



Ciencia Ergo Sum

ISSN: 1405-0269

ciencia.ergosum@yahoo.com.mx

Universidad Autónoma del Estado de México
México

León Escobedo, David de; Reyes, Alfredo; González Pérez, Carlos Alberto
Selección de conexiones de acero para zonas sísmicas con base en criterios de confiabilidad
Ciencia Ergo Sum, vol. 18, núm. 1, marzo-junio, 2011, pp. 43-50
Universidad Autónoma del Estado de México
Toluca, México

Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=10416528005>

- ▶ [Cómo citar el artículo](#)
- ▶ [Número completo](#)
- ▶ [Más información del artículo](#)
- ▶ [Página de la revista en redalyc.org](#)



Sistema de Información Científica
Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal
Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso abierto

Selección de conexiones de acero para zonas sísmicas con base en criterios de confiabilidad

David de León Escobedo*, Alfredo Reyes** y Carlos Alberto González Pérez*

Recepción: 13 de enero de 2010

Aceptación: 28 de octubre de 2010

* Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México, México.

** Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, México.

Correo electrónico: daviddeleonescobedo@yahoo.com.mx; areyes@uas.uasnet y albertglezp@yahoo.com.mx

Se agradece el apoyo de la SlyEA, de la UAEM, por el apoyo al proyecto UAEM 2691, por el cual se obtuvieron los presentes resultados. Asimismo, la participación de los estudiantes Marcos Quintero Marcos García Quintero y César Mondragón González, quienes realizaron los cálculos del trabajo.

Resumen. Los hallazgos encontrados a raíz del terremoto de Northridge en 1994 han atraído actualmente la atención de los especialistas, sobre todo en cuanto a los problemas de diseño y seguridad de las conexiones soldadas para estructuras ubicadas en zonas sísmicas. Para equilibrar la seguridad requerida deben tomarse decisiones en relación con los costos para prevenir la posibilidad de excederse algún estado límite de servicio. Las técnicas de confiabilidad estructural proporcionan el marco adecuado para incluir las incertidumbres inherentes en el proceso de diseño. La formulación propuesta permite apoyar a diseñadores y a constructores para la selección del tipo de conexión más conveniente para las zonas sísmicas.

Palabras clave: conexiones de acero, confiabilidad, costo del ciclo de vida, toma de decisiones, diseño sísmico.

Selection of Steel Connections for Seismic Zones Based on Reliability Criteria

Abstract. The findings about the fragile behavior of steel welded connections after the Northridge 1994 earthquake, specially for frames designed to withstand lateral force, has brought new attention to the design and safety issues of the welded connections for structures located on seismic zones. A decision must be made to balance the safety required to prevent the possibility of exceeding the serviceability limit state. Structural reliability techniques provide the proper framework to include the inherent uncertainties into the design process. The proposed formulation may support designers and builders for the decision making process about the selection of the convenient connection type for the seismic zones.

Key words: steel connections, reliability, life-cycle costing, decision making, seismic design.

Introducción

Generalmente, se piensa que los edificios de acero son los más resistentes para zonas sísmicas. Sin embargo, no hay reglas generales: el diseño apropiado puede hacer que uno de concreto sea el más apropiado para el sitio en cuestión. Aun más, la selección adecuada del tipo de conexión es todavía asunto abierto a la discusión. A raíz del comportamiento frágil observado en las uniones soldadas, especialmente después de la gran cantidad de daños producidos por el terremoto de Northridge, California en 1994 (Bruneau *et al.*, 1998), ha surgido un interés especial en el tema. Debido a lo anterior, se generó en los E.U. el proyecto SAC (SAC project, 1994), desarrollado bajo la coordinación de

la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), el cual proporciona algunas claves para mejorar la comprensión del comportamiento sísmico de las uniones soldadas (FEMA 273, 1997; Wen y Fouth, 1997), que como es bien sabido las cargas alternadas son un factor importante para producir daño acumulativo (Esteva, 1966). En México, se han llevado a cabo algunos esfuerzos para obtener recomendaciones prácticas para las conexiones de acero (IMCA, 1997; Miranda, 1997a; Miranda, 1997b; Miranda y Martínez, 1999, entre otros). Y recientemente (Righiniotis e Imam, 2004), haciendo uso de un enfoque basado en análisis de confiabilidad se han estudiado los mecanismos de fractura en conexiones típicas como en el trabajo abordado por Righiniotis e Imam (2004).

En general, se enfatiza el estado límite de colapso cuando se proveen recomendaciones de diseño (AISC, 2005; Gobierno del D.F., 2004). Sin embargo, dado el carácter y extensión de los daños producidos por algunos terremotos y el tiempo en que la estructura está fuera de servicio durante las reparaciones, la condición de servicio y los niveles de daño son también factores importantes que deben ser tomados en cuenta.

