por una estructura principal de acero de 7 niveles, se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México Zona IIIa, en donde los espesores de los estratos arcillosos del suelo suman 31 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad.

La estructuración está compuesta a base de marcos rígidos; muros de mampostería en las fachadas laterales y en el cubo de escaleras, y losas a base de losacero. Las plantas del primero al séptimo nivel tienen forma rectangular de 18 m de ancho (tres crujiás en esta dirección) por 40 m de largo (cinco crujiás en esta dirección), con alturas de entrepiso constantes e iguales a 2.50 m del piso 2 al 7 mientras que la primera planta tiene una altura de entrepiso de 4.00m. Todas las plantas son simétricas con igual distribución de columnas, trabes y muros.

La cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado, desplantado a una profundidad de 3.30 m, con una losa reticular inferior de 80 cm. de peralte, apoyada sobre 24 pilotes de fricción.

La estructura es regular, es decir está formada por marcos planos sin contraventeo vertical, sin muros estructurales, además todos los marcos son simétricos despreciando que las columnas de los entrepisos no tienen la misma altura en la primera planta. Nota: mas adelante se describe con más detalle la regularidad de la estructura.

A continuación se da la geometría del edificio en planta y elevación, así como su uso, posteriormente se realiza el análisis de cargas que actúan sobre éste para con estos valores y el espectro de diseño que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [9] para la zona III se introduce al programa de Análisis y Diseño SAP [18] para obtener los elementos mecánicos máximos que se presentan en los marcos y con base en estos diseñar las secciones de traveses y columnas.

Geometría del edificio

Uso: Hotel.

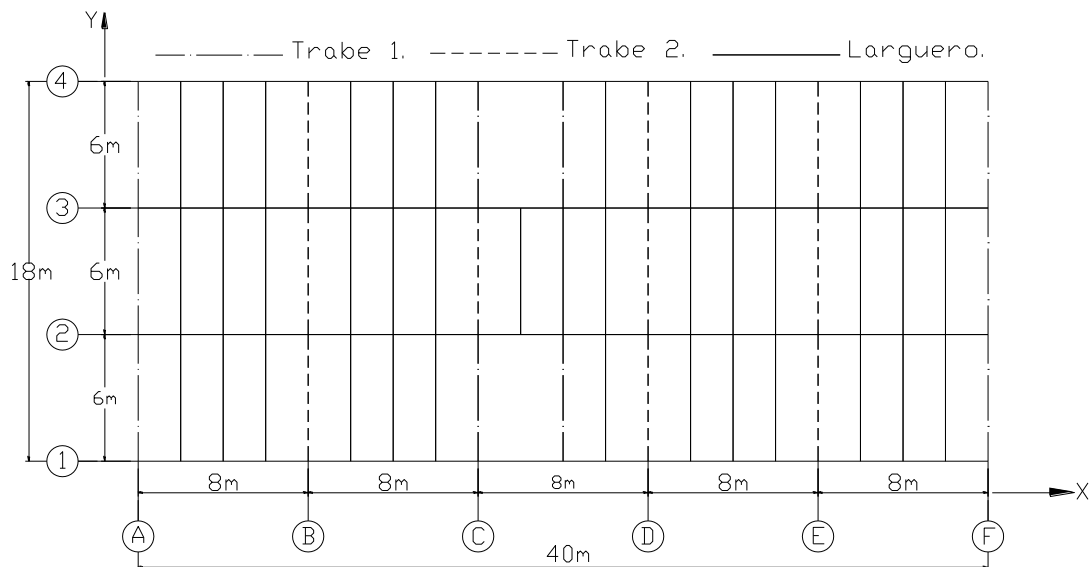
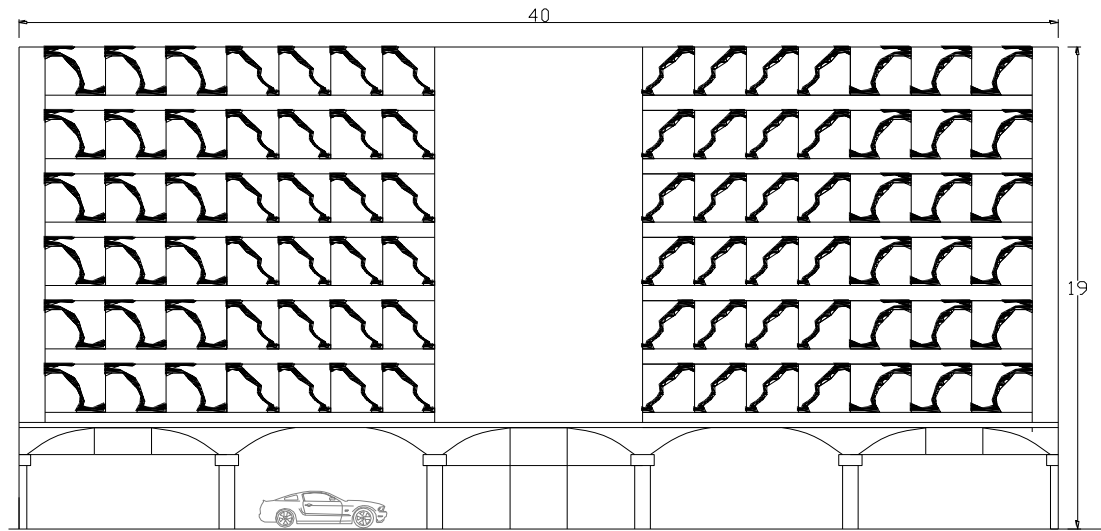
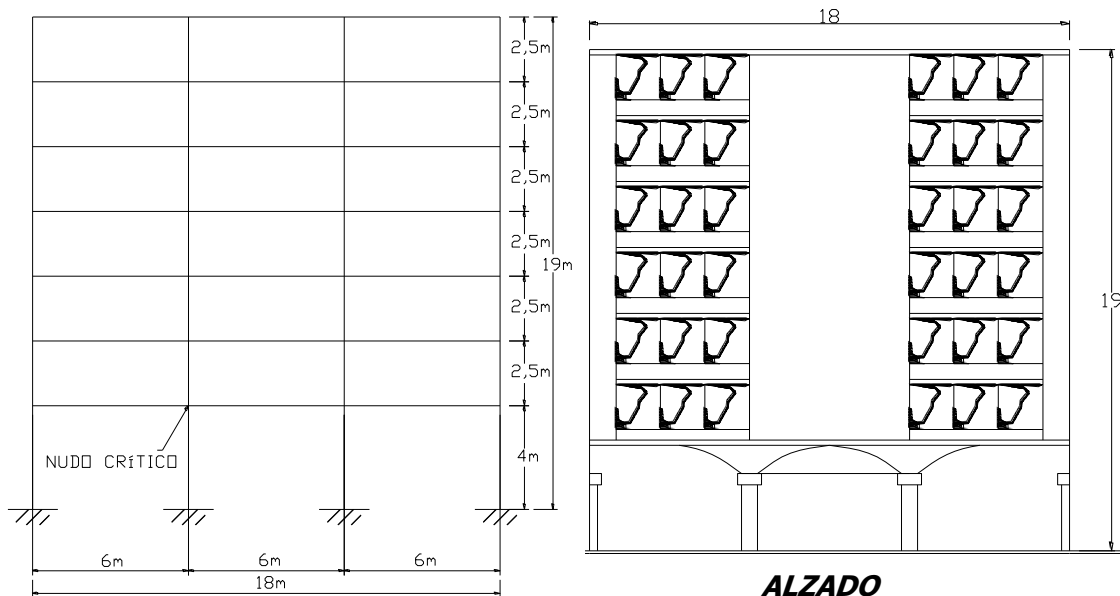


Figura 4. Planta tipo de edificio analizado.





**ALZADO**



**ALZADO**

Figura 4.1. Elevación del edificio analizado.

Para un análisis dinámico es conveniente conocer las condiciones de regularidad de la estructura desarrollados con detalle en el anexo de este documento. Por lo pronto la estructura se considera regular.

Debido a que los resultados del análisis dinámico no son el objeto de esta tesis solamente se analiza la estructura por medio del programa SAP 2000[18].

### **III.2 Análisis de cargas.**

Uso del edificio: Hotel.

Ubicación: Zona IIIa, según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [9].

Sistema Estructural: Marcos rígidos, con vigas I y columnas de sección tipo Cajón.

Sistema de Piso: Losacero, sin utilizar conectores de cortante entre losa y trabe.

Acero: A-36.  $F_y=2,530\text{kg/cm}^2$ .

$F_u=40800\text{Ton/m}^2$ .

Marcos Portantes o Principales: 1 - 4

Marcos Rigidizantes: A – F.

Estructura tipo: B. Según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

a) Cargas Permanentes.

Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.

*Carga Muerta:* Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambian sustancialmente con el tiempo.

Carga Muerta sobre la losa: Se tomaron en cuenta los valores indicados en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [9].

Losas de azotea.

Se pueden construir horizontales o inclinadas. Cuando la losa es horizontal, se coloca un relleno que permita dar una pendiente para el recubrimiento de las aguas pluviales.

Altura promedio de relleno.

Se mide, en planta de azotea, la distancia de la B.A.P. al punto más alejado del escurrimiento, considerando una pendiente de 2% (art. 157 del RCDF [9]). Se calcula el espesor medio tomando en cuenta que el espesor mínimo es de 5 cm. ver figura 4.2, y ecuaciones 4a y 4b.

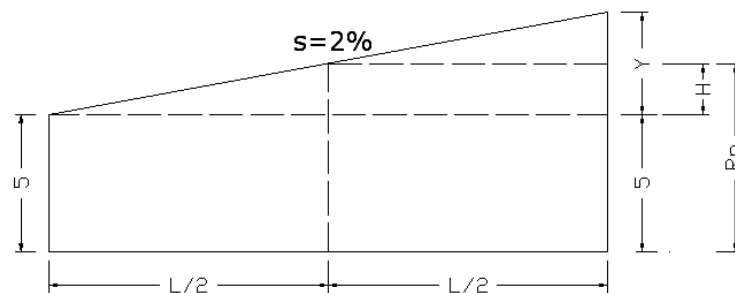


Figura 4.2. Altura promedio de relleno para losa horizontal.

$$Y = L \left( \frac{2}{100} \right) \dots\dots\dots(4a)$$

$$L = 9.$$

$$Y = 0.18 \text{ m}$$

$$Y = 18 \text{ cm.}$$

$$H = Y / 2 \dots\dots\dots (4b)$$

$$H = 9 \text{ cm.}$$

Entonces el relleno promedio es:

$$R_p = 15 \text{ cm.}$$

El peso de la losa de acero se obtiene de los manuales de los fabricantes, se utilizará una sección Calibre 24, ya que es la más utilizada y además soporta un peso de carga muerta total de 1053 kg/cm<sup>2</sup>.

La malla que se colocará entre la losa no se considera como elemento estructural, sino que contribuye a evitar el agrietamiento del concreto por contracción volumétrica.

La lámina se colocará con los canales paralelos al eje Y con el objeto de tener largueros más cortos, además de tener mayor rigidez en esta dirección que es donde se encuentran los claros más grandes.

Del manual del fabricante se tiene que de acuerdo al calibre de la lámina, se recomienda un rango de claro sin apuntalamiento, para nuestro caso como se trata de calibre 24 con 5cm de espesor de concreto, se tiene que el claro puede andar entre 1.8 m y 3.8 m, entonces se elige un claro de 2.0 metros y 3 largueros en cada claro de 8 metros.

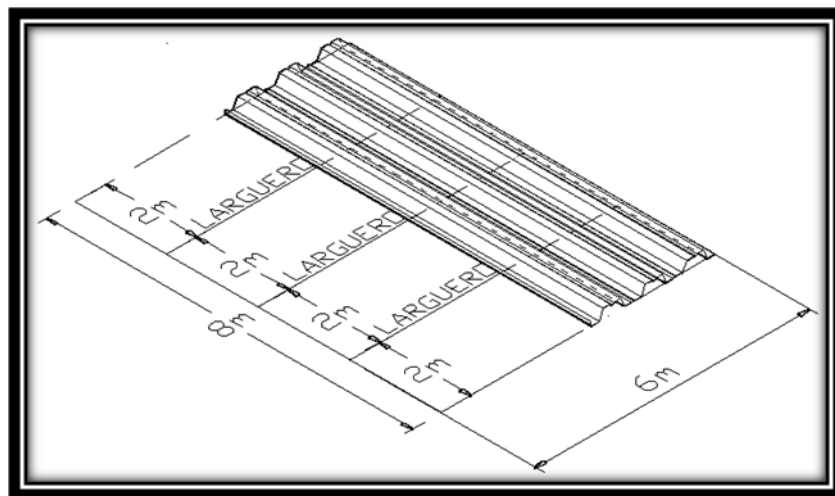


Figura 4.3. Ubicación y separación de los largueros.

Del manual del fabricante, para una lámina calibre 24, es recomendable colocar los largueros a cada 2.00 metros como se ve en la figura 4.3, y con un ancho efectivo de concreto  $a=5$  cm, sin necesidad de apuntalamiento, se tiene que:

Peso de la lámina:  $5.91 \text{ kg/m}^2$   
 Volumen de concreto:  $0.082 \text{ m}^3/\text{m}^2$   
 Peso del concreto:  $0.082 \times 2400 = 196.8 \text{ kg/m}^2$

Entonces el peso de la lámina con el concreto es de:  $196.8 + 5.91 = 202.71 = 203 \text{ kg/m}^2$

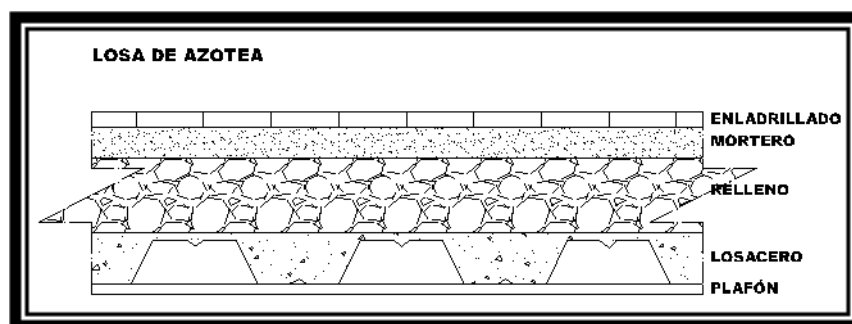


Figura 4.4. Espesores de cargas muertas que actúan sobre losa de azotea horizontal.

En la tabla a-4 se muestran los pesos por metro cuadrado de las diversas cargas muertas que actúan sobre la losa de azotea, los pesos volumétricos de los materiales fueron tomados del RCDF [9].

Tabla a-4. Carga muerta sobre losa horizontal de azotea.

LOSA DE AZOTEA			
MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (Kg/m <sup>3</sup> )	W (Kg/m <sup>2</sup> )
Enladrillado	0.02	1500	30
Mortero	0.015	2100	31.5
Impermeabilizante	0.004	1250	5
Plafon c/instalaciones			40
Relleno	0.15	1200	180
Losacero			203
Yeso	0.015	1500	22.5
Carga muerta	Por concreto		20
Adicional	Por mortero		20
<b>CARGA MUERTA</b>			<b>552</b>

Losas de entrepiso.

En la figura 4.5 se muestran las cargas muertas que actúan sobre la losa de entrepiso, así como sus respectivos espesores y en la tabla 4 se resumen las cargas por metro cuadrado sobre la losa.

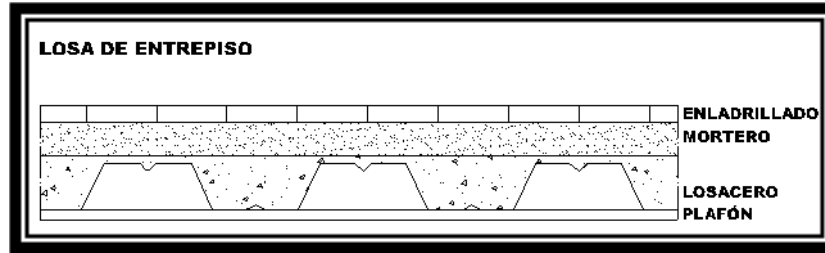


Figura 4.5 Losa tipo de entrepiso.

Tabla b-4. Carga muerta sobre losa de entrepiso.

LOSA DE ENTREPISO			
MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL.(Kg/m <sup>3</sup> )	W(Kg/m <sup>2</sup> )
Azulejo			15
Mortero	0.015	2100	31.5
Tablaroca 1.25cm			8.5
Losacero			203
Plafon c/ Instalaciones			40
Carga muerta Adicional	Por concreto		20
	Por mortero		20
<b>CARGA MUERTA</b>			<b>338</b>

Se consideraron 20 kg/cm<sup>2</sup> de carga muerta adicional a la calculada con los espesores nominales de losa y de firme de mortero de acuerdo con especificado por el RCDF [9]. Se supuso que las especificaciones arquitectónicas indicaban que los pisos en planta tipo tenían un acabado de loseta vinílica colocada sobre un firme de mortero de 1,5 cm. En el lecho inferior de las vigas se especifica un plafón (cielo raso) de placas de yeso de 1 cm de espesor. El peso de éste y de las instalaciones eléctricas y sanitarias que se aloja en el sistema de piso se estima en 40 k/m<sup>2</sup>. Las divisiones entre las diferentes áreas de oficinas se especifican con paredes formadas por tabla roca de 1.25cm, según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. [9]

#### b) Cargas Variables.

Son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.

*Carga Viva:* Son las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y no tienen carácter permanente.

Carga Viva Máxima en entrepiso. Del RCDF [9], se tiene que:

$$w = 70.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 90.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_m = 170.00 \text{ kg/m}^2$$

Para asignar la carga viva correspondiente a cada trabe se obtuvieron las áreas tributarias de cada una de estas dando como valor máximo  $12\text{m}^2$  y como no son mayores a  $36\text{m}^2$ , entonces no se aplica la reducción considerada en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

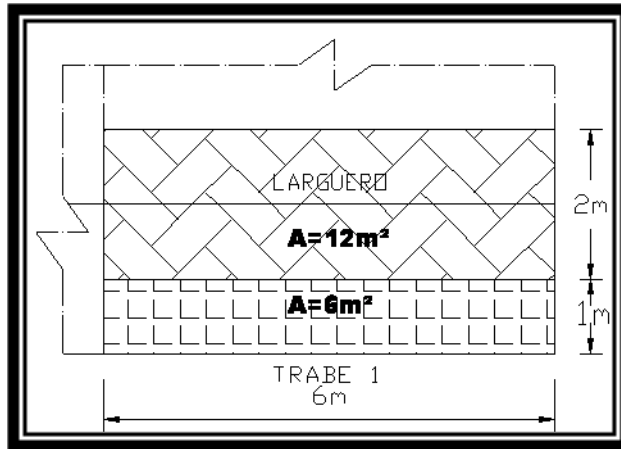


Figura 4.6. Áreas tributarias en trabes.