La confiabilidad estructural y el costo del ciclo de vida de las construcciones son herramientas que permiten sopesar la relación costo-beneficio de las diferentes alternativas de conexión y para hacer un balance entre la seguridad y los costos de las consecuencias de los daños (Ang y De León, 1997).

En este trabajo una curva del peligro sísmico, desarrollada previamente para la ciudad de México (Esteva, 1989) se utiliza con factores de escala para valorar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras.

Dado que las fuerzas en las conexiones debidas a sismo son inciertas, se obtuvieron los estadísticos de las demandas máximas para la conexión más crítica de un edificio típico a través de la simulación de Monte Carlo. Con dichas estadísticas, y el modelo de la conexión, se calcularon los estadísticos de las respuestas máximas. Una vez obtenidos estos estadísticos, se obtienen los histogramas de momento flexionante máximo y de fuerza cortante máxima y, con la función de estado límite se obtienen, para cada tipo de conexión, las probabilidades de falla y daño para todos los posibles temblores en el sitio y para la vida útil del edificio. Estas probabilidades se introducen en la relación costo-beneficio del ciclo de vida del edificio para varios tipos de conexión y el óptimo se obtiene comparando los costos esperados durante el ciclo de vida. La probabilidad de falla corresponde a la composición de 4 eventos de falla en conexiones, suponiendo que entre estos 4 se forma un mecanismo de falla de la estructura. Así, se tiene que la conexión óptima corresponderá a aquella que represente los menores costos.

Los costos de los daños incluyen el costo de reparación y las pérdidas por las muertes potenciales, lesiones y la interrupción del negocio o del servicio.

El diseño de conexiones basado en riesgo, abarca múltiples oportunidades que van desde la presentación al dueño de opciones que explícitamente incorporan medidas de riesgo, hasta la información del balance costo/beneficio que refleja los montos a pagar por seguridad contra los beneficios a recibir por concepto de una operación “segura” del edificio o la estructura en cuestión.

Estas modalidades permitirán al dueño o administrador de la instalación, tomar decisiones informadas en el nivel de riesgo al cual las conexiones y la estructura estarán expuestas y para que se tomen decisiones de diseño y mantenimiento

sobre la base del nivel de riesgo que el dueño quiera aceptar o considere adecuado. Asimismo, la relación costo/beneficio le permitirá ponderar el tamaño de su inversión respecto al beneficio que se obtenga por la operación de la estructura en condiciones confiables.

Se recomienda extender los resultados, con algunos refinamientos y extensiones, para considerar otros casos de conexiones y tipos estructurales, para proponer mejoras, en un futuro cercano, a las especificaciones de diseño para zonas sísmicas en México.

1. Formulación de los criterios de decisión

Usualmente el costo del ciclo de vida de las estructuras o sistemas, se calcula para valorar la eficacia económica de distintas soluciones estructurales, y para llegar a decisiones óptimas bajo condiciones de carga inciertas (Neves *et al.*, 2003; Ang y De León, 2005).

En el presente trabajo de investigación, se proponen dos alternativas de conexión, y sus desempeños se comparan desde el punto de vista de la confiabilidad estructural y de los costos asociados a cada alternativa.

El costo esperado del ciclo de vida $E[C_T]$ está compuesto por el costo inicial C_i y los costos por daño previstos $E[C_D]$:

$$E[C_T] = C_i + E[C_D] \quad (1)$$

Los costos de daño previstos incluyen: los costos esperados por reparación $E[C_r]$, costos por el número esperado de lesionados $E[C_{inj}]$, así como los costos por los decesos previstos $E[C_{fat}]$. Cada uno de ellos depende de las probabilidades del daño y de falla de estructura.

En el caso de los costos de reparación, éstos se definen como:

$$E[C_r] = C_r(PVF)P_r \quad (2)$$

donde:

C_r = costo medio de la reparación, el cual incluye las pérdidas económicas por la interrupción del servicio, C_{bi} ,

PVF = función correspondiente al valor presente (Ang y De León, 2005).

$$PVF = \sum_{n=1}^{\infty} \left[\sum_{k=1}^n \Gamma(k, \gamma L) / \Gamma(k, \nu L) (\nu, \gamma)^k \right] (\nu L)^n / n! \exp(-\nu L) \quad (3)$$

donde:

ν = es la tasa anual de ocurrencia media de aquellos terremotos que pudieren dañar la estructura. La cual está dada por:

$\frac{80}{y^{1.60}} \left[1 - \frac{y}{500} \right]$, donde y es la aceleración máxima del suelo.

γ = la tasa anual neta de descuento y L = el periodo de vida de la estructura.

P_r = es la probabilidad de una reparación, definida de manera simplificada, como la probabilidad de alcanzar el estado límite permisible, el cual está dado en términos de los esfuerzos permisibles ya sea para la conexión soldada o bien para la atornillada.

De manera similar, el costo por la interrupción del negocio C_{bi} se expresa en términos de pérdida de rédito debido a las reparaciones o trabajos de reconstrucción después del terremoto, suponiendo que esos trabajos se realizan en T años:

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

donde:

L_R = pérdida de réditos por año.

El costo esperado por los lesionados se propone como:

$$E[C_{inj}] = C_{IL}(N_{in})P_f \quad (5)$$

donde:

C_{IL} = costo medio por lesión para un individuo.

N_{in} = número promedio de lesionados en un edificio de acero típico en México dado un terremoto con una tasa media anual de ocurrencia ν .

Para el costo esperado relacionado con la pérdida de vidas humanas se consideran tanto el costo correspondiente a la pérdida de una vida C_{IL} , así como al número esperado de muertes N_D .

En este trabajo el costo asociado con la pérdida de una vida se estima en términos del enfoque de capital humano, que consiste en el cálculo de la contribución perdida, debido a la muerte de un individuo, al Producto Interno Bruto (PIB) durante su vida restante esperada. Los detalles de este cálculo se exponen en trabajos previos (Ang y De León, 1997). El número esperado de muertes se estima a partir de una curva desarrollada previamente para los edificios típicos en México, en términos de sus áreas en planta, dado un terremoto con una tasa media anual de ocurrencia ν .

$$E[C_L] = C_{1L}(N_D)P_f \quad (6)$$

En la sección siguiente, todas las figuras que se muestran se estiman para los costos típicos en dólares americanos para México.

La geometría típica de un edificio (ver figura 1), ubicado en el suelo blando de la ciudad de México se seleccionó para

analizar su marco crítico bajo cargas sísmicas. Una vez creado el modelo de elemento finito del edificio, se sujeta a sismos Poissonianos escalados a partir de la curva de riesgo sísmico para la ciudad de México (Esteve y Ruiz, 1989). El utilizar un proceso de Poisson implica que la probabilidad de que suceda un determinado temblor no depende de la historia previa de temblores; siendo éste el modelo más sencillo para predecir temblores. Dada la insuficiencia de evidencias que justifique lo contrario, se supone que los eventos sísmicos son independientes en el tiempo. La representación matemática de la probabilidad de ocurrencia de sismos está dada por:

$$P = e^{-\nu t} \quad (7)$$

donde:

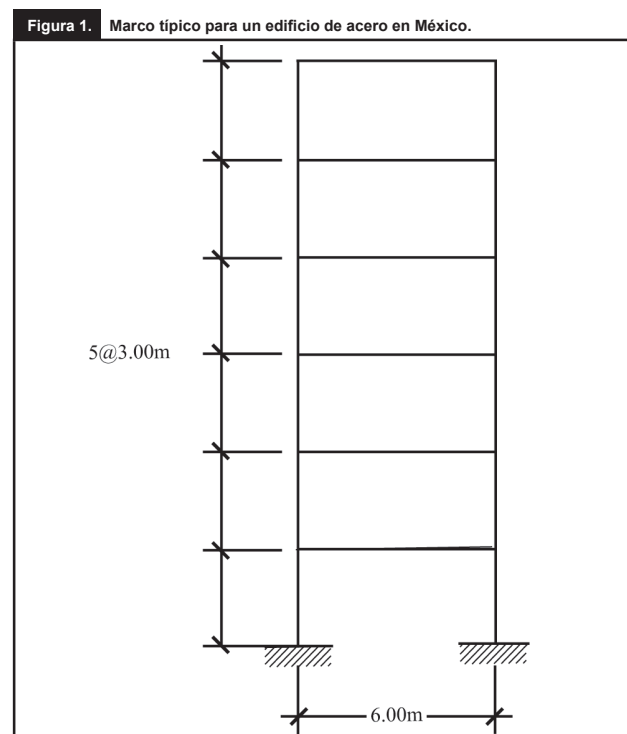
P = representa la probabilidad anual acumulada de que se presente un temblor.

ν = es la tasa media de ocurrencia de temblores significativos en la ciudad de México.

t = es el intervalo de tiempo de ocurrencia de temblores en años.

De los análisis dinámicos se obtienen los estadísticos correspondientes a la máxima respuesta en la unión trabe-columna más crítica.