Carga Viva en Azotea: La carga viva máxima para azotea con pendientes menores al 5% vale, según el RCDF [9],  $W_v = 100 \text{ kg/m}^2$ .

$$W = 15.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 70.00 \text{ kg/m}^2$$

$$W_m = 100.00 \text{ kg/m}^2$$

Asignación de cargas. Ver figura 4.7

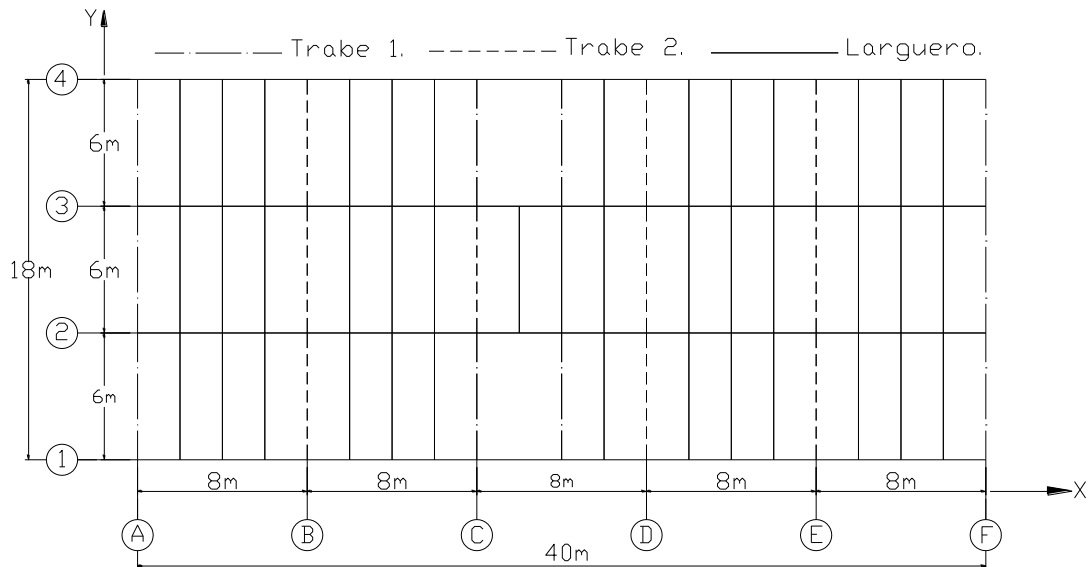


Figura 4.7. Identificación de tipos de traves para asignación de cargas.

Para las traves tipo 1 dado que se colocaran largueros en el claro de 6 m a cada 2 m y como la losa trabaja en una sola direccin (direccin Y), entonces los largueros transmitirn la carga a la trave en forma de cargas puntales, ver figura 4.8.

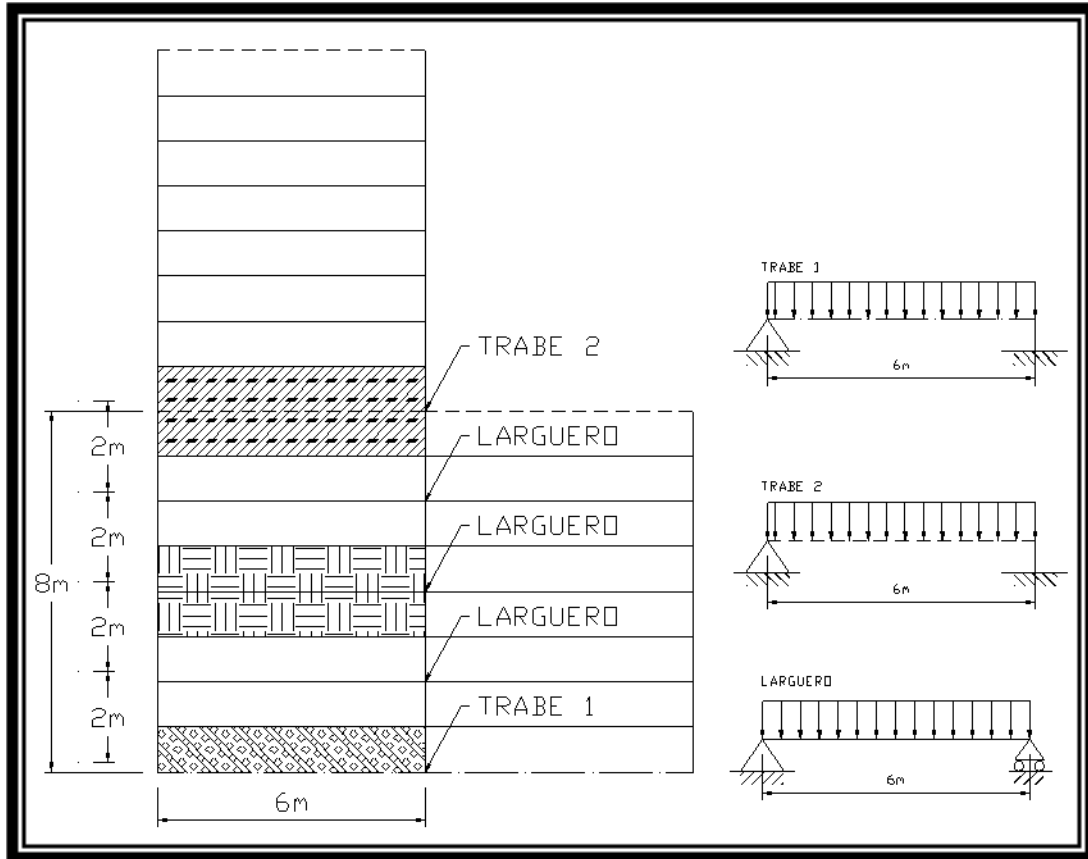


Figura 4.8. Cargas puntuales y área tributaria en traves.

Trabe 1:

Entrepiso:	Azotea:
C.M. = 0.338ton/m.	C.M. = 0.552ton/m.
C.V. = 0.17ton/m.	C.V. = 0.1ton/m.

Trabe 2:

Entrepiso:	Azotea:
C.M. = 0.676ton/m	C.M. = 1.104ton/m
C.V. = 0.34ton/m	C.V. = 0.2ton/m

Larguero:

Entrepiso:

C.M. = 0.676ton/m

C.V. = 0.34ton/m

Azotea:

C.M. = 1.104ton/m

C.V. = 0.2ton/m

Con estos valores la estructura se introdujo al programa de análisis "SAP"[18] para obtener los elementos mecánicos y posteriormente proponer los diseños de conexión.

### ***III.3 Análisis estructural del edificio.***

La acción sísmica se supone actuando en la dirección X global, y se utiliza la información de la zonificación sísmica de la ciudad de México.

En el análisis estructural del edificio se realizaron las consideraciones con el objeto de introducirlas en el programa de análisis.

- Se tomaron las cargas viva y muerta con factores 0 y 1 respectivamente.
- Se utilizó el espectro de respuesta, para la zona IIIa del RCDF [9], para tomar en cuenta las cargas accidentales causadas por sismo, ver figura 4.9.

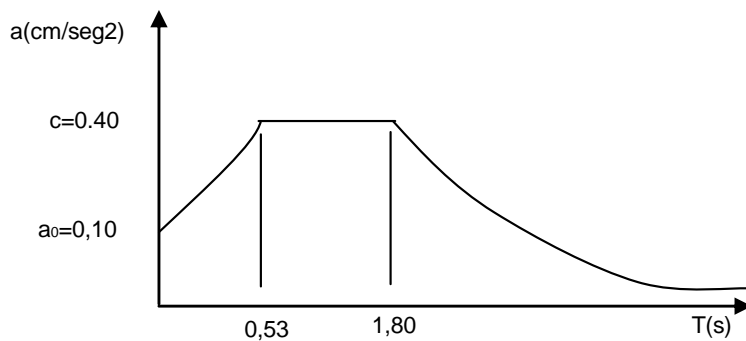


Figura 4.9. Espectro de respuesta para la zona IIIa según el RCDF.

- Dentro del espectro de respuesta se consideraron Sismo en X y Sismo en Y.
- Se utilizó un valor de amortiguamiento del 5%.
- Las combinaciones de carga utilizadas fueron las recomendadas por RCDF.

- 1,4D
- 1,2D+1,6L
- 1,2D+0,5L+1Sx
- 1,2D+0,5L -1Sx
- 1,2D+0,5L+1Sy
- 1,2D+0,5L -1Sy
- 1,2D+1,0L+1Sx
- 1,2D+1,0L -1Sx
- 1,2D+1,0L+1Sy



➤ 1,2D+1,0L -1Sy

Después de la corrida del programa SAP-2000 [18] se obtuvieron los elementos mecánicos máximos en cada uno de los marcos de la estructura, con estos valores y haciendo uso del mismo programa se diseñaron las secciones transversales de columnas y traves, ver figura 4.10.

Nota: Los resultados del análisis estructural, se incluyen en anexo electrónico debido a la extensión de éstos.

Con la geometría de las secciones anteriores y los elementos mecánicos máximos encontrados en las juntas se diseñaron las cinco propuestas de conexiones atornilladas, el procedimiento seguido se describe a continuación.

### III.4 Diseño de conexión viga-columna atornillada

#### III.4.1 Propuesta I

Una vez desarrollado el análisis estructural de la estructura por medio del programa SAP [18], el nodo donde se encontraron los elementos mecánicos máximos fue en el extremo del elemento 824, ubicado en el primer nivel, el cuál está formado por columnas cajón 16"x16"x1/2" y una viga W 14" X 90"; como se muestra en la figura 4.10:

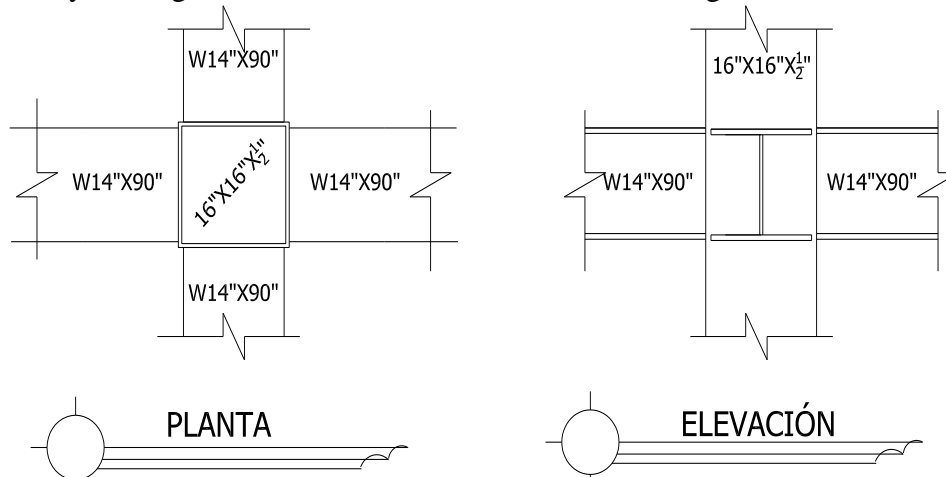


Figura 4.10 Diseño de traves y columnas apartir de SAP 2000

Los resultados de momentos y cortantes máximos del análisis estructural por medio del programa SAP 2000 V9 [18], se muestran a continuación para un muñón propuesto a 0.3m del nodo. Y a la derecha los momentos que se usarán, afectados por un factor de 1.2 para conexiones.

Mmax(-0.3m)=	16.8	ton.m	Mmax(1.2)=	20.16	ton.m
Vmax(-0.3m)=	6.22	ton.	Vmax(1.2)=	7.46	ton.

Estructuración propuesta de conexión:

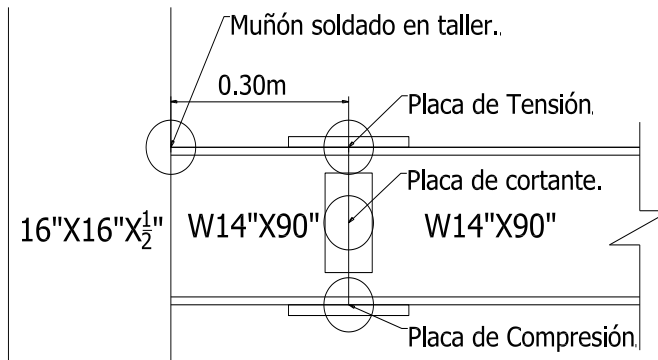


Figura 4.10-a

Notas:

- 1.- El presente análisis esta hecho por "Esfuerzos de trabajo LRFD [7]".
- 2.- Se utilizarán tornillos de alta resistencia ASTM A-325 X, logrando una conexión tipo aplastamiento, excluyéndose del plano de corte el roscado de los tornillos.
- 3.- Únicamente se analizará la parte conectada con tornillos omitiéndose la parte del muñón soldada a la columna.
- 4.- Las placas de conexión están hechas a base de trozos de placa.

Datos de la viga y de la columna:

VIGA:W14"X90"			COLUMNA:16"X16"X1/2"		
d=	0.361	m	b=	0.406	m
b=	0.369	m	tf=	0.013	m
tf=	0.018	m			
tw=	0.011	m			
T=	0.286	m			

ACERO A36		
Fy=	25300	Ton/m <sup>2</sup>
Fu=	40800	Ton/m <sup>2</sup>

Procedimiento:

**III.4.1.1 Placa de cortante:**

Primera propuesta de geometría de la placa:

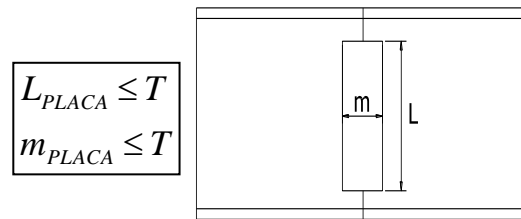


Figura 4.1a

T= 0.285m, para W14X90

Se proponen tornillos de: 1/2 pulg.

Por lo que la distancia mínima al borde desde el centro del agujero estándar (e) es: 0.02m. De acuerdo a la tabla J3-4 del manual LRFD.

Diámetro nominal del tornillo o remache (pulg)	En bordes recortados mecánicamente	En bordes laminados de placas, perfiles o barras o bordes cortados con gas [c]
$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{2}$ [d]	$1\frac{1}{8}$
1	$1\frac{3}{4}$ [d]	$1\frac{1}{4}$
$1\frac{1}{8}$	2	$1\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{5}{8}$
Mayores de $1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{4} \times$ Diámetro	$1\frac{1}{4} \times$ Diámetro

Tabla J3-4 Distancias mínimas a bordes (pulg) (Centro del agujero estándar al borde de la parte conectada)

Diámetro nominal del tornillo=0.0127m.

Y la distancia entre tornillos se toma como  $3d=0.038m$ .

No. De Tornillos=4piezas.

Para concluir la primera propuesta de geometría se proponen 4 tornillos en un arreglo como sigue, con los datos antes calculados:

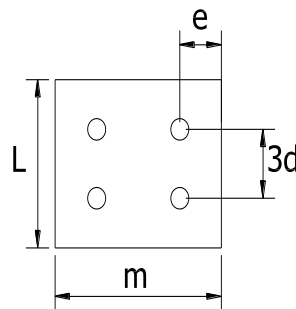


Figura 4.Ib Arreglo propuesto

Posteriormente se analiza lo siguiente:

De acuerdo al doble cortante se tiene que cada tornillo soporta:

$V/8=0.93Ton$ .

Por lo que:

Para calcular la resistencia de diseño de tornillos en cortante simple y aplastamiento sobre la placa y sobre el alma de la viga se tiene lo siguiente:

Área del tornillo de:  $1/2pulg. =0.000127m^2$

$F_v=21100Ton/m^2$

$F_v$ , para Tornillos A325, roscado fuera del plano de corte. Tabla J3.2 del manual LRFD.

A continuación se presenta el cálculo:

Resistencia de diseño en doble cortante de los tornillos:

$\phi=0.75$

No. Tornillos: 4 en doble cortante dan un factor de 8

$$\boxed{V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A \text{ (factor)}} = 16.04 \text{ Ton. Especificación LRFD Sección J3.6}$$

$t=0.0127m$ . Espesor propuesto para placas de cortante.

$$\boxed{\text{Aplastamiento} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(\text{factor}) = 94.76\text{Ton. Especificación LRFD}} \\ \text{Sección J3.-1a}$$

$$\boxed{\text{Aplast(perfil)} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(\text{factor}) = 83.39\text{Ton. Especificación LRFD}} \\ \text{Sección J3.-1a}$$

Para el aplastamiento del perfil se toma el  $t_w$  en vez del  $t$  de la placa.

Para el caso de cortante doble de los tornillos y aplastamiento de la placa todos los valores son aceptables ya que son mayores a:

$$V_{\text{total}} = 7.46\text{Ton.}$$

De acuerdo a lo anterior la geometría comercial definitiva de la placa de cortante es la siguiente:

L=	0.08	m.
m=	0.08	m.
3d=	0.038	m.
e=	0.022	m.
(t)Placa=	0.013	m.
$\phi$ Tornillo=	1/2	pulg.

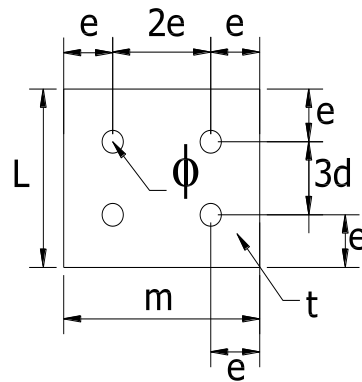


Figura 4.Ic

En la geometría definitiva, al centro el espaciado será de  $2e$  por la distancia mínima al borde en cada alma de los perfiles.

Revisión del cortante doble en las áreas brutas de las placas de cortante:

	$\phi =$	0.75	
	V=	7.46	Ton.
	V/2=	3.73	Ton.
	Área=	0.0010	m <sup>2</sup> .

Figura 4.Id

Fv A-36=	10540	Ton/m <sup>2</sup> .
----------	-------	----------------------

$$\boxed{Pu = \phi F_{v_{A-36}} 2A = 16.06 \text{ Ton.}}$$

De lo anterior se concluye que la placa es adecuada ya que el cortante resistido es mayor a:  
 $V_{total} = 7.46 \text{Ton}$ .

RESISTENCIA A CORTANTE DE LA CONEXIÓN:

$V = 16.04 \text{Ton}$ , menor de todas las resistencias a cortante antes revisadas.

#### **III.4.1.2 Placa de tensión**

Para llevar a cabo el análisis de la placa a tensión primero deberemos obtener dicha fuerza, resultado de la descomposición del momento que ocurre en la conexión en una fuerza a compresión y otra a tensión, de la siguiente manera:

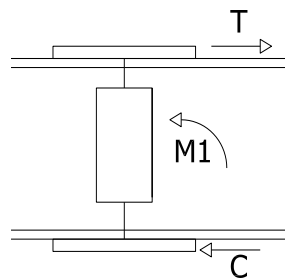


Figura 4.Ie

De acuerdo a la figura anterior se tiene:

$$T = M1/d = 55.88 \text{Ton} = C$$

De manera similar como se estableció la geometría en la placa a cortante se tiene la siguiente geometría propuesta para la placa a tensión:

$\phi =$	7/8"	0.022	m
$L =$	0.142	m.	
$m =$	0.416	m.	
$t =$	0.019	m.	
$A_{7/8} =$	0.00038	m <sup>2</sup>	
No torn =	12	piezas.	
$e =$	0.038	m.	
$3d =$	0.066	m.	

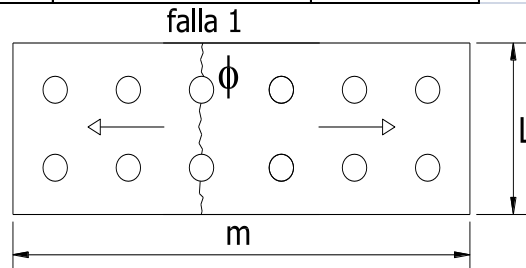


Figura 4.If

Por lo tanto se tiene lo siguiente:

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a tensión:

$$\boxed{Aplastamiento \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu (factor) = 184.19 \quad \text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$\boxed{Aplast(perfil) \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu (factor) = 174.82 \quad \text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño a tensión de la placa en la línea de falla 1:

$A_g =$	0.003	m <sup>2</sup>
$A_n =$	0.002	m <sup>2</sup>
$0.85A_g =$	0.002	m <sup>2</sup>
$\phi t =$	0.75	

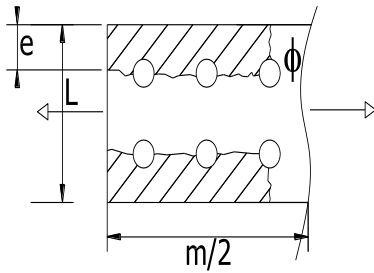
Usamos la menor  $A_n$  de  $0.85A_g$  o  $A_n$ .

$$\boxed{Pu = \phi F_u A_n = 61.20 \quad \text{Ton.}}$$

Resistencia de tornillos en cortante simple:

$$\boxed{V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A \quad (factor) = 72.19 \quad \text{Ton.}}$$

Resistencia al bloque de cortante, utilizando la geometría antes propuesta:



Agv=	0.006	m2
Agt=	0.001	m2
Anv=	0.004	m2
Ant=	0.001	m2

Figura 4.Ig

Revisión para ver la ecuación aplicable:

$$Fu_{Ant} = 40.79$$

$$Fu_{Ant} < 0.6Fu_{Anv}$$

$$0.6Fu_{Anv} = 103.40$$

De lo anterior se tiene que se debe de usar la ecuación J4.3b del LRFD.

$$\phi R_n = \phi [0.6Fu_{Anv} + F_y A_{gt}] = 105.02 \text{ Ton.}$$

Todas las revisiones pasan dado que son mayores a la fuerza a tensión igual a: T=55.88Ton.

RESISTENCIA A TENSION DE LA CONEXIÓN:

Rt=61.20Ton, menor resultado del análisis a tensión.

### III.4.1.3 Placa de compresión

El cortante en tornillos es el mismo que en la placa a tensión:

Resistencia de tornillos en cortante simple:

$$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A \quad (factor) = 72.19 \text{ Ton.}$$

El aplastamiento sobre la placa y el perfil son los mismos que en la parte a tensión:

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a compresión:

$$Aplastamiento \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dt_1 Fu (factor) = 246.23 \text{ Ton.}$$

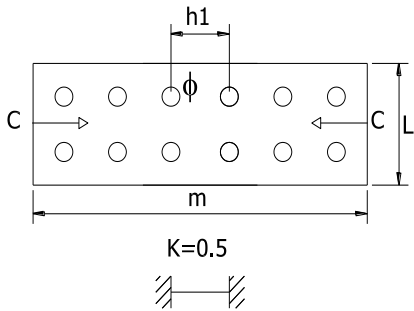
Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$Aplast(perfil) \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dt Fu (factor) = 174.82 \text{ Ton.}$$

A continuación se revisa el pandeo de la placa a compresión:

Momento de Inercia transversal de la placa a compresión:





L=	0.203	m.
t=	0.025	m.
Área placa=	0.005	m <sup>2</sup> .
h1=	0.076	m.

Figura 4.1h

$$I_y = Lt^3 / 12 = 2.77488E-07 \text{ m}^4.$$

Radio de giro:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{\text{Área}}} = 0.0073$$

Relación de esbeltez:

$$\frac{Kh1}{r_y} = 5$$

Por lo que del manual IMCA [19], se tiene lo siguiente:

$$F_a = 15040 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo que la resistencia a compresión con la presencia del pandeo en la placa será la siguiente:

$$P_u = \phi F_a \text{Área} = 58.22 \text{ Ton.}$$

De acuerdo al dato anterior y a los resultados de aplastamiento y cortante se tiene que la resistencia a compresión de la conexión es de:

$$R_c = 58.22 \text{ Ton, menor resultado del análisis a compresión.}$$

Resultados:		
De lo anterior se tiene que el momento resistente de la conexión será:		
$MR = \min(R_c, R_t) \times d_{\text{perfil}} W =$	21.01	Ton.m
Siendo lo anterior adecuado ya que es mayor a $M_{\text{max}}(1.2)$ :		
	20.16	Ton.m
Y el cortante resistente de la conexión será:		
$VR =$	16.04	Ton.
Siendo lo anterior adecuado ya que es mayor a $V_{\text{max}}(1.2)$ :		
	7.46	Ton.

### III.4.2 Propuesta II

#### III.4.2.1 Placa de cortante

Se propone una placa a cortante mas larga que la de la propuesta I de la siguiente manera:

$L=2e+3x(3d)=$	0.159	m.
$m=4e=$	0.089	m.
$3d=$	0.038	m.
$e=$	0.022	m.
(t)Placa=	0.013	m.
$\phi$ Tornillo=	1/2	pulg.
No torn=factor=	8	Piezas.
No placas =	1	pieza.
$\phi=$	0.75	
Fv tornillo A-325=	21100	Ton/m2.
Fv placa A-36=	10540	Ton/m2.
Area Torn=	0.000127	m2.
tw=	0.011	m.
tf=	0.018	m.
Fy=	25300	Ton/m2
Fu=	40800	Ton/m2.
Aplaca =Lx(t)placa=	0.00202	m2.

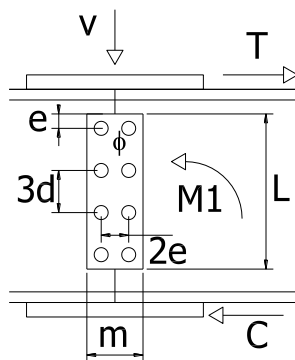


Figura 4.IIa

Resistencia de diseño en cortante simple de los tornillos:

$$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A (factor) = 16.04 \text{ Ton. Especificación LRFD Sección J3.6}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a cortante:

$$Aplastamiento \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu (factor) = 94.76 \text{ Ton. Especificación LRFD Sección J3.-1a}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$A_{plast(perfil)} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 82.08 \text{ Ton. Especificación LRFD Sección J3.-1a}$$

Revisión del cortante simple en el área bruta de la placa de cortante:

$$Pu = \phi F_v A_{A-36} A_{PLACA} = 15.94 \text{ Ton.}$$

### III.4.2.2 Placa de tensión

Para llevar a cabo el análisis de la placa a tensión primero deberemos obtener dicha fuerza, resultado de la descomposición del momento que ocurre en la conexión en una fuerza a compresión y otra a tensión, de la siguiente manera:

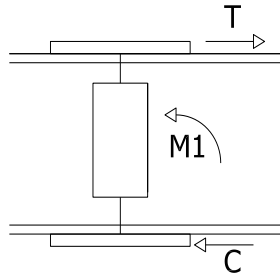


Figura 4.IIb

De acuerdo a la figura anterior se tiene:

$$T = M1/d = 55.88 \text{ Ton} = C$$

De manera similar como se estableció la geometría en la placa a cortante se tiene la siguiente geometría propuesta para la placa a tensión:

$\phi =$	7/8	0.022	m
L=	0.14	m.	
m=	0.42	m.	
t=	0.02	m.	
$A_{7/8} =$	0.00039	m <sup>2</sup>	
No torn=	12.00	piezas.	
e=	0.04	m.	
3d=	0.07	m.	

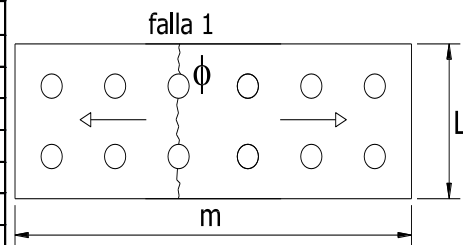


Figura 4.IIc

Por lo tanto se tiene lo siguiente:

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a tensión:

$$\boxed{Aplastamiento \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 186.07\text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$\boxed{Aplast(perfil) \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 176.28\text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño a tensión de la placa en la línea de falla 1:

Ag=	0.003	m2
An=	0.002	m2
0.85Ag=	0.002	m2
$\phi t$ =	0.75	

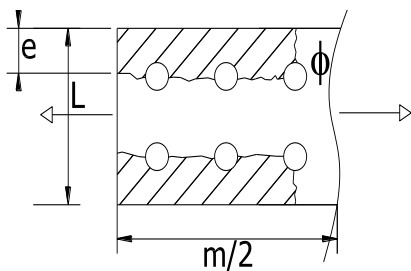
Usamos la menor An.

$$\boxed{Pu = \phi_t FuAn = 56\text{Ton.}}$$

Resistencia de tornillos en cortante simple:

$$\boxed{V \Leftrightarrow Pu = \phi FvA (No\ torn) = 73.67\text{ Ton.}}$$

Resistencia al bloque de cortante, utilizando la geometría antes propuesta:



Agv=	0.007	m2
Agt=	0.001	m2
Anv=	0.004	m2
Ant=	0.001	m2

Figura 4.IId

Revisión para ver la ecuación aplicable:

$$\boxed{FuAnt = 40.62}$$

$$\boxed{FuAnt < 0.6FuAnv}$$

$$\boxed{0.6FuAnv = 104.13}$$

De lo anterior se tiene que se debe de usar la ecuación J4.3b del LRFD.

$$\boxed{\phi Rn = \phi [0.6FuAnv + FyAgt] = 105.57\text{ Ton.}}$$

Todas las revisiones pasan dado que son mayores a la fuerza a tensión igual a:

$$T = 55.88\text{Ton.}$$

RESISTENCIA A TENSION DE LA CONEXIÓN:

Rt=56.00Ton, menor resultado del análisis a tensión.

### III.4.2.3 Placa de compresión

El cortante en tornillos es el mismo que en la placa a tensión:

Resistencia de tornillos en cortante simple:

$$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A (\text{No torn}) = 73.67 \text{ Ton.}$$

El aplastamiento sobre la placa y el perfil son los mismos que en la parte a tensión:

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a compresión:

$$\text{Aplastamiento} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4 d t_1 F_u (\text{factor}) = 186.07 \text{ Ton.}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$\text{Aplast(perfil)} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4 d t F_u (\text{factor}) = 176.28 \text{ Ton.}$$

A continuación se revisa el pandeo de la placa a compresión:

Momento de Inercia transversal de la placa a compresión:

L=	0.203	m.
t=	0.025	m.
Área placa=	0.005	m <sup>2</sup> .
h1=	0.076	m.

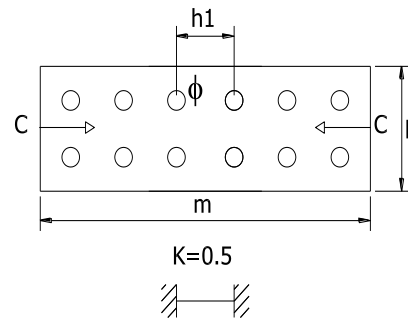


Figura 4.IIf

$$I_y = Lt^3 / 12 = 2.77488E-07 \text{ m}^4.$$

Radio de giro:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{\text{Área}}} = 0.0073$$

Relación de esbeltez:

$$\frac{Kh1}{r_y} =$$

Por lo que del manual IMCA, se tiene lo siguiente:

$$F_a = 15040 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo que la resistencia a compresión con la presencia del pandeo en la placa será la siguiente:

$$P_u = \phi F_a A_{\text{Area}} = 58.22 \text{ Ton.}$$

De acuerdo al dato anterior y a los resultados de aplastamiento y cortante se tiene que la resistencia a compresión de la conexión es de:

$R_c = 58.22 \text{ Ton}$ , menor resultado del análisis a compresión.

<b>RESISTENCIA A CORTANTE DE LA CONEXIÓN:</b>	
$V_R = 15.94 \text{ Ton.}$	menor de todas las resistencias a cortante antes revisadas.
<b>RESISTENCIA A MOMENTO DE LA CONEXIÓN:</b>	
Debido a que para esta propuesta se conservan las placas de compresión y tensión de la propuesta I, se tiene que el momento resistente de la conexión será:	
$M_R = \min(R_c, R_t) \times d_{\text{perfil}} W = 20.20 \text{ Ton.m}$	
Nota: Todos los resultados pasan de acuerdo al valor de momento y cortante solicitado.	

### **III.4.3 Propuesta III**

#### **III.4.3.1 Placa de cortante**

Se propone una placa a cortante mas larga que la de la propuesta I de la siguiente manera:

$L=2e+3x(3d)=$	0.159	m.
$m=4e=$	0.089	m.
$3d=$	0.038	m.
$e=$	0.022	m.
(t)Placa=	0.013	m.
$\phi$ Tornillo=	1/2	pulg.
No torn=factor=	8	Piezas.
No placas =	1	pieza.
$\phi=$	0.75	
Fv tornillo A-325=	21100	Ton/m2.
Fv placa A-36=	10540	Ton/m2.
Area Torn=	0.000127	m2.
tw=	0.011	m.
tf=	0.018	m.
Fy=	25300	Ton/m2.
Fu=	40800	Ton/m2.
Aplaca =Lx(t)placa=	0.00202	m2.

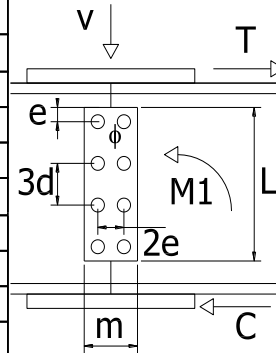


Figura 4.IIIa

Resistencia de diseño en cortante simple de los tornillos:

$$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A (factor) = 16.04 \text{ Ton. Especificación LRFD Sección J3.6}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a cortante:

$$Aplastamiento \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 94.76 \text{ Ton. Especificación LRFD Sección J3.-1a}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$Aplast(perfil) \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 82.08 \text{ Ton. Especificación LRFD Sección J3.-1a}$$

Revisión del cortante simple en el área bruta de la placa de cortante:

$$Pu = \phi F_v A_{A-36} A_{PLACA} = 5.94 \text{ Ton.}$$

RESISTENCIA A CORTANTE DE LA CONEXIÓN:

V=15.94Ton, menor de todas las resistencias a cortante antes revisadas.

### III.4.3.2 Placa de tensión

De acuerdo a la descomposición del momento la fuerza a tensión es la siguiente:

T=55.88Ton

Datos placa a tensión:

$\phi =$	7/8"	0.022
L=	0.14	m.
m=	0.47	m.
t=	0.019	m.
$A_{7/8} =$	0.00038	m <sup>2</sup>
No torn=	factor=	12 piezas.
e=	0.0381	m.
g=3d=	0.066	m.
s=	0.033	m.

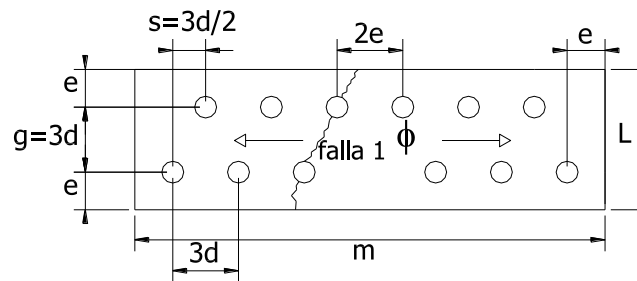


Figura 4.IIIb

Por lo tanto se tiene lo siguiente:

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a tensión:

$$\boxed{\text{Aplastamiento} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(\text{factor}) = 184.19 \text{ Ton.}}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$\boxed{\text{Aplast(perfil)} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(\text{factor}) = 174.49 \text{ Ton.}}$$

Resistencia de diseño a tensión de la placa en la línea de falla 1:



Ag=	0.003	m2
An=t(L-2φ+s2/4g)=	0.0019	m2
0.85Ag=	0.0023	m2
φt=	0.75	

Usamos la menor An.

$$Pu = \phi_t Fu An = 58.14 \text{ Ton.}$$

Resistencia de tornillos en cortante simple:

$$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A (No \text{ torn}) = 72.19 \text{ Ton.}$$

Resistencia al bloque de cortante, utilizando la geometría antes propuesta:

Agv=	0.0076	m2
Agt=	0.0014	m2
Anv=	0.0054	m2
Ant=	0.0010	m2

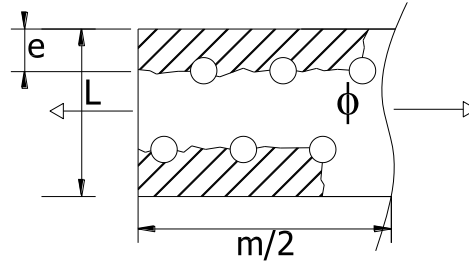


Figura 4.IIIc

Revisión para ver la ecuación aplicable:

$$\begin{aligned} Fu Ant &= 40.79 & Fu Ant < 0.6 Fu Anv \\ 0.6 Fu Anv &= 132.17 \end{aligned}$$

De lo anterior se tiene que se debe de usar la ecuación J4.3b del LRFD.

$$\phi R_n = \phi [0.6 Fu Anv + F_y A_{gt}] = 126.60 \text{ Ton.}$$

Todas las revisiones pasan dado que son mayores a la fuerza a tensión igual a:

$$T = 55.88 \text{ Ton.}$$

RESISTENCIA A TENSION DE LA CONEXIÓN:

Rt=58.14Ton, menor resultado del análisis a tensión.

Y como la placa a compresión es la misma que en la propuesta I se tiene lo siguiente:

### III.4.3.3 Placa a compresión

El cortante en tornillos es el mismo que en la placa a tensión:

Resistencia de tornillos en cortante simple:

$$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A (No \text{ torn}) = 73.67 \text{ Ton.}$$

El aplastamiento sobre la placa y el perfil son los mismos que en la parte a tensión:

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a compresión:

$$\boxed{Aplastamiento \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dt_1 Fu(factor) = 186.071256 \text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$\boxed{Aplast(perfil) \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 76.28 \text{Ton.}}$$

A continuación se revisa el pandeo de la placa a compresión:

Momento de Inercia transversal de la placa a compresión:

Debido a que el espesor no pasa por pandeo este se aumenta a 1". Se omiten los valores de aplastamiento en esta placa y en el perfil, ya que son valores mayores al de pandeo.

$$L=0.2\text{m.}$$

$$t=0.0254\text{m.}$$

$$\text{Área placa}=0.0052 \text{ m}^2.$$

$$h1=0.076\text{m.}$$

$$\boxed{Iy = Lt^3 / 12 = 2.77488\text{E-}07 \text{ m}^4.}$$

Radio de giro:

$$\boxed{ry = \sqrt{\frac{Iy}{\text{Área}}} = 0.007332348}$$

Relación de esbeltez:

$$\boxed{\frac{Kh1}{ry} = 5} \text{ Por lo que del manual IMCA [19], se tiene lo siguiente:}$$

$$Fa = 15040 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo que la resistencia a compresión con la presencia del pandeo en la placa será la siguiente:

$$\boxed{Pu = \phi Fa \text{Área} = 58.22 \text{ Ton.}}$$

RESISTENCIA A COMPRESION DE LA CONEXIÓN:

Rc=58.22Ton, menor resultado del análisis a compresión.