Posteriormente, las estadísticas de las respuestas descritas anteriormente se utilizan como entrada para los modelos de elemento finito de las dos alternativas de conexión, y un



proceso de simulación de Monte Carlo se lleva a cabo para cada modelo de conexión con el fin de obtener los estadísticos correspondientes a la máxima fuerza cortante y máximo momento. Con estos estadísticos y la función del estado límite de cada conexión, se calculan las correspondientes probabilidades de falla. Como ejemplo, suponga que g_{M^1} y g_{M^2} son las funciones de estado límite para el momento máximo y para cada una de las dos conexiones alternativas.

$$g_{M^1} = M_r^1 - M_1 \quad (8)$$

$$g_{M^2} = M_r^2 - M_2 \quad (9)$$

donde:

M_1 y M_2 = son los momentos máximos actuantes, y M_r^1 y M_r^2 son los momentos resistentes correspondientes a las dos alternativas de conexión. Las funciones correspondientes a las fuerzas cortantes son similares.

Con las probabilidades de falla calculadas, y las ecuaciones 1 a 6, se obtiene el costo esperado del ciclo de vida del edificio. De tal manera que el tipo de conexión que presente el costo mínimo durante el ciclo de vida, es el que se recomienda.

2. Aplicación a un edificio de acero en México

En esta sección el proceso de cálculo descrito anteriormente se lleva a cabo para el marco mostrado en la figura 1 y la probabilidad anual acumulada de las intensidades sísmicas

en el suelo blando de la ciudad de México se obtiene a partir de la curva de riesgo sísmico citada anteriormente. (ver la figura 2).

En este trabajo la tasa media anual de ocurrencia de sismos "significativos" se tomó igual a 0.142/año, donde el término acuñado en este trabajo como "significativos" corresponde a aquellos eventos sísmicos que pueden producir suficiente daño en el edificio en cuestión (correspondiente a intensidades mayores de 0.15 g).

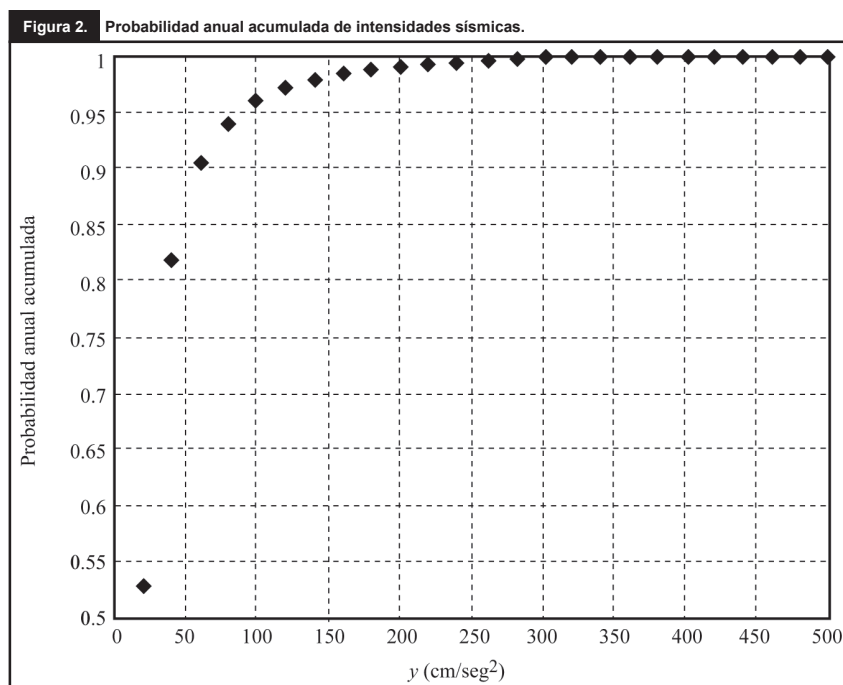
Una vez seleccionado el marco del edificio a revisar se lleva a cabo un análisis estructural, el cual de acuerdo con la práctica tradicional, es elástico. Las excitaciones sísmicas se toman asignando la intensidad sísmica correspondiente a la ordenada del espectro que se usa como base en el análisis sísmico espectral tradicional.

Para simplificar el proceso de simulación de Monte Carlo se realizaron una serie de análisis preliminares de la respuesta estructural, con el objetivo de especificar las aceleraciones espectrales tal que cubriesen el rango potencial dado en las abscisas de la curva mostrada en la figura 2. Las aceleraciones espectrales fueron de: 0.15 g, 0.25 g, 0.35 g y 0.45 g y se identificaron el momento máximo y fuerza cortante máxima actuantes. En todos los casos se encontró que las uniones más críticas corresponden a aquellas ubicadas en el primer nivel del edificio. Estas respuestas máximas se ajustaron a funciones deterministas, las cuales se utilizaron para generar aleatoriamente momentos y fuerzas cortantes máximos, con el objetivo de calcular las probabilidades de reparación

y falla de ambas conexiones. En este trabajo de investigación se consideró que se presentaría un estado límite de reparación justo cuando se excediera la fuerza cortante y momento permisible en cada conexión; siendo estos umbrales correspondientes al 60% de la resistencia última para la conexión soldada y la atornillada. En las figuras 3 y 4 se muestran las distribuciones logarítmicas normales, las cuales se ajustaron a los momentos máximos y fuerzas cortantes alcanzados en las conexiones.