Resultados:

De lo anterior se tiene que el momento resistente de la conexión será:

$$d = 0.3608 \text{ m.}$$

$MR = \min(Rc, Rt) \times d_{\text{perfil}} W =$	20.98	Ton.m
--	-------	-------

Siendo lo anterior adecuado ya que es mayor a  $M_{\text{max}}(1.2)$ : 20.16 Ton.m

Y el cortante resistente de la conexión será:

$VR =$	15.94	Ton.
--------	-------	------

Siendo lo anterior adecuado ya que es mayor a  $V_{\text{max}}(1.2)$ : 7.46 Ton.

### III.4.4 Propuesta IV

#### III.4.4.1 Placa de cortante

Se propone una placa a cortante mas larga que la de la propuesta I de la siguiente manera:

$L = 2e + 3x(3d) =$	0.159	m.
$m = 4e =$	0.089	m.
$3d =$	0.038	m.
$e =$	0.022	m.
(t)Placa =	0.013	m.
$\phi$ Tornillo =	1/2	pulg.
No torn = factor =	8	Piezas.
No placas =	1	pieza.
$\phi =$	0.75	
Fv tornillo A-325 =	21100	Ton/m2.
Fv placa A-36 =	10540	Ton/m2.
Area Torn =	0.000127	m2.
tw =	0.011	m.
Fy =	25300	Ton/m2.
tf =	0.018	m.
Fu =	40800	Ton/m2.
Aplaca = $L \times (t) \text{placa} =$	0.00202	m2.

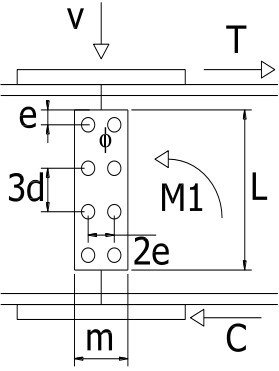


Figura 4.IVa

Resistencia de diseño en cortante simple de los tornillos:

$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A (\text{factor}) =$	16.04 Ton.	Especificación LRFD Sección J3.6
---	------------	----------------------------------

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a cortante:

$\text{Aplastamiento} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4 d t F_u (\text{factor}) =$
--

94.76Ton.

Especificación LRFD  
Sección J3.-1a

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$A_{plast(perfil)} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 82.08Ton.$$

Especificación LRFD  
Sección J3.-1a

Revisión del cortante simple en el área bruta de la placa de cortante:

$$Pu = \phi Fv_{A-36} A_{PLACA} = 15.94Ton.$$

RESISTENCIA A CORTANTE DE LA CONEXIÓN:

V=15.94Ton, menor de todas las resistencias a cortante antes revisadas.

#### III.4.4.2 Placa de tensión

De acuerdo a la descomposición del momento la fuerza a tensión es la siguiente:

T=55.88Ton.

T=27.9Ton, Por adicionarle la placa en la parte inferior.

Se propone colocar placas en tensión en la parte baja de los patines del mismo peralte que la placa en la propuesta I, de la siguiente manera:

Datos de placas a tensión:

$\phi =$	7/8"	0.022
L=	0.14	m.
m=	0.47	m.
t 1/2"=	0.0127	m.
A7/8=	0.00038	m <sup>2</sup>
No torn=factor=	12	piezas.
e=	0.0381	m.
g=3d=	0.066	m.
s=	0.033	m.

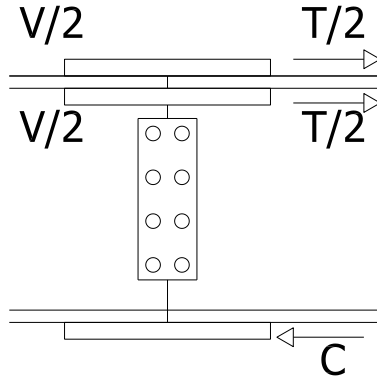


Figura 4.IVb

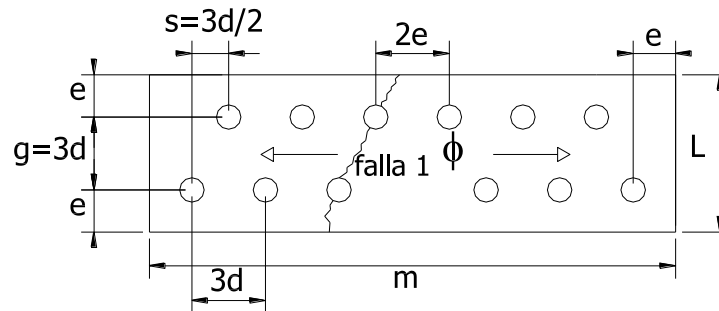


Figura 4.IVc

Por lo tanto se tiene lo siguiente:

Resistencia de diseño por aplastamiento en las placas a tensión:

$$\boxed{\text{Aplastamiento} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(\text{factor}) = 246.23\text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$\boxed{\text{Aplast(perfil)} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(\text{factor}) = 174.49\text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño a tensión de la placa en la línea de falla 1:

$$Ag=0.002\text{m}^2$$

$$An=t(L-2f+s/4g)=0.0013\text{m}^2 \quad \text{Usamos la menor}$$

$$0.85Ag=0.0015\text{m}^2$$

$$An \text{ de placas extra} = t((L-tw)-2f+s/4g) = 0.0011\text{m}^2.$$

A la menor  $An$  se le suma el "An de placas extra" para sacar  $Pu$ .

$$\phi_t = 0.75$$

$$Pu = \phi_t FuAn = 73.55 \text{ Ton.}$$

Resistencia de tornillos en cortante doble:

El factor aquí en No tornillos=24

$$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A(No \text{ torn}) = 144.37 \text{ Ton.}$$

Resistencia al bloque de cortante, utilizando la geometría antes propuesta:

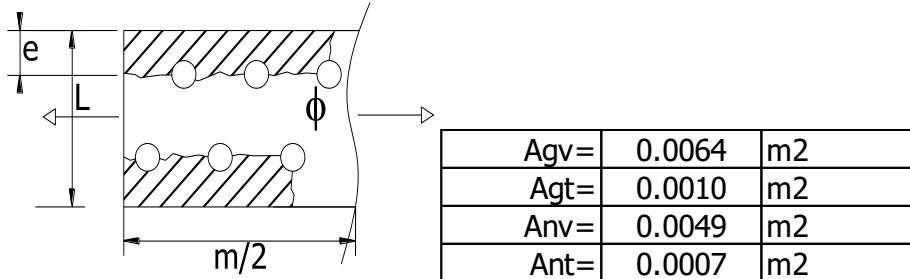


Figura 4.IVd

Revisión para ver la ecuación aplicable:

$$Fu_{Ant} = 54.53$$

$$Fu_{Ant} < 0.6 Fu_{Anv}$$

$$0.6 Fu_{Anv} = 119.03$$

Las placas extras solo trabajan a tensión por lo tanto:

$$Agt = 2Agt = 0.0019 \text{ m}^2$$

$$Ant = 2Ant = 0.0013 \text{ m}^2. \text{ Para } Fu_{Ant} \text{ se usa } 2Ant \text{ arriba.}$$

De lo anterior se tiene que se debe de usar la ecuación J4.3b del LRFD.

$$\phi R_n = \phi [0.6 Fu_{Anv} + F_y A_{gt}] = 126.00 \text{ Ton.}$$

Todas las revisiones pasan dado que son mayores a la fuerza a tensión igual a:

$$T = 55.88 \text{ Ton.}$$

RESISTENCIA A TENSION DE LA CONEXIÓN:

Rt=73.55Ton, menor resultado del análisis a tensión.

### III.4.4.3 Placa a compresión

El cortante en tornillos es el siguiente:

$$\text{Área } 7/8" = 0.0004 \text{ m}^2. \quad f = 0.022 \text{ m.}$$

Resistencia de tornillos en cortante simple:

$$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A(No \text{ torn}) =$$

73.67Ton.

El aplastamiento sobre la placa y el perfil son los siguientes:

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a compresión:

$$\boxed{\text{Aplastamiento} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dt_{1/2} Fu(\text{factor}) = 124.374\text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$\boxed{\text{Aplast(perfil)} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(\text{factor}) = 176.278\text{Ton.}}$$

A continuación se revisa el pandeo de la placa a compresión:

Momento de Inercia transversal de la placa a compresión:

L=	0.3600	m.
t=	0.0254	m.
Área placa=	0.0091	m2.
h1=	0.0762	m.

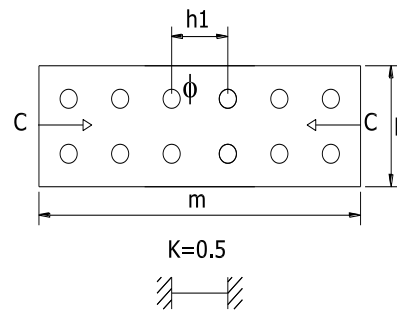


Figura 4.IVe

$$\boxed{Iy = Lt^3 / 12 = 4.91612E-07 \text{ m4.}}$$

Radio de giro:

Relación de esbeltez:

$$\boxed{ry = \sqrt{\frac{Iy}{\text{Área}}} = 0.0073}$$

$$\boxed{\frac{Kh1}{ry} = 5}$$

Por lo que del manual IMCA [19], se tiene lo

$$Fa = 15040 \text{ Ton/m2}$$

Por lo que la resistencia a compresión con la presencia del pandeo en la placa será la siguiente:

$$\boxed{Pu = \phi Fa \text{Área} = 103.14 \text{ Ton.}}$$

RESISTENCIA A COMPRESION DE LA CONEXIÓN:

Rc=73.67Ton., menor resultado del análisis a compresión.

Resultados:

De lo anterior se tiene que el momento resistente de la conexión será:

$$d = 0.3608 \text{ m.}$$

$$MR = \min(R_c, R_t) \times d_{\text{perfil}} W = 26.58 \text{ Ton.m}$$

Siendo lo anterior adecuado ya que es mayor a  $M_{\text{max}}(1.2)$ : 20.16 Ton.m

Y el cortante resistente de la conexión será:

$$VR = 15.94 \text{ Ton.}$$

Siendo lo anterior adecuado ya que es mayor a  $V_{\text{max}}(1.2)$ : 7.46 Ton.

### III.4.5 Propuesta V

#### III.4.5.1 Placa a cortante

Se propone una placa a cortante mas larga que la de la propuesta I de la siguiente manera:

$L = 2e + 3x(3d) =$	0.159	m.
$m = 4e =$	0.089	m.
$3d =$	0.038	m.
$e =$	0.022	m.
(t)Placa =	0.013	m.
$\phi$ Tornillo =	1/2	pulg.
No torn = factor =	8	Piezas.
No placas =	1	pieza.
$\phi =$	0.75	
Fv tornillo A-325 =	21100	Ton/m2.
Fv placa A-36 =	10540	Ton/m2.
Area Torn =	0.000127	m2.
tw =	0.011	m.
Fy =	25300	Ton/m2.
tf =	0.018	m.
Fu =	40800	Ton/m2.
Aplaca = $L \times (t) \text{placa} =$	0.00202	m2.

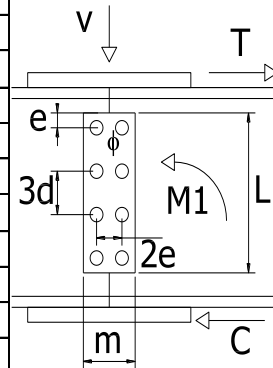


Figura 4. Va

Resistencia de diseño en cortante simple de los tornillos:

$$V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A (\text{factor}) = 16.04 \text{ Ton.} \quad \text{Especificación LRFD Sección J3.6}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a cortante:

$$\text{Aplastamiento} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4 d t F_u (\text{factor}) =$$



94.76 Ton. Especificación LRFD  
Sección J3.-1a

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$A_{plast(perfil)} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4 d t F_u (factor) = 82.08 \text{ Ton. Especificación LRFD Sección J3.-1a}$$

Revisión del cortante simple en el área bruta de la placa de cortante:

$$Pu = \phi F_v A_{A-36} A_{PLACA} = 15.94 \text{ Ton.}$$

Revisión del flujo de cortante:

Nota: Esta revisión no es tan necesaria ya que se busco que la distancia 2e fuera la mínima.

RESISTENCIA A CORTANTE DE LA CONEXIÓN:

V=15.94Ton, menor de todas las resistencias a cortante antes revisadas.

### III.4.5.2 Placa a tensión

De acuerdo a la descomposición del momento la fuerza a tensión es la siguiente:

T=55.88Ton.

T=27.94Ton Por adicionarle la placa en la parte inferior.

Se propone colocar placas a tensión en la parte baja de los patines del mismo peralte que la placa en la propuesta I, de la siguiente manera:

Datos placas a tensión:

$\phi =$	7/8"	0.022
L=	0.14	m.
m=	0.47	m.
t 3/4"=	0.019	m.
A7/8=	0.00038	m2
No torn=	factor=	12 piezas.
e=	0.0381	m.
g=3d=	0.066	m.
s=	0.033	m.

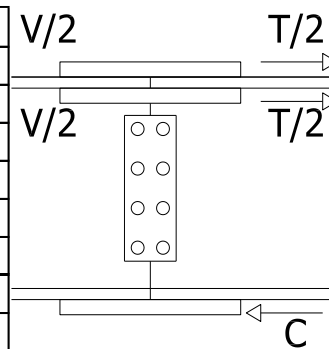


Figura 4.Vb

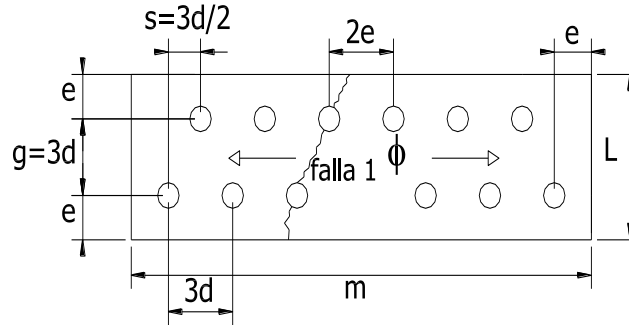


Figura 4.Vc

Por lo tanto se tiene lo siguiente:

Resistencia de diseño por aplastamiento en las placas a tensión:

$$\boxed{Aplastamiento \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 368.38 \quad \text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$\boxed{Aplast(perfil) \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 174.49 \quad \text{Ton.}}$$

Resistencia de diseño a tensión de la placa en la línea de falla 1:

$$Ag = 0.003 \text{ m}^2$$

$$An = t(L - 2f + s/4g) = 0.0019 \text{ m}^2 \quad \text{Usamos la menor}$$

$$0.85Ag = 0.0023 \text{ m}^2$$

$$An \text{ de placas extra} = t((L - tw) - 2f + s/4g) = 0.0017 \quad \text{m}^2.$$

A la menor  $An$  se le suma el " $An$  de placas extra" para sacar  $Pu$ .

$$\phi_t = 0.75$$

$$\boxed{Pu = \phi_t Fu An = 110.03 \text{ Ton.}}$$

Resistencia de tornillos en cortante doble:

El factor aquí en No tornillos = 24

$$\boxed{V \Leftrightarrow Pu = \phi F_v A (No \text{ torn}) = 144.37 \text{ Ton.}}$$

Resistencia al bloque de cortante, utilizando la geometría antes propuesta:

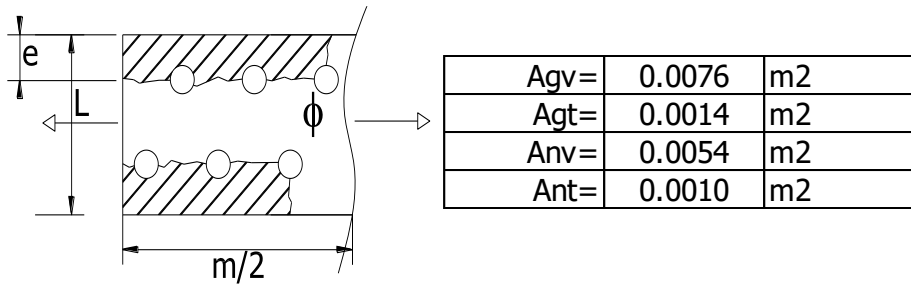


Figura 4.Vd

Revisión para ver la ecuación aplicable:

$$\boxed{FuAnt = 81.58} \quad \boxed{FuAnt < 0.6FuAnv}$$

$$\boxed{0.6FuAnv = 132.17}$$

Las placas extras solo trabajan a tensión por lo tanto:

$$Agt = 2Agt = 0.0029m^2$$

$$Ant = 2Ant = 0.0020m^2. \quad \text{Para } FuAnt \text{ se usa } 2Ant \text{ arriba.}$$

De lo anterior se tiene que se debe de usar la ecuación J4.3b del LRFD.

$$\boxed{\phi Rn = \phi [0.6FuAnv + FyAgt]} = 154.07 \text{Ton.}$$

Todas las revisiones pasan dado que son mayores a la fuerza a tensión igual a:

$$T = 55.88 \text{Ton.}$$

RESISTENCIA A TENSION DE LA CONEXIÓN:

Rt = 110.03Ton, menor resultado del análisis a tensión.

### III.4.5.3 Placa a compresión

Resistencia de tornillos en cortante simple:

$$\text{Área } 3/4" = 0.0003m^2. \quad \phi = 0.019 \text{ m.}$$

$$\boxed{V \Leftrightarrow Pu = \phi FvA(\text{No torn})} = 56.97 \text{Ton.}$$

El aplastamiento sobre la placa y el perfil son los mismos que en la parte a compresión de la propuesta I.

Resistencia de diseño por aplastamiento en la placa a compresión:

$$\boxed{\text{Aplastamiento} \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(\text{factor})} = 159.49 \text{ Ton.}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento en el perfil W:

$$\boxed{Aplast(perfil) \Leftrightarrow Pu = \phi 2.4dtFu(factor) = 151.1Ton.}$$

A continuación se revisa el pandeo de la placa a compresión:

Momento de Inercia transversal de la placa a compresión:

L=	0.3600	m.
t=	0.0254	m.
Área placa=	0.0091	m <sup>2</sup> .
h1=	0.0762	m.

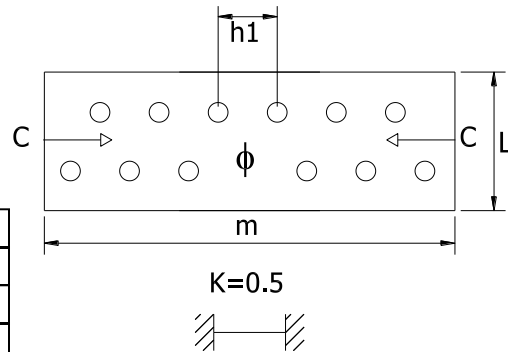


Figura 4.Ve

$$m = 0.47 \text{ m.}$$

$$\boxed{Iy = Lt^3 / 12 = 4.91612E-07m^4.}$$

Radio de giro:

Relación de esbeltez:

$$\boxed{ry = \sqrt{\frac{Iy}{Área}} = 0.0073}$$

$$\boxed{\frac{Kh1}{ry} = 5}$$

Por lo que del manual IMCA[19] se tiene lo siguiente:

$$Fa = 15040 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo que la resistencia a compresión con la presencia del pandeo en la placa será la siguiente:

$$\boxed{Pu = \phi Fa Area = 103.14Ton.}$$

De acuerdo al dato anterior y a los resultados de aplastamiento y cortante se tiene que la resistencia a compresión de la conexión es de:

$$Rc = 56.97 \text{ Ton, menor resultado del análisis a compresión.}$$

Resultados:	
De lo anterior se tiene que el momento resistente de la conexión será:	
	$d_{\text{perfil}} = 0.3608 \text{ m.}$
$MR = \min(R_c, R_t) \times d_{\text{perfil}} W =$	20.55 Ton.m
Siendo lo anterior adecuado ya que es mayor a $M_{\text{max}}(1.2):$	20.16 Ton.m
Y el cortante resistente de la conexión será:	
$VR =$	15.94 Ton.
Siendo lo anterior adecuado ya que es mayor a $V_{\text{max}}(1.2):$	7.46 Ton.

**Capitulo IV Caracterización estadística de la demanda sobre la conexión para todos los posibles temblores del D.F.**

Para la realización de la caracterización se empleó una simulación de Montecarlo para considerar cualquier aceleración del terreno que pueda ocurrir en el sitio (zona III) y no solo la considerada en el espectro de diseño, tomando como base la curva de riesgo sísmico **pues ésta introduce el beneficio de facilitar la consideración explícita del nivel de seguridad que se desea tener ante sismos en la zona del edificio.**

La curva de riesgo sísmico se tomó con las características de la zona blanda del DF, ver tabla c-4.

$$V(y) = 80y^{-1.6} \left[ 1 - \frac{y}{500} \right] \dots\dots\dots(4d)$$

La ecuación 4d representa las aceleraciones promedio que se pueden presentar en el sitio estudiado en  $\text{cm}/\text{seg}^2$  de acuerdo con una tasa media de ocurrencia de los temblores y su correspondiente gráfica para la distribución anual acumulada se muestra en la figura 4.11

$E[C_s] =$	0.15
$CV_{C_s} =$	0.3
$v =$	0.142

Tabla c-4. Información sísmica de la Ciudad de México.

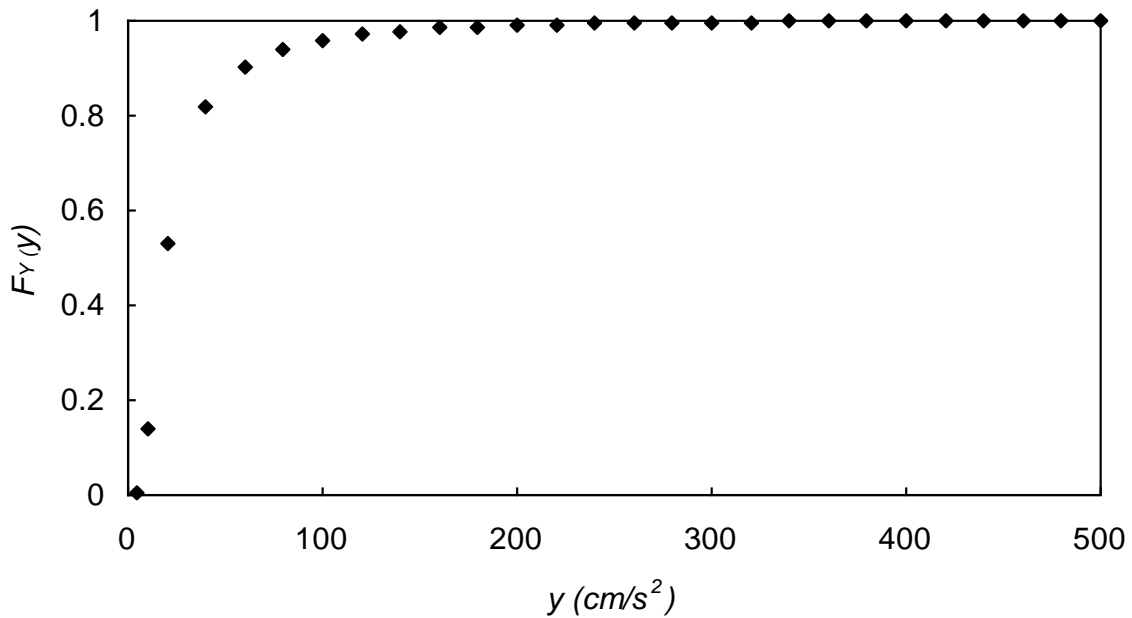


Figura 4.11. Distribución anual de intensidades sísmicas máximas para el D.F.  
 Distribución de Poisson, donde  $Fy=e^{-\nu}$

Posteriormente se realizaron otras corridas del programa SAP [18] con las mismas condiciones del edificio pero ahora variando el valor del coeficiente sísmico para poder tener rangos cercanos (de cortantes y momentos) a las aceleraciones que se podrían presentar en realidad y así mismo poder asignar los valores de los elementos mecánicos correspondientes, el procedimiento se muestra a continuación.

**IV.1 Rango de elementos mecánicos máximos según la variación del coeficiente sísmico.**

Para el diseño de las conexiones se tomaron en cuenta los valores especificados en el reglamento de Construcciones del Distrito Federal, correspondientes a la zona IIIa, los cuales se enuncian a continuación.

$$T > T_b \dots\dots\dots(4e)$$

$$a = qc$$

$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r \dots\dots\dots(4f)$$

$$r = 2.0$$

$$a = \left(\frac{1.8}{T}\right)^{2.0} 0.40$$

..... (4g)

Para las corridas restantes únicamente se varió el coeficiente sísmico, dejando constante el valor de la ordenada del espectro de diseño correspondiente a  $T=0$  como fracción de la aceleración de la gravedad, así como también se mantuvieron sin variación los periodos característicos del espectro de diseño ( $T_a$  y  $T_b$ ).

Se tomaron dos valores del coeficiente sísmico menores al que marca el reglamento y dos valores mayores a éste, con la finalidad de poder observar las variaciones existentes entre los valores propuestos y el valor indicado por el reglamento. [9]

Después de las corridas se obtuvieron los siguientes resultados:

c	Vmax(ton)	Mmax(ton-m)
0.2	3.11	8.41
0.3	4.6	12.6
0.4	6.22	16.8
0.5	7.78	21
0.6	9.33	25.2

Tabla d-4. Elementos mecánicos máximos variando el coeficiente sísmico. (Poner en el encabezado, no abajo)

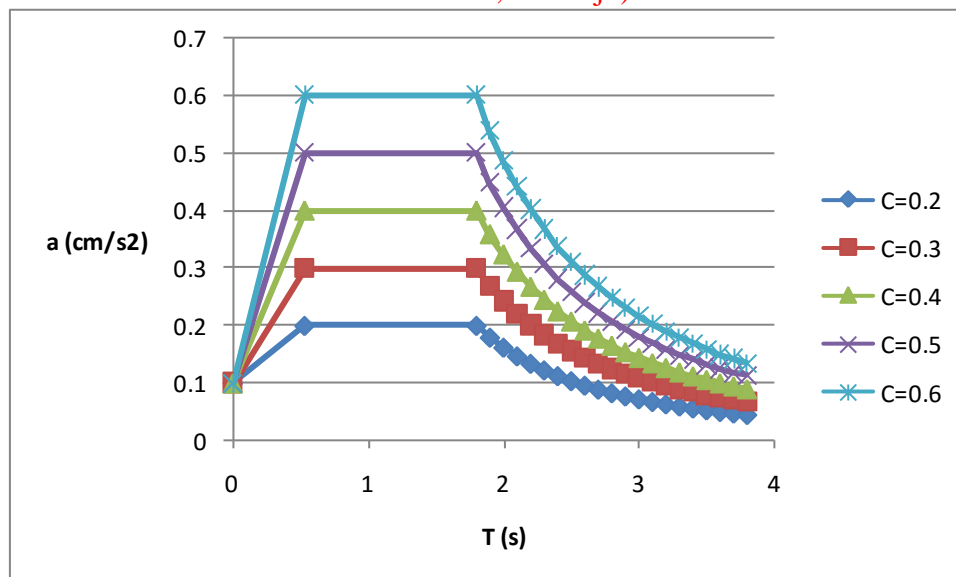


Figura 4.12 Espectros utilizados en la simulación.

Otro dato importante para la realización de la simulación es la obtención de los momentos y cortantes resistentes para las propuestas de conexiones, los cuales se obtuvieron al final del diseño de cada una de las cinco propuestas.

## Capítulo V Análisis de confiabilidad para las cinco propuestas de conexión.

Los problemas de ingeniería, implican la representación en modelos, de factores y condiciones que no siempre son completamente conocidos. Las acciones sísmicas, las de viento y las características de resistencia del suelo, en un sitio determinado y la capacidad de uniones de acero en edificios, son algunos ejemplos de variables que necesitan modelarse para la predicción del comportamiento, el diseño y la planeación de sistemas (estructurales u operativos) y cuyos valores no pueden definirse con absoluta certeza.

De lo anterior, la magnitud de las incertidumbres implícitas en un problema y sus efectos en el desempeño y el diseño de los sistemas antes mencionados requieren de una evaluación, la cual puede realizarse propiamente, mediante la aplicación de conceptos y métodos probabilísticos. Aún más, diseñar, planear y mantener estructuralmente las instalaciones, bajo condiciones de incertidumbre, implica la predicción y el balance entre riesgos estructurales y beneficios para producir resultados óptimos. El modelado de estos aspectos incide en el campo de la confiabilidad estructural y el análisis de riesgos [20].

Generalmente se acepta que la confiabilidad,  $C$ , es la probabilidad de que un sistema se desempeñe adecuadamente durante un periodo especificado. Este concepto implica que el objetivo que se pretende que el sistema cumpla pueda ser matemáticamente descrito.

Asimismo, el límite de lo que se considera “adecuado” debe ser clara y cuantitativamente establecido.

En el campo estructural las medidas de seguridad empleadas son el margen de seguridad (diferencia entre la capacidad y la demanda en una sección transversal, un punto, una dirección y un elemento mecánico específicos) y el factor de seguridad (cociente entre las dos variables previamente mencionadas) [20].

Por otra parte, la medida que complementa la confiabilidad es la probabilidad de falla (ó probabilidad de desempeño no satisfactorio).

$$P_f = 1 - C \dots\dots\dots (4h)$$

Los dos casos más simples, en el cálculo de la probabilidad de falla ó confiabilidad, es cuando se tienen sólo dos variables aleatorias no correlacionadas, ambas normales o lognormales. En el primer caso, la medida de seguridad se toma como el margen  $M=R-Q$ , mientras que en el segundo se considera como el factor de seguridad  $\theta=R/Q$  donde  $R$ =capacidad (resistencia) y  $Q$ =demanda (carga) son variables aleatorias no correlacionadas y sus respectivas fdp (funciones de densidad de probabilidad) pueden representarse gráficamente como se observa en la figura 4.13 [20].



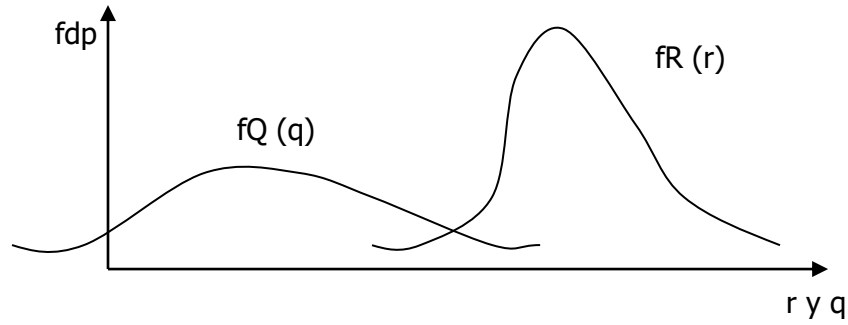


Fig. 4.13. Funciones de densidad de la demanda y la capacidad.

En la figura 4.14 se muestra la fdp del margen de seguridad y la probabilidad de falla.  
 $P_f = P(R < Q)$

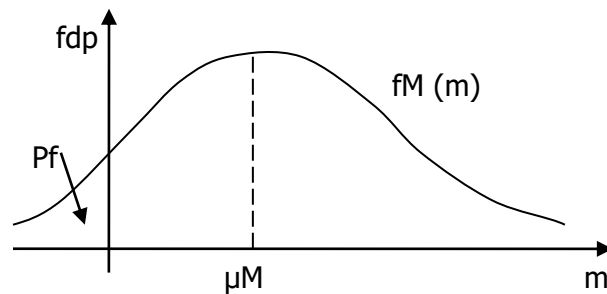


Fig. 4.14. Función de densidad del margen de seguridad.

Para un mejor entendimiento del procedimiento seguido en la simulación se describen en el anexo de este documento los parámetros que se utilizan en una distribución Lognormal.

#### ***V.1 Proceso de simulación de Montecarlo.***

La hipótesis básica de la simulación es que la relación entre el momento máximo producido por un sismo cualquiera en el punto crítico de la conexión y el momento máximo producido para la aceleración supuesta inmediata superior más cercana a esa aceleración es la misma relación que se presenta entre la aceleración máxima del sismo cualquiera y la de la aceleración más cercana. Ver figura 4.15.

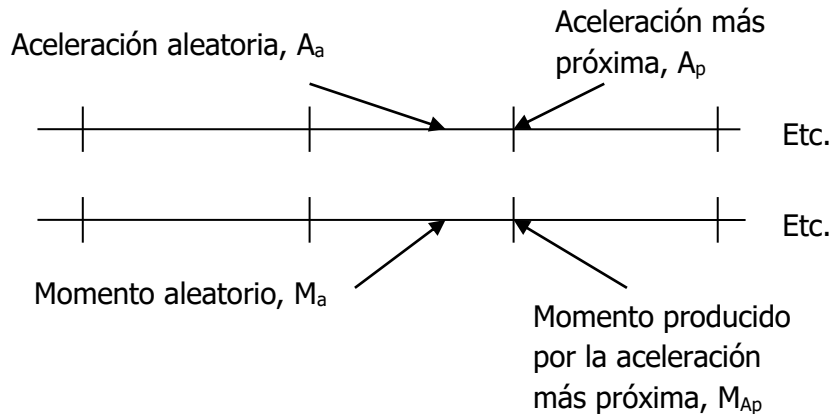


Figura 4.15. Escala conceptual de aceleraciones supuestas y sus correspondientes momentos.

$$M_a = M_{Ap} (A_p/A_a) \dots \dots \dots (4i)$$

Procedimiento de Simulación de Montecarlo.

1. Mediante una serie de números aleatorios se modela la probabilidad de ocurrencia de una determinada aceleración del sismo “y”.
2. Se calcula la aceleración del sismo “y” en cm/s<sup>2</sup> que se presentaría de acuerdo con la probabilidad del paso anterior y tomando una tasa media anual de ocurrencia de los sismos constante e igual a 0.142.

Para simplificar el despeje de “y” se considera que el valor de y/500 de la ecuación 45 es muy pequeño y por consecuencia se puede despreciar, además el valor de “y” es multiplicado por la probabilidad de que este valor sea excedido es decir por (1-P), convirtiéndose de esta manera en un valor esperado de aceleración.

3. Se calcula la relación y/y<sub>espectral RDF</sub>, la cuál toma en cuenta la posible variación entre la aceleración que realmente se presenta y el valor de la aceleración supuesta en el rango más cercano a la aceleración “y”.
4. Se calcula el momento máximo que se presenta en el punto crítico dada una aceleración distinta a la considerada, al multiplicar el factor calculado en el paso anterior por el momento que se presenta correspondiente a la aceleración supuesta en el rango más cercano.
5. De igual manera se calcula la fuerza cortante máxima que se presenta en el punto crítico siguiendo el mismo procedimiento del paso 4.

6. Con las estadísticas obtenidas en los dos pasos anteriores, se calcula la media y desviación estándar para cada uno de los parámetros considerados (momento máximo y cortante máximo).
7. Se calcula ahora el coeficiente de variación para cada parámetro como sigue:  
 $CV = \sigma/\mu$ .
8. Se calculan los parámetros  $\zeta_M$  y  $\zeta_V$ , utilizada en una distribución lognormal.
9. Se calculan los parámetros  $\lambda_M$  y  $\lambda_V$ , también de una distribución lognormal.
10. Se calculan los momentos y cortantes resistentes para cada una de las alternativas de conexión consideradas, el cálculo se realizó en el capítulo anterior.
11. Mediante otra serie de números aleatorios distinta a la primera, se calcula una serie con distribución normal haciendo uso de la función de Excel.
12. Con los valores de la distribución normal anterior y aplicando la transformación:  
$$s = (\ln x - \lambda) / \zeta \dots\dots\dots(4j)$$
  
Tomando los valores de los parámetros obtenidos en los pasos 8 y 9 se obtiene una distribución lognormal (x) para los valores de momento y cortante máximos presentados en el nudo crítico.
13. Se comparan los valores anteriores con los valores de resistencia para cada una de las alternativas de conexión calculados en el paso 10 de acuerdo con la función de estado límite considerada.
14. Se obtienen para cada una de las alternativas las probabilidades de falla, dividiendo el número de aquellos valores que rebasaron el estado límite considerado entre el número de iteraciones necesarias.
15. Se obtienen las probabilidades de reparación al multiplicar las probabilidades de falla por un factor, que en este caso se consideró de 10.
16. Se calculan los costos totales esperados para cada alternativa de conexión de acuerdo con el siguiente procedimiento.

**V.2 Criterios económicos de decisión.**

**V.2.1 Costo esperado en el ciclo de vida.**

Una aplicación de la confiabilidad de estructuras es la optimización del diseño por medio de, por ejemplo, la determinación de la alternativa que minimice el costo total esperado

bajo restricciones de confiabilidad (que el índice de seguridad se mantenga por encima de un nivel prescrito).

La decisión debe de tomarse al realizar un balance entre la seguridad requerida y los costos incurridos después de exceder el estado límite de servicio. Las técnicas de confiabilidad estructural proporcionan un adecuado proceso para incluir las incertidumbres inherentes en el proceso de diseño.

La ocurrencia del sismo es modelada mediante un proceso de Poisson (que significa que la ocurrencia de sismos anteriores no afecta la probabilidad de los subsecuentes) y los costos son expresados en función del nivel de daño.

Normalmente el estado límite de colapso es enfatizado para proporcionar las recomendaciones de diseño pero, dado el carácter y extensión de los daños producidos por algunos sismos y el tiempo que la estructura queda fuera de servicio durante la reparación, la condición de servicio también es de preocupación, es por ello se utiliza la probabilidad de reparación.

La confiabilidad estructural y el costo del ciclo de vida son herramientas que miden el peso de la relación costo/beneficio de varias alternativas de conexiones y sirve para equilibrar el intercambio entre la seguridad requerida y los costos consecuencia de los daños [14].

La curva de riesgo sísmico previamente desarrollada para la Ciudad de México [21], ver Figura 4.11, se usa con los factores escalares para evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructuras.

A través de una simulación de Montecarlo se obtienen estadísticas de las demandas de aceleración máximas de las conexiones y, con estas estadísticas y el modelo estructural de las conexiones se obtienen estadísticas de las respuestas máximas. Con estas estadísticas y la función de estado límite, para un tipo de conexión dado, se obtienen las probabilidades de daño y falla por dos niveles de demanda: terremotos extremos y operacionales. Estas probabilidades se introducen en la relación del ciclo de vida, para varios tipos de conexiones y el tipo óptimo se obtiene por comparación de los costos esperados del ciclo de vida. El valor mínimo corresponde al tipo de conexión óptimo.