Los costos y otros parámetros utilizados en esta investigación se muestran en los cuadros 1 y 2. Se consideró como peor escenario en el caso de falla cuando se tiene únicamente decesos, es decir no hay lesionados.

La primera alternativa de conexión propuesta corresponde a una atornillada



con 2 ángulos y tornillos A325 de 7/8". Los ángulos conectan el alma de la viga a los patines de la columna. Mientras que la segunda conexión corresponde a una soldada con 2 filetes de 15 cm de longitud y 1/4" de espesor utilizando un electrodo E70. Una vista general de las alternativas de conexión se muestra en la figura 5.

Los diseños de las conexiones fueron elaborados siguiendo la práctica estándar y suponiendo que no existen inconvenientes en el procedimiento de construcción (Ver vista general en la figura 6).

Dado que el presente es un estudio inicial, se consideran sólo las dos conexiones propuestas, en el entendido de que, en el futuro, deben analizarse una variedad de conexiones representativas de los casos típicos, sobre todo las conexiones híbridas que integran tornillos con soldadura.

La resistencia a flexión de la conexión atornillada se obtuvo considerando su capacidad a cortante y multiplicando estas fuerzas por los brazos correspondientes para generar el momento resistente y, para su resistencia a corte, se tomó la suma de capacidades a corte en la dirección del cortante actuante. Las capacidades respectivas para la conexión soldada se calcularon de manera similar sólo considerando la resistencia de los cordones de soldadura ante fuerza cortante.

Los costos de reparación incluyen materiales y mano de obra y el de interrupción del servicio se considera aparte en el término.

Se simularon momentos y cortantes máximos actuantes, de las figuras 3 y 4, y se compararon con las capacidades, últimas y permisibles, para obtener las probabilidades de falla y reparación correspondientes.

En este trabajo se encontró que el modo a flexión es el que gobierna la falla de la conexión. En el cuadro 3 se muestran las capacidades de ambas conexiones para fuerza cortante y momento, tanto para la falla como para la reparación.

Cuadro 1. Costos en dólares americanos.

Tipo de conexión	1	2
C_i	20000	22000
C_r	8000	10000
L_R	20000	20000
C_{II}	10000	10000
C_{IL}	80000	80000

Figura 3. Distribución del momento máximo anual para las conexiones.

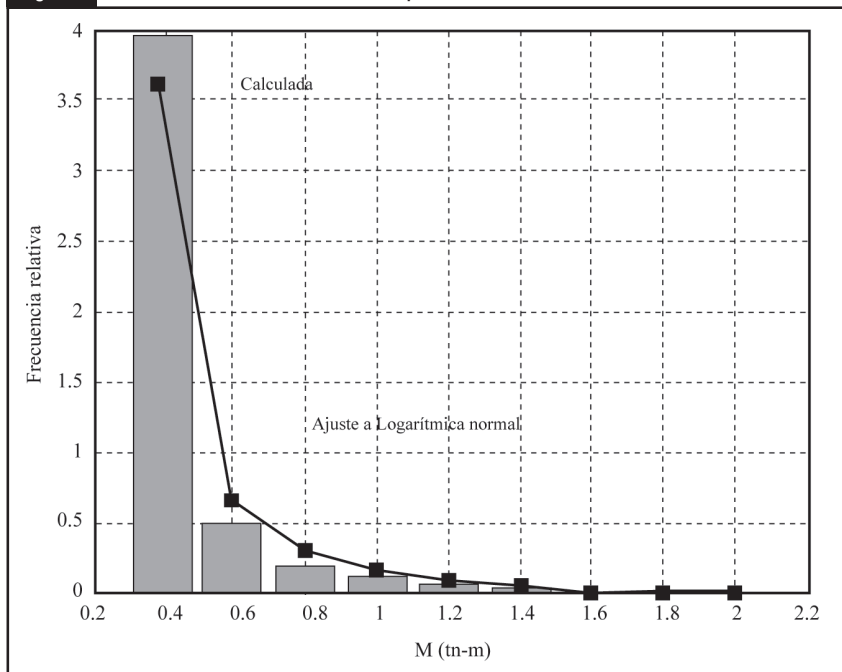
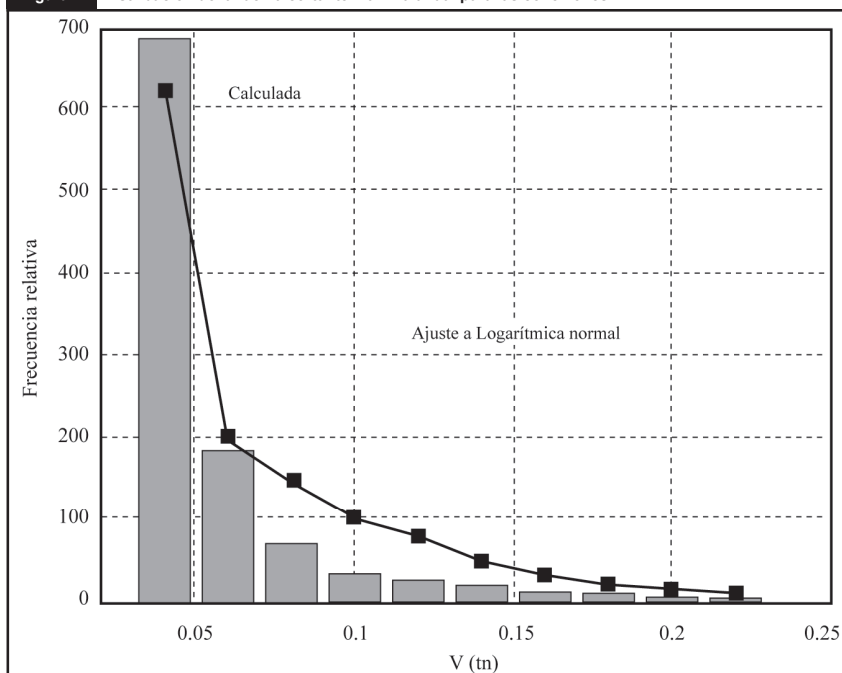