Los costos de daño incluyen los costos de reparación y las pérdidas relacionadas a las fatalidades potenciales, lesiones e interrupción del uso comercial.

### ***V.2.2 Formulación del criterio de decisión.***

El costo esperado del ciclo de vida normalmente se calcula para evaluar la efectividad económica de las soluciones estructurales potenciales y asciende a las decisiones óptimas bajo condiciones de carga inciertas [22;23].

De los dos tipos de conexión considerados y sus comportamientos se comparan bajo los puntos de vista de confiabilidad estructural y costos.

El costo total esperado del ciclo de vida  $E [C_L]=E[CT]$  está compuesto por un costo inicial  $C_i$  y un costo de daño esperado  $E [C_D]$  [29]:

$$E[C_L] = C_i + E[C_D] \dots\dots\dots(4k)$$

El costo de daño esperado E[CD], incluye: los costos esperados de reparación E [C<sub>r</sub>], costos esperados por lesiones E [C<sub>inj</sub>], y costos esperados por fatalidad E [C<sub>fat</sub>] y cada uno depende de las probabilidades de daño y falla de la estructura. Las pérdidas relacionadas con lesiones se omiten y se colocan en su lugar las pérdidas de vida ya que las últimas representan un valor más crítico.

Los componentes del costo de daño esperado se definen como sigue:

$$E[C_r] = C_r (PVF) P_r \dots\dots\dots(4l)$$

Donde:

C<sub>r</sub> = Costo promedio de reparación, que incluye la pérdida por la interrupción del uso comercial del edificio C<sub>bi</sub>,

PVF = Función del valor presente [23].

$$PVF = \sum_{n=1}^{\infty} \left[ \sum_{k=1}^n \Gamma(k, \gamma L) / \Gamma(k, \nu L) (\nu / \gamma)^k \right] (\nu L)^n / n! \exp(-\nu L) \dots\dots\dots(4m)$$

Donde:  $\nu$  = proporción media de la ocurrencia de terremotos que puedan dañar la estructura,  $\gamma$  = tasa neta anual de descuento, y L = vida útil de la estructura.

Y P<sub>r</sub> = Probabilidad de reparación, definida de una manera simplificada, como un factor de la probabilidad de falla.

De manera similar, el costo de la interrupción del uso comercial C<sub>bi</sub> se expresa en términos de la pérdida de rentas debido a las reparaciones o los trabajos de reconstrucción después del sismo, de acuerdo con el número de años T requeridos para la reparación [24]:

$$C_{bi} = L_R (T) \dots\dots\dots (4n)$$

Donde:

L<sub>R</sub> = Pérdida de rentas por año

Para el costo esperado relacionado a la pérdida de vidas humanas, se considera el costo que corresponde a la pérdida de una vida E[C<sub>fat</sub>]=C<sub>IL</sub>, y el número esperado de fatalidades N<sub>D</sub>.

El costo asociado con una pérdida de vida puede estimarse en términos de la estimación del capital humano, que consiste en el cálculo de la contribución de la pérdida debido a la muerte de un individuo durante su vida restante esperada. El número esperado de fatalidades se estima previamente de una curva desarrollada para edificios típicos de la Ciudad de México, en términos de su área total de planta,  $A$ , dado un terremoto con una proporción media de ocurrencia  $\nu$  [24].

$$N_D = 45.48 + 5.53176A^2 \dots\dots\dots(4o)$$

$$E[C_L] = C_{1L}(N_D)P_f \dots\dots\dots(4p)$$

La geometría del edificio propuesta es típica de la ciudad de México, vea figura 4. Localizado en suelo suave de la ciudad de México se seleccionó para analizar su marco crítico bajo cargas sísmicas. Se obtienen las estadísticas de respuesta máxima, al nivel del nudo crítico, del análisis del marco sujeto a temblores de Poisson (con proporción media de ocurrencia) como escala de la curva de riesgo sísmico de la ciudad de México [21].

Las estadísticas de respuesta descritas anteriormente se utilizan como una entrada a la simulación de Montecarlo, el proceso es realizado para cada modelo de conexión para conseguir las estadísticas de fuerza cortante y momento máximos. Con estas estadísticas y la función de estado límite, las correspondientes probabilidades de falla son calculadas.

Con las probabilidades de falla calculadas, y las ecuaciones de costos, se obtiene el costo esperado del ciclo de vida de cada conexión. El tipo de conexión a ser recomendado es la del costo mínimo del ciclo de vida.

### ***V.3 Aplicación al edificio analizado.***

El proceso de cálculo descrito para la simulación se realizó a un marco mostrado en la figura 4.1 y la información estadística del espectro sísmico se muestra en la tabla c-4. La media  $E [C_s]$  y el coeficiente de variación  $CV_{C_s}$  del coeficiente sísmico son considerados para generar excitaciones sísmicas aleatorias.

Los nudos críticos fueron encontrados en las conexiones del primer piso. Los datos de costos se presentan en las siguientes tablas para cada propuesta de conexión.

C <sub>i</sub>	\$43,409,520
C <sub>r</sub>	\$15,193,332
v =	0.142
L <sub>R</sub>	\$11,068,052
C <sub>1L</sub>	\$4,349,466
N <sub>D</sub>	186
L	50 años

Tabla e-4. Datos de Costos .  
Propuesta I

C <sub>i</sub>	\$43,409,520
C <sub>r</sub>	\$15,193,332
v =	0.142
L <sub>R</sub>	\$11,068,052
C <sub>1L</sub>	\$4,700,544
N <sub>D</sub>	186
L	50 años

Tabla f-4. Datos de Costos.  
Propuesta II

C <sub>i</sub>	\$43,409,520
C <sub>r</sub>	\$15,193,332
v =	0.142
L <sub>R</sub>	\$11,068,052
C <sub>1L</sub>	\$4,368,970
N <sub>D</sub>	186
L	50 años

Tabla g-4. Datos de Costos.  
Propuesta III

C <sub>i</sub>	\$43,409,520
C <sub>r</sub>	\$15,193,332
v =	0.142
L <sub>R</sub>	\$11,068,052
C <sub>1L</sub>	\$3,081,684
N <sub>D</sub>	186
L	50 años

Tabla h-4. Datos de Costos.  
Propuesta IV

C <sub>i</sub>	\$43,409,520
C <sub>r</sub>	\$15,193,332
v =	0.142
L <sub>R</sub>	\$11,068,052
C <sub>1L</sub>	\$4,564,013
N <sub>D</sub>	186
L	50 años

Tabla i-4. Datos de Costos.  
Propuesta V

#### ***V.4 Propuestas de sistemas de conexión.***

Para esta investigación se emplearon cinco propuestas de conexiones atornilladas, las cuales cuentan con un sistema de conexión cien por ciento atornillado y que a su vez nos ofrece un panorama muy amplio de todos los tipos de falla en una conexión. La conexión estudiada comienza a partir de un muñón soldado en taller a la columna en cuestión. Con

este tipo de conexión se pretende transmitir por separado los diferentes elementos mecánicos que se presentan en los extremos de las traveses (fuerzas cortantes y momentos flexionantes), por medio de trozos de placa de acero A36, atornilladas en patines y alma, dándonos como resultado una conexión tipo aplastamiento.

- La propuesta I consiste en un sistema formado por dos placas de cortante afianzadas al alma de la trabe con cuatro tornillos A325, un cubre placa en la zona de tensión afianzada a los patines de la trabe por medio de 12 tornillos A325, así como de un cubre placa en la zona de compresión afianzado de igual forma a la trabe por 12 tornillos más. A continuación se muestran más detalles de la propuesta I.

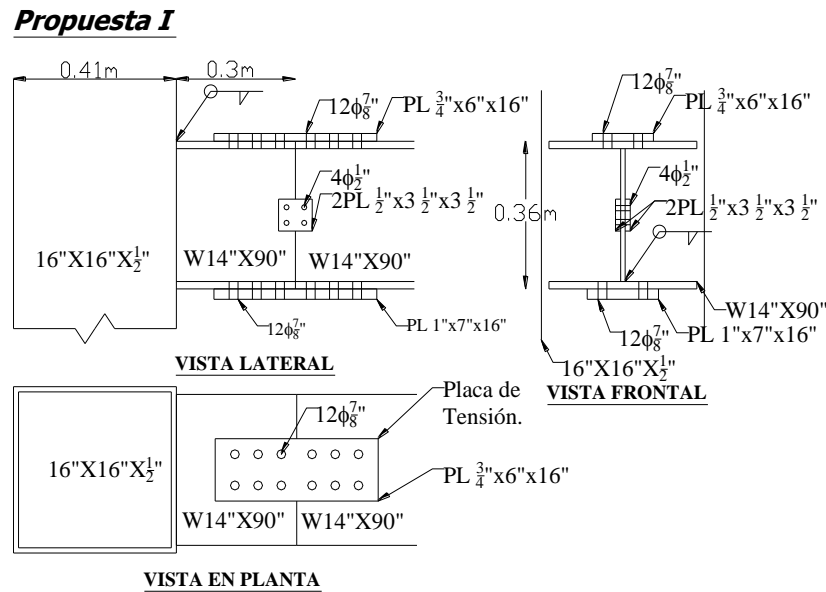


Figura 4.16 Esquema de la propuesta de conexión I.

- La propuesta II consiste en un sistema formado una placa de cortante afianzada al alma de la trabe con 8 tornillos A325, un cubre placa en la zona de tensión afianzada al patín superior de la trabe por medio de 12 tornillos A325, así como de un cubre placa en la zona de compresión afianzado de igual forma a la trabe por 12 tornillos más. A continuación se muestran más detalles de la propuesta II.



**Propuesta II**

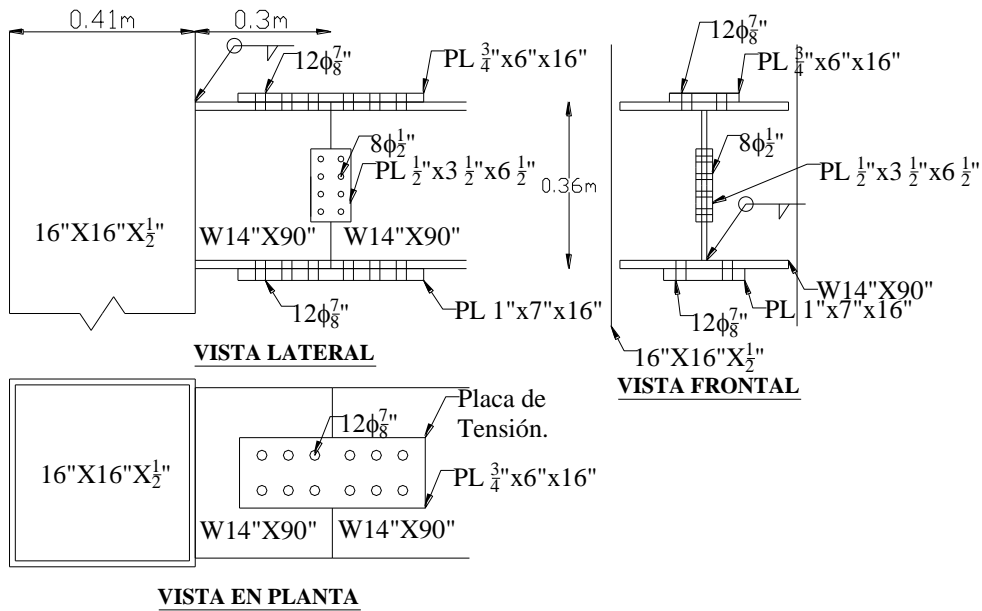


Figura 4.17 Esquema de la propuesta de conexión II.

- La propuesta III consiste en un sistema formado una placa de cortante afianzada al alma de la trabe con 8 tornillos A325, un cubre placa en la zona de tensión afianzada al patín superior de la trabe por medio de 12 tornillos A325 pero en este caso en tresbolillo., así como de un cubre placa en la zona de compresión afianzado

de igual forma a la trabe por 12 tornillos más. A continuación se muestran más detalles de la propuesta III.

***Propuesta III***

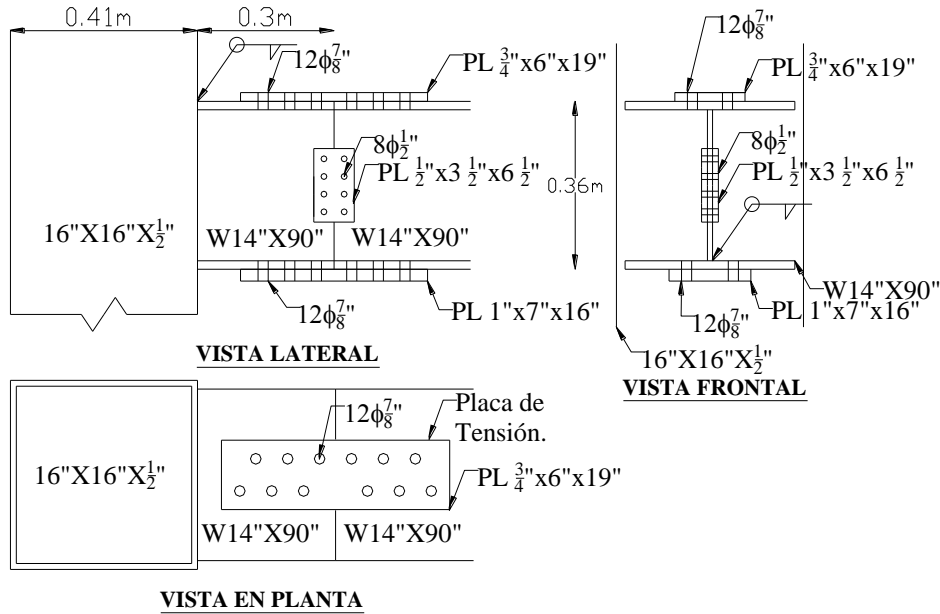


Figura 4.18 Esquema de la propuesta de conexión III.

- La propuesta IV consiste en un sistema formado una placa de cortante afianzada al alma de la trabe con 8 tornillos A325, un cubre placa y dos placas inferiores que reparten el cortante en tornillos en dos en la zona de tensión afianzada al patín superior de la trabe por medio de 12 tornillos A325, de igual manera en tresbolillo, así como de un cubre placa en la zona de compresión afianzado de igual forma a la

trabe por 12 tornillos más. A continuación se muestran más detalles de la propuesta IV.

***Propuesta IV***

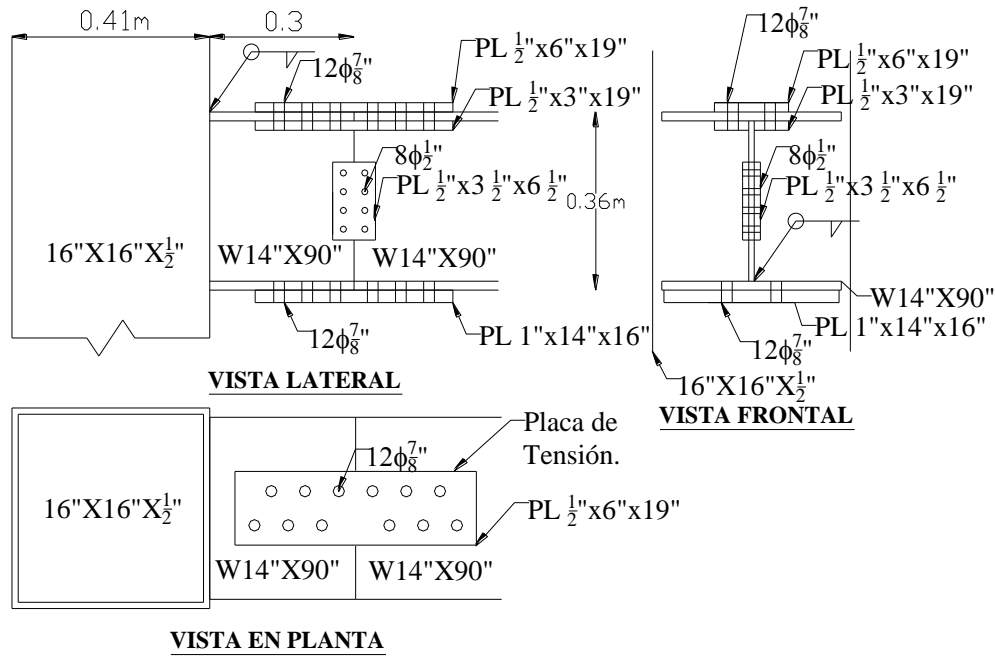


Figura 4.19 Esquema de la propuesta de conexión IV.

- La propuesta V consiste en un sistema formado una placa de cortante afianzada al alma de la trabe con 8 tornillos A325, un cubre placa y dos placas inferiores que reparten el cortante en tornillos en dos en la zona de tensión afianzada al patín

superior de la trabe por medio de 12 tornillos A325, en trespelillo, así como de un cubre placa en la zona de compresión afianzado de igual forma a la trabe por 12 tornillos de igual manera en trespelillo. A continuación se muestran más detalles de la propuesta V.

**Propuesta V**

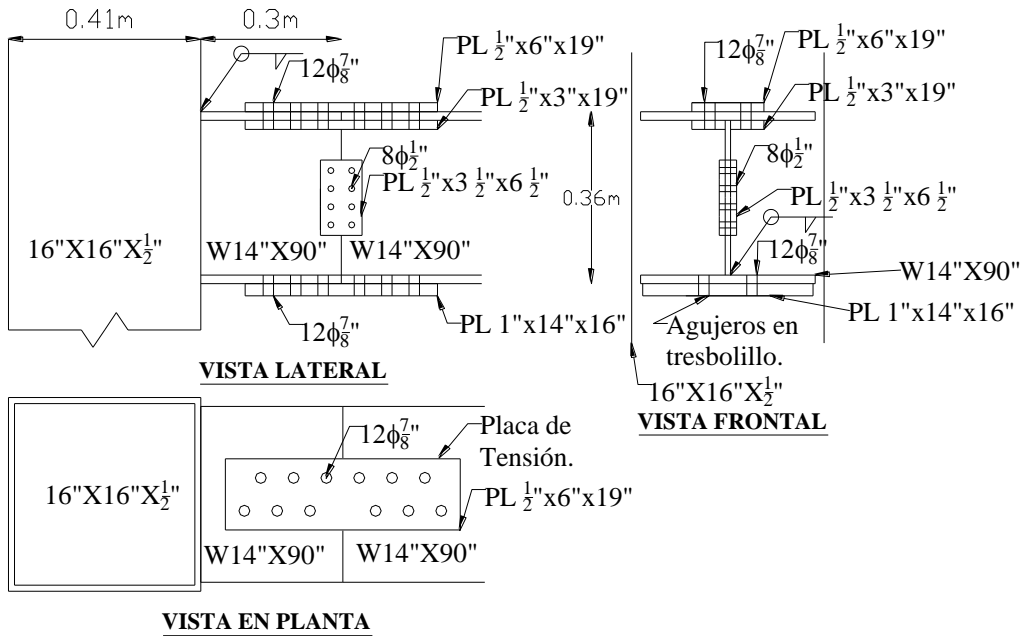


Figura 4.20 Esquema de la propuesta de conexión V.

***V.5 Simulación de Montecarlo***

A continuación se presenta la "tabla a" donde se capturaron los momentos y cortantes que corresponden al nodo más afectado para cada una de las aceleraciones propuestas (Amax (g)), considerando la Zona IIIa cuyo coeficiente es c=0.4 y otros 4 diferentes.

Tabla a.			
Intervalo	A max (g)	Vmax (tn)	Mmax (tn-m)
0 - 200	0.2	3.11	8.41
200 - 300	0.3	4.66	12.6
300 - 400	0.4	6.22	16.8
400 - 500	0.5	7.78	21
> 500	0.6	9.33	25.2

Tabla a) Momentos y cortantes

Posteriormente se trabajó en la “tabla c” abajo mostrada, de la siguiente forma:

Columna 1.- Números Aleatorios generados en Excel con la función aleatorio ().

Columna 2a.-Mediante una serie de números aleatorios se modela la probabilidad de ocurrencia de una determinada aceleración del sismo “y”.

Columna 2b.-Se calcula la aceleración del sismo “y” en cm/s<sup>2</sup> que se presentaría de acuerdo con la probabilidad de la columna anterior haciendo uso de la ecuación A, tomando una tasa media anual de ocurrencia de los sismos constante e igual a 0.142 en la “tabla b”.

Para simplificar el despeje de “y” se considera que el valor de y/500 de la ecuación 45 es muy pequeño y por consecuencia se puede despreciar, además el valor de “y” es multiplicado por la probabilidad de que este valor sea excedido es decir por (1-P), convirtiéndose de esta manera en un valor esperado de aceleración.

Tabla b.		$V(y) = 80y^{-1.6} \left[ 1 - \frac{y}{500} \right]$
E[Cs] =	0.15	
CV Cs =	0.3	
v =	0.142	Ec. A.

Tabla b) y Ec A.

Columna 3.-Se calcula la relación y/yespectral RDF, la cual toma en cuenta la variación entre la aceleración aleatoria (paso 2) que se presenta y el valor de la aceleración supuesta (espectro del RCDF [9]) en el rango más cercano a la aceleración “y”. Ejemplo: Para el primer numero aleatorio se ha calculado una aceleración “y” de 138.35 cm/s<sup>2</sup>, estando esta en un rango de 0 a 200 cm/s<sup>2</sup> de la tabla a, se dividió la aceleración de 138.35/(981\*0.2) y se siguió el mismo procedimiento para los demás valores de aceleración.

Columnas 4 y 5.- Se calcula el momento máximo que se presenta en el punto crítico de acuerdo con la aceleración aleatoria de la columna 2, al multiplicar el factor calculado en la columna 3 por el momento que se presenta correspondiente a la aceleración supuesta en el rango más cercano.

De igual manera se calcula la fuerza cortante máxima que se presenta en el punto crítico siguiendo el mismo procedimiento de la columna 4. Ejemplo para el primer número aleatorio se calculó un "y" (No doble comilla) de 138.35cm/s<sup>2</sup> por lo que entro en el rango de 0 a 200 escogiéndose por lo tanto los valores de V=3.11Ton y M=8.41Ton.m quedando la columna 4 y 5 respectivamente de la siguiente manera M=0.71\*8.41, y V=0.71\*3.11, siguiendo el mismo procedimiento para los demás números aleatorios.

Siguen las instrucciones al final del fragmento de la tabla c. (Usar número para tablas)

Tabla c.				
1	2(a,b)	3	4	5
# Aleat = P	y (cm/s <sup>2</sup> )	y / y <sub>spectral</sub> RDF	M (tn-m)	V (tn)
0.79	138.36	0.71	5.93	2.19
0.97	448.97	0.92	19.22	7.12
0.23	61.51	0.31	2.64	0.97
0.24	62.44	0.32	2.68	0.99
0.48	78.58	0.40	3.37	1.25
0.70	111.82	0.57	4.79	1.77
0.78	133.15	0.68	5.71	2.11
0.14	57.56	0.29	2.47	0.91

“Tabla c” parte de proceso de simulación.

Con las estadísticas obtenidas en los pasos anteriores, se calcula la media y desviación estándar para cada una de las series de variables aleatorias consideradas (momento máximo y cortante máximo).

Promedio M. =	5.74
Desv. Est. M. =	12.06
Promedio V. =	2.12
Desv. Est. V. =	4.47

Se calcula entonces el coeficiente de variación para cada serie de variables aleatorias de acuerdo con la ecuación B.

$\zeta \approx \sigma/\mu = \delta = CV_x$	CV M =	2.1
	CV V =	2.1
Ec. B.		

Se calculan los parámetros  $\zeta$  M y  $\zeta$  V (Checar subíndices en todo el documento) con la ecuación C, utilizada en una distribución lognormal.

$\zeta^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right)$	$\zeta$ M =	1.3
	$\zeta$ V =	1.3
Ec. C.		

(Usar número de ecuación o tabla en las que falta)

Se calculan los parámetros  $\lambda_M$  y  $\lambda_V$  con la ecuación D de la distribución lognormal.

$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \zeta^2$	$\lambda_M = 0.90$
	$\lambda_V = -0.09$
Ec. D	

El modo de flexión fue encontrado para gobernar la falla de la conexión. Una muestra del proceso de simulación se muestra en la tabla J-4. Donde FaM y FaV indica con 0 si la conexión no falló, o indica con un 1 si la conexión **falló**.

Haciendo uso de otra serie de números aleatorios distinta a la utilizada en el primer paso donde se lleno la “tabla c”, se convierten dichos números en valores con distribución normal haciendo uso de la función de Excel.

Con los valores de la distribución normal se transforma de una distribución normal a una distribución lognormal (x) DISTR.NORM.ESTAND.INV()

# Aleatorio	D. LogNormal	M (tn-m)	FaM	# Aleatorio	D. LogNormal	V (tn)	FaV
0.17	-0.96	0.71	0	0.59	0.23	1.23	0
0.73	0.62	5.56	0	0.35	-0.39	0.55	0
0.43	-0.19	1.94	0	0.76	0.70	2.28	0
0.82	0.90	7.94	0	0.54	0.11	1.05	0
0.85	1.02	9.29	0	0.62	0.30	1.35	0
0.77	0.75	6.57	0	0.99	2.24	16.70	1
0.20	-0.83	0.84	0	0.74	0.64	2.10	0
0.38	-0.30	1.66	0	0.89	1.24	4.57	0

Tabla j-4 Transformación de distribución Lognormal.

#### Ejemplo de propuesta IV

(Encabezado arriba no debajo de la tabla)

Nota: Se cambian los valores con distribución normal a distribución Lognormal para cada una de las cinco propuestas.

Las probabilidades de falla y reparación, para las cinco propuestas de conexiones, se muestran en la tabla k-4.

	I	II	III	IV	V
Pf <sub>M</sub>	0.0446	0.0482	0.0448	0.0316	0.0468
Pf <sub>V</sub>	0.0166	0.0166	0.0166	0.0166	0.0166
Pr <sub>M</sub>	0.446	0.482	0.448	0.316	0.468
Pr <sub>V</sub>	0.166	0.166	0.166	0.166	0.166

Tabla k-4 Probabilidades de falla y reparación para las alternativas de conexión.

Donde de la tabla anterior:

Pf<sub>M</sub>: Probabilidad de falla por flexión.

Pf<sub>V</sub>: Probabilidad de falla por cortante.

PrM, PrV: Probabilidad de reparación por flexión y cortante respectivamente para cada una de las cinco propuestas.

Se observa que no existen probabilidades de falla y reparación altas para el estado límite de las conexiones por el efecto de cortante, esto debido al número limitado de iteraciones en la simulación, además de que se encontró que el modo de falla que rige es el de flexión. Se recomienda incrementar el número de iteraciones hasta que exista una probabilidad diferente de cero.

También se puede (usar modo impersonal en todo el documento) observar que la probabilidad de falla por cortante es la misma, la razón es porque ya no se hicieron modificaciones en la placa de cortante ni al diámetro de tornillos en esa zona para hacer otra iteración luego de que se observó como se indica arriba que la falla por flexión es la que domina.

### Capítulo VI Análisis e interpretación de resultados.

Con las probabilidades de falla obtenidas anteriormente, los costos esperados del ciclo de vida son calculados y los resultados se muestran en la tabla I-4.

Nota: El análisis de costos y presupuestos se incluyen en anexo electrónico debido a la extensión de éstos.

Propuesta:	$E[C_r]$	$E[C_{fat}]$		$C_i$	$E[C_D]$	$E[C_T]$
I	\$6,776,226.1	\$4,349,465.8		\$1,224.9	\$11,125,691.9	\$11,126,916.7
II	\$7,323,186.0	\$4,700,543.7		\$1,280.6	\$12,023,729.8	\$12,025,010.4
III	\$6,806,612.7	\$4,368,970.1		\$1,302.5	\$11,175,582.8	\$11,176,885.4
IV	\$4,801,092.9	\$3,081,684.3		\$1,603.6	\$7,882,777.2	\$7,884,380.7
V	\$7,110,479.4	\$4,564,013.4		\$1,603.6	\$11,674,492.8	\$11,676,096.3

Tabla I-4. Costos esperados del ciclo de vida para las alternativas de conexión.

De los resultados obtenidos en la tabla anterior, se observa que el tipo de conexión óptimo es la alternativa IV.

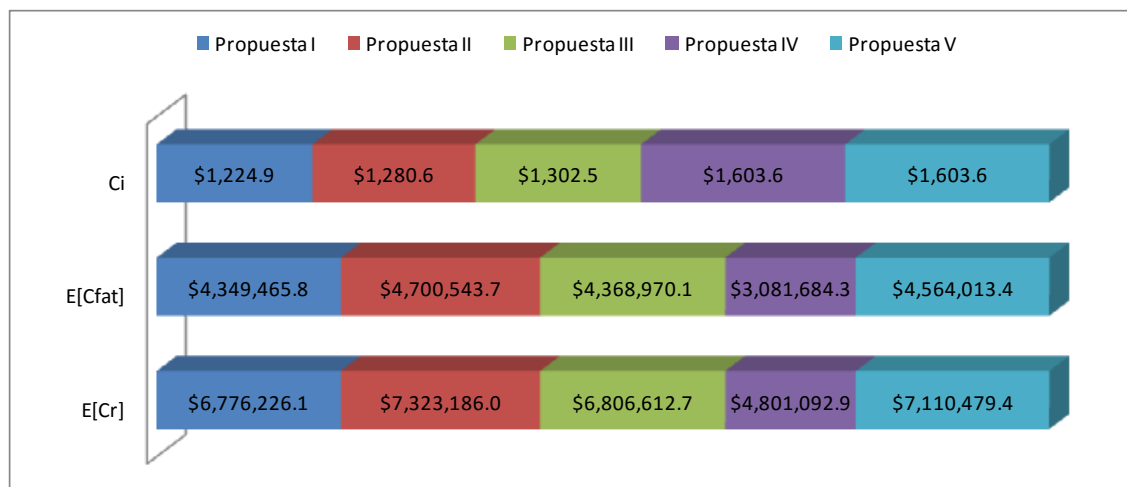




Figura 4.17. Composición de E[CT] (La T es subíndice)

La probabilidad de falla en la propuesta IV, se minimiza ya que al agregarle cubre placas en el patín superior se esta elevando la resistencia a tensión de las placas en su área neta a través de la línea de falla más probable una vez que se le agrega mas área, por lo que se toma la resistencia menor a momento que en esta propuesta es la de compresión, que corresponde al cortante en tornillos.

La falla por pandeo domina solo las tres primeras propuestas, lo que cambia de la propuesta IV a la V es que además se incremento el ancho del cubre placa a compresión elevando la resistencia a compresión y por ende elevando la resistencia a flexión de la propuesta IV.

En la figura 4.17 nos podemos dar cuenta (**Impersonal en todo el documento**) que la propuesta IV cuenta con el menor valor de E[Cfat] lo que la coloca en la posición de la más segura y más económica. A pesar de que es la de mayor costo inicial (debido a los cubre placas en el patín a tensión), cómo se observa en la gráfica, el E[CT] se minimiza al disminuir E[Cfat].

Por otro lado el costo de reparación es de manera análoga, el menor de todas las cinco propuestas, esto se debe a que la probabilidad de falla es menor y que multiplicado por costo del edificio completo nos arroja un valor mínimo.

El efecto de flexión es el que gobierna el diseño de la conexión para el caso tratado aquí y para las condiciones sísmicas ilustradas.

La herramienta de decisión puede extenderse para comparar una variedad ancha de conexiones y detalles dónde el análisis del costo-beneficio está justificado.

Los resultados son útiles para el riesgo y el sitio considerados en el trabajo. Otras condiciones requieren una adaptación de datos, tipo de riesgo, sismicidad y costos.

## Capitulo VII Generación de conclusiones y recomendaciones prácticas para diseño

### ***VII.1 Conclusiones: (El capítulo debe llamarse solamente conclusiones y recomendaciones y no se requiere subdividir en VII.1 y VII.2)***

En este trabajo se mostró un procedimiento para obtener un balance entre seguridad y costo de cinco propuestas de conexión atornillada en el nodo crítico de una estructura, con el objeto de generar recomendaciones prácticas de diseño, con base en la aplicación de la simulación de Montecarlo para la generación de solicitaciones de **sismos factibles de ocurrir en la zona** y la teoría del costo esperado del ciclo de vida basada en riesgo, es decir incorporando **explícitamente** en la decisión factores como costo por reparación, costo por fatalidades y costo inicial de cada una de las cinco propuestas.

En el **procedimiento** se incluyó explícitamente el riesgo sísmico reflejado en la probabilidad de falla de cada una de las cinco propuestas de conexión estudiadas, es decir en términos de la probabilidad de ocurrencia de diferentes sismos en la zona III del DF.

De acuerdo a lo anterior se **concluye que, al seleccionar las conexiones de un edificio con el procedimiento propuesto, se logra un mejor** balance entre seguridad y economía, ya que cuando se dejan diseños sobrados en gran medida, siempre se opta por propuestas de costo elevado, es decir se escoge el diseño óptimo de diseños con muy baja probabilidad de falla y por tanto demasiado sobrados, dándole un sobre costo a la obra y por ende perdiendo los concursos de licitación.

Se concluye además que la colocación de cubre placas adicionales en el patín a tensión como en la propuesta IV ver figura 4.19, es una estrategia muy útil para aumentar la competencia de la misma con las demás propuestas, ya que eleva considerablemente la resistencia de la conexión misma por flexión, y por ende disminuye como se discutió en la composición del costo total esperado del ciclo de vida (E[CT]). Por otro lado el colocar los tornillos en **“tresbolillo”** en las placas a tensión no tuvo mucha relevancia en el diseño, **para el caso analizado**, ya que el área neta a tensión no era tan crítica como el cortante en tornillos a tensión.

El método de simulación de Montecarlo aplica además para zonas que se ven afectadas por los efectos de sitio como lo es la zona IIIa, ya que dicho método arroja resultados apropiados para sismos operacionales, debido a la nula correlación entre ellos.

También se concluye que el efecto de muchos sismos de magnitud pequeña o moderada es mayor que el de uno excepcionalmente intenso, pero con probabilidad de ocurrencia baja.

### ***VII.2 Recomendaciones prácticas para diseño:***

Para un hotel, **por ejemplo**, es de suma importancia considerar explícitamente el costo de las pérdidas por falla ya que el requisito de seguridad se ve impactado por dichos costos. Se recomienda que las futuras normas consideren de manera explícita el tipo de servicio y el costo de las consecuencias de afectar la operación del hotel debido a un desempeño estructural inadecuado.

Por lo que en estructuras importantes, es recomendable aplicar los conceptos mostrados para optimizar en el largo plazo, debido a que las consecuencias de falla son especialmente relevantes, sobre todo para fines de normalización en zonas de alta sismicidad.

Para el caso considerado aquí, la propuesta IV se prefiere, desde el punto de vista de efectividad de costo, encima de las propuestas que cuentan con elevados costos por fatalidades y reparaciones por lo que se recomienda implementar más formas de transmitir la compresión al patín inferior ya que la falla por pandeo gobierna para el balance costo beneficio.

El análisis de confiabilidad se trabajó para los modos fundamentales de falla en una conexión, debido a tensión, compresión, cortante, etc.; por lo que se recomienda verificar además el flujo de cortante si se trata de una conexión excéntrica.

Se recomienda generalizar el estudio para poderlo aplicar a edificios con otras alturas, otros tipos estructurales, otros usos importantes y otras situaciones de riesgo (viento, deslizamiento de lodos, agrietamiento del suelo, etcétera).

Por lo que la investigación extensa puede llevar a un rango más amplio de aplicaciones para comparar el diseño, construcción y mantenimiento de los esquemas alternativos.

Se recomienda incluir la contribución de los elementos no estructurales en los análisis de respuesta sísmica.

Mediante la ampliación del estudio a otros tipos estructurales y conexiones, la formulación de la propuesta puede ayudar a diseñadores y constructoras para el proceso de toma de decisiones sobre la selección del tipo de conexión conveniente para zonas con distinta exposición sísmica.

También, con el trabajo adicional correspondiente, el criterio puede usarse para poner al día el código mexicano para el diseño y características técnicas empleadas.

## Anexo

### *A.1 Regiones sísmicas en México.*

La República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas. Esto se realizó con fines de diseño antisísmico. Para realizar esta división (ver la figura 1) se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios de siglo, grandes sismos que aparecen en los reportes históricos y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo. Estas zonas son un reflejo de qué tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar durante un siglo. La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han

reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.

Las otras dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo. Aunque la Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, debido a las condiciones del subsuelo del valle de México, pueden esperarse altas aceleraciones. (Véase zonificación del Valle de México más adelante). El mapa que aparece en la figura 1 se tomó del Manual de diseño de Obras Civiles (Diseño por Sismo) de la Comisión Federal de Electricidad.

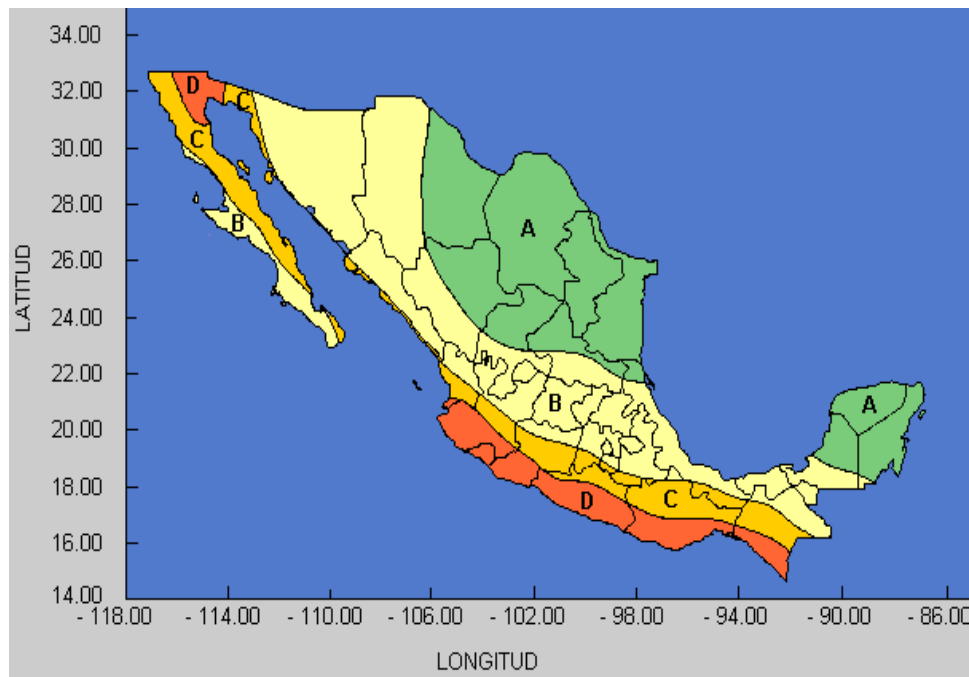


Figura A.1. Regiones Sísmicas de México

### ***A.2 Zonificación del valle de México***

En la zonificación de la Ciudad de México se distinguen tres zonas de acuerdo al tipo de suelo, ver la figura 2

- Zona I, firme o de lomas: localizada en las partes más altas de la cuenca del valle, está formada por suelos de alta resistencia y poco compresibles.