Figura 4. Distribución de la fuerza cortante máxima anual para las conexiones.



Las probabilidades de reparación y falla, para las dos alternativas de conexión se presentan en el cuadro 4.

Una vez obtenidas las probabilidades de falla (cuadro 4), se calculan los costos del ciclo de vida para las dos alternativas de conexión (ver cuadro 5).

3. Discusión de los resultados

De los resultados obtenidos en la sección anterior, se observa que el tipo de conexión óptima es la segunda, es decir, la conexión soldada.

Cuadro 2. Otros parámetros.	
γ	0.08
N_{in}	0
N_D	60
L	50 años

Cuadro 3. Capacidades (fuerza cortante y momento) para las alternativas de conexión.	
M_{f1} (ton-m)	V_{f1} (ton)
5.40	36.32
M_{f2} (ton-m)	V_{f2} (ton)
3.38	4.00

Cuadro 4. Probabilidades de reparación y falla para las dos alternativas de conexión.	
P_{r1M}	P_{r2M}
0.069	0.004
P_{f1M}	P_{f2M}
0.001	0.001

Cuadro 5. Costos del ciclo de vida para las dos alternativas de conexión.						
Alternativa	$E[C_r]$	$E[C_{far}]$	$E[C_{inj}]$	C_i	$E[C_D]$	$E[C_T]$
1	14490	96096	0.00	10000	110586	120586
2	840	96096	0.00	10000	96936	106936

La flexión es el modo de falla que rige el diseño de la conexión para el caso tratado aquí y para las condiciones sísmicas tratadas.

En cuanto a los costos, la única diferencia entre las dos alternativas fueron los costos de reparación. Esto se debe al hecho de que la probabilidad de reparación es diferente para las dos alternativas, ya que es más probable tener que realizar trabajos de reparación en una conexión atornillada que en una soldada. Lo anterior, debido a que las conexiones atornilladas se llevan a cabo *in situ*, y la mano de obra no es tan calificada como la requerida en una conexión soldada.

Dos opciones sencillas se incluyeron aquí para fines de ejemplificación. Se consideró como el peor escenario, que no hubiera lesiones, sólo fatalidades, en caso de una falla del edificio. La herramienta aquí mostrada, puede ser extendida para comparar una gran variedad de conexiones y detalles en que se justifique un análisis costo-beneficio.

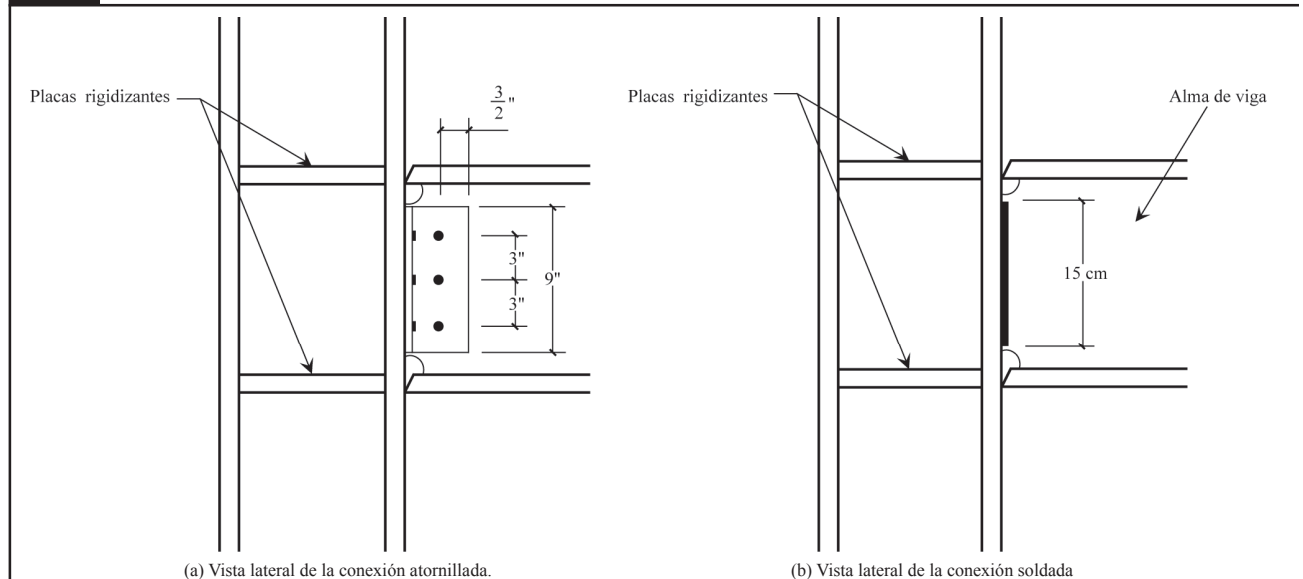
Los resultados aquí presentados son útiles para el sitio y el riesgo considerado. Otras condiciones requerirán una adaptación de datos como, el tipo de peligro, la sismicidad y los costos.

Conclusiones y recomendaciones

En este trabajo se ha presentado una herramienta de decisión basada en el riesgo.

En el análisis llevado a cabo para el edificio a base de marcos rígidos, se tiene que de las dos alternativas de conexión analizadas, se prefiere una

Figura 5. Alternativas de conexión (a) atornillada, (b) soldada.



conexión atornillada. Lo anterior, desde el punto de vista de costos.

En cuanto a los valores de máximos momentos y máximas fuerzas cortantes, éstos son mejor caracterizados utilizando una función de densidad de probabilidad con una distribución logarítmico-normal.

Investigación adicional de la herramienta presentada aquí puede llevar a una gama más amplia de aplicaciones a fin de comparar diferentes esquemas de diseño, construcción y alternativas de reparación. Se recomienda extender el estudio para cubrir casos de conexiones híbridas (tornillos con soldaduras) así como otros tipos estructurales, usos de edificios y otras condiciones de sismicidad en el sitio.

Además, con trabajo adicional, los criterios aquí expuestos pueden ser utilizados para actualizar el código de construcciones utilizado en la ciudad de México, concretamente en las especificaciones de diseño y reparación de estructuras.

Prospectiva

Las perspectivas a futuro para el diseño de conexiones basado en riesgo, abarca múltiples oportunidades que van desde la presentación al dueño de opciones que explícitamente incorporan medidas de riesgo hasta la información del balance costo/beneficio que refleja los montos a pagar por seguridad contra los beneficios a recibir por concepto de una operación “segura” del edificio o la estructura en cuestión. El manejo de decisiones informadas en riesgo permitirán a los inversionistas la consideración objetiva y transparente de aspectos inciertos que, de otra manera, se vuelven oscuros y sesgados.

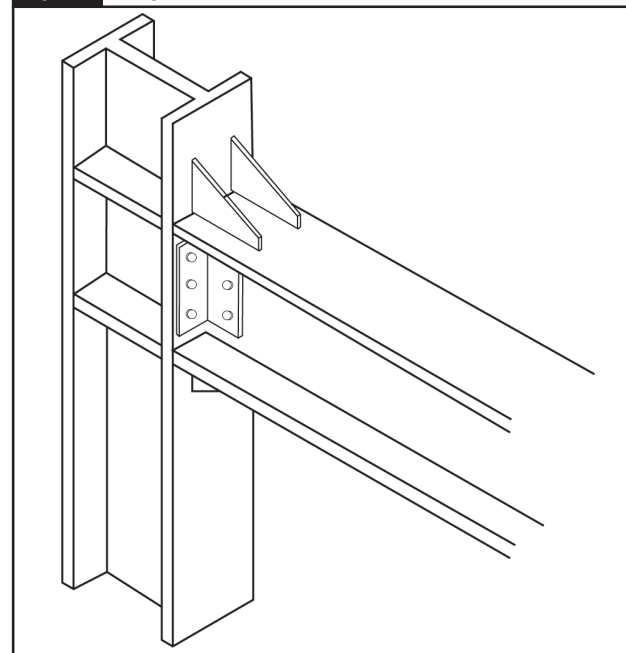
Estas modalidades permitirán al dueño o administrador de la instalación, tomar decisiones basadas en el nivel de riesgo al cual las conexiones y la estructura estarán expuestas y para que se tomen decisiones de diseño y mantenimiento que reflejen, explícitamente, el nivel de riesgo que el dueño quiera aceptar o considere adecuado. Asimismo, la relación costo/beneficio