- Zona II o de transición: presenta características intermedias entre la Zonas I y III.
- Zona III o de lago: localizada en las regiones donde antiguamente se encontraban lagos (lago de Texcoco, lago de Xochimilco). El tipo de suelo consiste en depósitos lacustres muy blandos y compresibles con altos contenidos de agua, lo que favorece la amplificación de las ondas sísmicas.

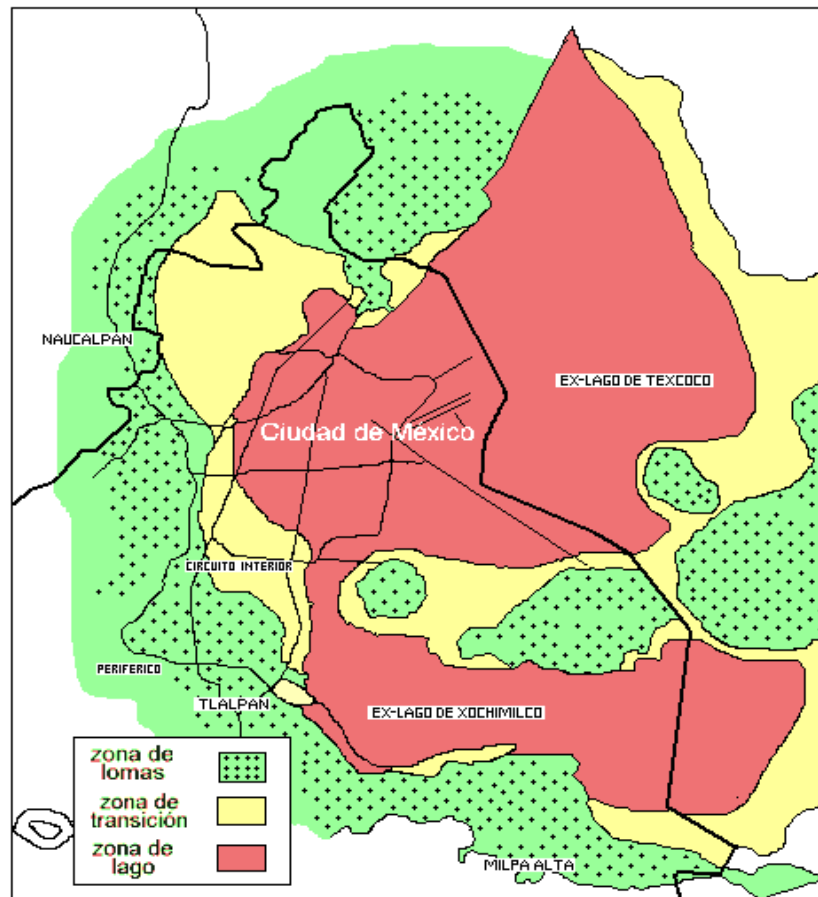


Figura A.2. Zonificación del Valle de México

### ***A.3 Acero estructural***

#### ***A.3.1 Ventajas del acero estructural***

Alta resistencia.- La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras.

Uniformidad.- Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo.

Elasticidad.- El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos.

Durabilidad.- Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente.

Ductilidad.- Cuando se prueba a tensión un acero de bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura, de lo contrario sería frágil y se rompería al someterlo a un golpe repentino.

### ***A.3.2 Propiedades diversas del acero estructural***

Los aceros se encuentran entre el hierro fundido y el hierro forjado y tienen contenidos de carbón en el rango e 0.15% al 1.7%.

Otras ventajas importantes del acero estructural son: a) gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión como son la soldadura, los tornillos y remaches; b) posibilidad de prefabricar los miembros; c) rapidez de montaje; d) gran capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños; e) resiste a la fatiga; f) rehúso posible después de desmontar una estructura y g) posibilidad de venderlo como chatarra aunque no pueda utilizarse en su forma existente. El acero es el material utilizable por excelencia.

### ***A.4 Especificaciones dirigidas al tensado de tornillos de alta resistencia, y métodos de apretado más utilizados.***

La tabla A-a que es una reproducción de la atabla J3.1 LRFD presenta las tensiones necesarias para los sujetadores en conexiones tipo fricción y en conexiones sujetas a tensión directa.

Para estar completamente tensados, los tornillos A325 y los A490 deben apretarse por lo menos al 70% de sus resistencias a la tensión mínima especificada.

Tamaño del tornillo (pulg)	Tornillos A325	Tornillos A490
$\frac{1}{2}$	12	15
$\frac{5}{8}$	19	24
$\frac{3}{4}$	28	35
$\frac{7}{8}$	39	49
1	51	64
$1\frac{1}{8}$	56	80
$1\frac{1}{4}$	71	102
$1\frac{3}{8}$	85	121
$1\frac{1}{2}$	103	148

Tabla A-a. Tensión en Klb requerida en los tornillos para conexiones tipo fricción y para conexiones sujetas a tensión directa.

Métodos para tensar completamente los tornillos de alta resistencia

- × Método del giro de tuerca.- Los tornillos se aprietan sin holgura y luego se les da un giro de 1/3 o una vuelta completa, dependiendo de la longitud de estos y de la inclinación de las superficies entre sus cabezas y tuercas.
- × Método de la llave calibrada.- En este método los tornillos se aprietan con una llave de impacto ajustada para detenerse cuando se alcanza el par necesario para lograr la tensión deseada de acuerdo con el diámetro la clasificación ASTM del tornillo.
- × Indicador directo de tensión.- El indicador directo de tensión consiste en una roldana endurecida con protuberancias en una de sus caras en forma de pequeños arcos. Los arcos se aplanan conforme se aprieta el tornillo.

La magnitud de la abertura, en cualquier momento es una medida de la tensión en el tornillo. En los tornillos completamente tensados las aberturas deben medir 0.015 pulg. o menos.

- × Tornillos de diseño alternativo.- Además de los métodos anteriores existen algunos tornillos de diseño alternativo que pueden tensarse satisfactoriamente. Los tornillos con extremos ranurados que se extienden más allá de la porción roscada llamados “perno indicador de carga” son un ejemplo. [6]

La siguiente imagen muestra una llave de cola que es una larga palanca en forma de cola esta diseñada para localizar y alienar los orificios de los ribetes o pernos, la empuñadura larga en diferente plano de la boca llave, con ángulo, esta diseñada para evadir obstáculos mientras se provee mayor palanca.

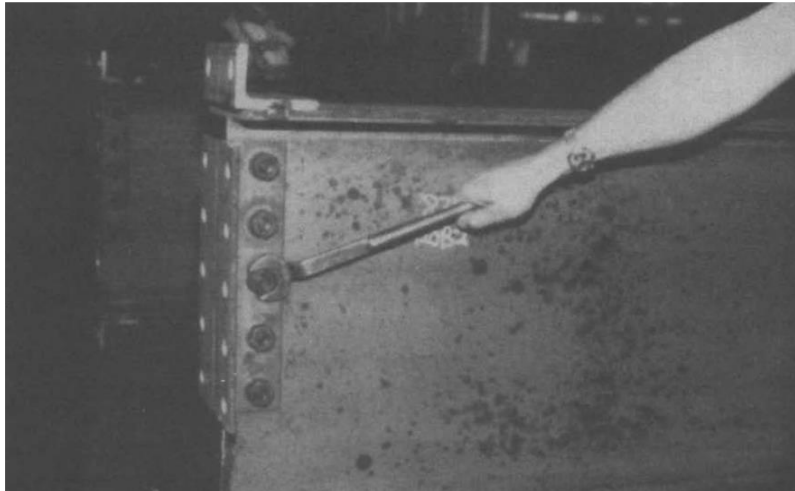


Figura A.3 Llave cola usada para apretar tornillos Un extremo de la llave esta diseñada para recibir los tornillos y tuercas hexagonales y el otro extremo esta ahusado y se usa para alinear agujeros de tornillos entre diferentes piezas conectadas. AISC.



Figura A.4 Llave de cola de 1.13/16" "WILLIAMS" (U.S.A)

### ***A.5 Efecto de los agujeros alternados en el área neta***

Si se tiene más de una hilera de agujeros para tornillos o remaches de un miembro, a veces es conveniente escalonar los agujeros con el fin de tener en una sección el máximo de área neta para resistir la carga

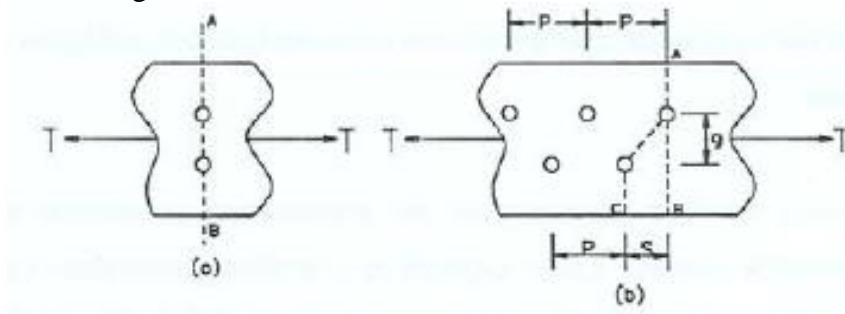


Figura A.5 Patrones de falla en el área neta. (tesis que encontré en internet)

### ***A.6 Tamaños de los agujeros para tornillos***

Además de los agujeros de tamaño estándar para tornillos y remaches que son de 1/16 pulg de mayor diámetro que correspondientes tornillos y remaches, hay tres tipos de agujeros: holgados, de ranura corta y de ranura larga.



Los agujeros holgados en ocasiones son múltiples para acelerar el proceso de montaje; además, permiten ajustes en la plomería de la estructura durante el montaje de esta. El uso de agujeros no estándar requiere la aprobación de un ingeniero estructurista y esta sometido a los requisitos de la sección J3 del LRFD.

A continuación se muestra la tabla A-b con las dimensiones nominales de agujeros de acuerdo al LRFD.

Dimensiones de los agujeros				
Diámetro del tornillo	Estándar (diámetro)	Agrandados (diámetro)	De ranura corta (ancho × longitud)	De ranura larga (ancho × longitud)
$\frac{1}{2}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} \times \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} \times 1\frac{1}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} \times \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} \times 1\frac{9}{16}$
$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} \times 1$	$\frac{13}{16} \times 1\frac{7}{8}$
$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{15}{16} \times 1\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} \times 2\frac{3}{16}$
1	$1\frac{1}{16}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16} \times 1\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{2}$
$> 1\frac{1}{8}$	$d + \frac{1}{16}$	$d + \frac{5}{16}$	$(d + \frac{1}{16}) \times (d + \frac{3}{8})$	$(d + \frac{1}{16}) \times (2.5 \times d)$

Tabla A-b Dimensiones nominales de agujeros. Fuente: LRFD.

### A.7 Resistencia de diseño de sujetadores

A continuación se muestra la tabla A-c a partir de la tabla J3.2 LRFD resumida, que muestra la resistencia de diseño de sujetadores en tensión y cortante para las juntas tipo aplastamiento.

Elementos de unión	Resistencia a la tensión		Resistencia a cortante	
	$F_R$	$R_n$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_R$	$R_n$ (kg/cm <sup>2</sup> )
T. A-307	0.75	3160 <sup>(1)</sup>	0.6	1900 <sup>(2,3)</sup>
T. A-325 rosca dentro del plano de corte	0.75	6330	0.65	3800 <sup>(3)</sup>
T. A-325 rosca fuera del plano de corte	0.75	6330	0.65	8060 <sup>(3)</sup>
T. A-490 rosca dentro del plano de corte	0.75	7900	0.65	4750 <sup>(3)</sup>
T. A-490 rosca fuera del plano de corte	0.75	7900	0.65	6330 <sup>(3)</sup>

Tabla A-c. Resistencias nominales para tornillos de alta resistencia.

### ***A.8 Tipos de tornillos***

En las tablas de conexiones del manual LRFD y en la literatura técnica, se observan constantemente las siguientes abreviaciones:

A325-SC, tornillos A325 de deslizamiento crítico o completamente tensionados,

A325-N, tornillos apretados sin holgura o de aplastamiento con roscas incluidas en los planos de corte.

A325-X tornillos A325 apretados sin holgura o de aplastamiento con roscas excluidas de los planos de corte.

### A.9 Distribución Lognormal

Se dice que una variable aleatoria X tiene distribución lognormal si lnX tiene distribución normal. En éste caso, la fdp de X es [20]:

$$f_x(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2}} \dots\dots\dots(\text{Aa})$$

Donde:  $\lambda = E[\ln X]$  y  $\zeta = \sqrt{\text{Var}(\ln X)}$  son los parámetros de la distribución y constituyen la media y desviación estándar de lnX.

Si ahora se aplica la transformación  $s = (\ln x - \lambda)/\zeta$ , la probabilidad de que X tome valores en el intervalo (a, b] es:

$$P(a < X < b] = \Phi\left(\frac{\ln b - \lambda}{\zeta}\right) - \Phi\left(\frac{\ln a - \lambda}{\zeta}\right) \dots\dots\dots(\text{Ab})$$

Si  $\mu$  y  $\sigma$  son los parámetros de X, y  $x_m$  es la mediana de X:

$$\mu = e^{(\lambda + 1/2\zeta^2)}, \text{ por lo tanto:}$$

$$\lambda = \ln \mu - 1/2\zeta^2; \text{ también: } \dots\dots\dots(\text{Ac})$$

$$\zeta^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right) \text{ y, si } \sigma/\mu \leq 0.3, \dots\dots\dots(\text{Ad})$$

$\ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right)$  puede aproximarse como  $\sigma^2/\mu^2$  y, por tanto (Ad),

$$\zeta \approx \sigma/\mu = \delta = CV_x. \text{ Además;}$$

$$\lambda = \ln x_m \text{ ó } x_m = e^\lambda \text{ y,}$$

$$x_m = \frac{\mu}{1 + \delta^2} \text{ ó } \lambda = \ln\left(\frac{\mu}{\sqrt{1 + \delta^2}}\right) \dots\dots\dots(\text{Ae})$$

### A.10 Condiciones de regularidad

Estructura regular (RCDF [9]).

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.  
Se cumple
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5. Se cumple altura=19, y Dimensión menor=18; por lo tanto  $19/18=1.05$
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5. Se cumple, largo de la base=40, y ancho de la base=18; por lo que  $40/18=2.22$
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.  
Se cumple.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente. Se cumple.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.  
Se cumple.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso. Se cumple, el peso de cada nivel va disminuyendo con la altura.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores. Se cumple, debido a que las áreas entre entrepisos son muy similares.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.  
Se cumple.

NOTA: Quedan pendientes 10 y 11 se considera como regular, hasta que se definan los resultados de un análisis dinámico.

## **Bibliografía**

[1] Beltrán, J; Herrera, R. (2002), *Innovaciones en el diseño sísmico de estructuras de acero*, Santiago, departamento de ingeniería civil, universidad de Chile.

[2] AISC (1997), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, 2nd Edition, Chicago, IL.

[3] Beltrán, J; Herrera, R. (2002), *Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC*. Santiago, departamento de ingeniería civil, universidad de Chile.

[4] Tena, A, (2004), *conferencia enseñanza de sismos recientes*, México, sociedad Mexicana de ingeniería sísmica.

[5] Cruz, H, (2007), *tesis: evaluación de la seguridad estructural de dos conexiones de acero para edificios de mediana altura ubicados en la zona III del Distrito Federal con base en confiabilidad*, UAEM, México.

[6] McCormac, J. (2006), *Diseño de estructuras de Acero*, México: Representaciones y Servicios de Ingeniería.

[7] William, T, (2000), *Diseño de estructuras de acero con LRFD*, México: Thomson 2ª edición.

[8] <http://www.arqhys.com/construccion/cargas-estructuras.html>, (consultado el 24 de Junio de 2010)

[9] Arnal, L (2005), *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, México: trillas 5ª edición.

[10] INEGI. (2005), *II Censo de Población y Vivienda 2005*, México.

[11] PSM, (1996), "Mapas de peligro sísmico en México", Programa elaborado por el Instituto de Ingeniería, UNAM; CENAPRED, CFE y el IIE. México D.F.

[12] Fairweather, V., (1990) *The next earthquake*, Civil Engineering, Nueva York; ASCE, pp. 54-57)

[13] De León, D; Bastida, J(2009) *Formulación para incorporar conceptos de riesgo en el diseño estructural y su aplicación a un edificio de concreto reforzado para hospital en una zona de alto peligro sísmico*, México, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México, México.

[14] Bruneau, M; Whitaker, A., and Uang, Ch. M. (1998) "Ductile Design of Steel Structures". McGraw Hill.

[15]AISC, *Specification for Structural Steel Buildings*, March 9, 2005. Chicago Illinois, E.U.

[16]Bresler, L; Scalzi(1980) *Diseño de estructuras de acero*, New Jersey: Limusa.

[17]Gobierno del Distrito Federal (2004), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas*, México DF.

[18]SAP2000 V9(2009), *Software de diseño estructural*.

[19]IMCA, (2010) *Instituto mexicano de la construcción en acero*, México: cuaderno de ejercicios Mtro. Carlos Cincúnegui.

[20]De León, D. (2005) “Decisiones sobre seguridad estructural con base en confiabilidad”, *Curso y apuntes para el Instituto Mexicano del Petróleo*, México D.F.

[21]Esteva, L. and Ruiz, S., (1989) “Seismic failure rates of multistory frames”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 2.

[22]Ang, Alfredo H-S. y De León, D., (2005), “Modelling and analysis of uncertainties for risk-informed decisions in infrastructures engineering”, *Journal of Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 1.

[23]Neves, L. C.; Frangopol, D. M. and Hogg, V. (2003). “Condition-reliability-cost interaction in bridge maintenance”. *ICASP9, San Francisco, CA*.

[24]De León, D. (1996). “Integrating socio-economics in the development of criteria for the aseismic design of reinforced concrete structures”. *Ph. D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Irvine, California*.

[25]Bowles, J. (1984), *Diseño de Acero Estructural*, México: Limusa.

[26]Cornell, C. y Benjamín, J. (1981), *Probabilidades y Estadística en la Ingeniería Civil*, Colombia: McGraw-Hill.

[27]Meli, P. (2007), *Diseño Estructural*, México: Limusa.

[28]Walpole, R. (2004), *Probabilidad y Estadística para Ingenieros*, México: McGraw-Hill

[29]Ang, Alfredo H-S. y De León, D., (1997), “Determination of optimal reliabilities for design and upgrading of structures”, *Structural Safety*, Vol. 19.