le permitirá ponderar el tamaño de su inversión respecto al beneficio o ingresos que se pueden obtener por la operación de la estructura en condiciones confiables en lapsos especificados y ante los riesgos involucrados en el sitio de la construcción.

Este tipo de criterios sentará las bases de nuevos paradigmas por los cuales los inversionistas tendrán mejores elementos de juicio para sopesar el riesgo y calibrar el monto de las inversiones que deseen realizar considerando el nivel de los beneficios económicos esperados por la rentabilidad de las mismas. Esta innovación permitirá modernizar las prácticas del diseño de instalaciones importantes y la cultura de comprar seguridad estructural de manera racional considerando las expectativas de la utilidad generada por las mismas, aun en ambientes de exposición incierta, como es el caso de las acciones sísmicas.



Figura 6. Vista general de las conexiones.



Bibliografía

- AISC (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago Illinois, E.U.
- Ang, A. H-S. y De León D. (1997). “Determination of Optimal Reliabilities for Design and Upgrading of Structures”, *Structural Safety*. Vol. 19, Núm.1: 91-103.
- Ang, A. H-S. y De León D. (2005). “Modeling and Analysis of Uncertainties for Risk-informed Decisions in Infrastructures Engineering”, *Journal of Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 1, Núm. 1: 19-31.
- Ang, Alfredo H-S. y Tang W. H. (2007). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*. Vol. I-Basic Principles, 2nd. edition, John Wiley and Sons, New York.
- Ang, A. H-S. y Tang, W. H. (1984). “Probability Concepts in Engineering Planning and Design”, *Risk, Reliability and*

- Decisions*. vol. II. *John Wiley and Sons*, New York.
- Bruneau, M.; A. Whitakker y Ch. M. Uang (1998). *Ductile Design of Steel Structures*. McGraw Hill, New York.
- Esteva, L. (1966). "Behavior Under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members", *Proc. International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*. RILEM, México City.
- Esteva, L. y S. Ruiz (1989). "Seismic Failure rates of Multistory Frames", *Journal of Structural Engineering*. ASCE. Vol. 115, Núm. 2: 268-284.
- FEMA 273 (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- Gobierno del D.F. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas*. México, D.F.
- IMCA (1997). *Memorias del v Simposio Internacional de Estructuras de Acero*. Guadalajara, Jalisco, México.
- Miranda, E. (1997a). "Plate-end Connection for Steel Buildings in Mexico", *Memorias del v Simposio Internacional de Estructuras de Acero*. Guadalajara, Jalisco, México.
- Miranda, E. (1997b). "Seismic Design of Beam-column Connections", *Memorias V Simposio Internacional de Estructuras de Acero*, IMCA, Guadalajara, Jalisco, México.
- Miranda, E. y R. E. Martínez (1999). "Seismic Design Recommendations for Steel Structures with Eccentrically-Braced Frames in México", *Memorias VI Simposio Internacional de Estructuras de Acero*, Puebla. México.
- Neves, L. C.; D. M. Frangopol y V. Hogg (2003). "Condition-Reliability-Cost Interaction in Bridge Maintenance", *JCASP9*, San Francisco, C. A.
- Righiniotis, T. D. y B. Imam (2004). "Fracture Reliability of a Typical Northridge Steel Moment Resisting Connection", *Engineering Structures*. Vol. 26, Núm. 3: 381-390, School of Engineering, University of Surrey, Guildford, Surrey GU2 7XH, U.K.
- SAC project (1994). <<http://quiver.eerc.berkeley.edu:8080/library/index.html>>
- Wen, Y. K. y D. A. Fouth (1997). "Proposed Statistical and Reliability Frame-Work for Comparing and Evaluating Predictive Models for Evaluation and Design and Critical Issues in Developing Such Framework". *Report No. SAC/BD-97/03, SAC Joint Venture*, Sacramento California.