

RESPUESTA SÍSMICA INELÁSTICA DE MARCOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO CON CONEXIONES RÍGIDAS Y SEMI-RÍGIDAS

Alfredo Reyes Salazar⁽¹⁾, Juan Ignacio Velázquez Dimas⁽¹⁾ y Arturo López Barraza⁽¹⁾

RESUMEN

Se obtiene analíticamente la respuesta sísmica inelástica de marcos de acero resistentes a momento con conexiones perfectamente rígidas (PR) y se compara con la respuesta de marcos de acero similares con conexiones semi-rígidas (SR). Se utilizan diferentes niveles de la rigidez de la conexión. La respuesta estructural, en términos de los desplazamientos máximos de entrepiso y el cortante basal máximo, se estima usando un programa de cómputo desarrollado por los autores y otros miembros de un grupo de investigación. El programa considera las no linealidades geométrica, del material y la producida por las conexiones SR. Los resultados demuestran que el cortante basal máximo puede aumentar significativamente conforme se incrementa la rigidez de las conexiones. Por el contrario, los desplazamientos de entrepiso máximos no siempre se incrementan cuando las conexiones se hacen más flexibles, como pudiera esperarse para el caso de aplicación de carga estática. Aun cuando la rigidez del marco con conexiones SR es menor que la del marco con conexiones PR, la respuesta ante carga sísmica depende significativamente de las características dinámicas tanto de la estructura como de la excitación sísmica. Cuantitativamente, los resultados confirman lo observado en estudios experimentales en forma cualitativa: las conexiones semi-rígidas disminuyen la rigidez global de la estructura pero a su vez constituyen una fuente importante de disipación de energía. Por lo anterior, la respuesta sísmica puede ser más favorable para marcos con conexiones SR que para marcos con conexiones PR. Sin embargo, se debe proveer un comportamiento estable de las conexiones durante los ciclos de carga y descarga.

Artículo recibido el 17 de enero de 2001 y aprobado para su publicación el 30 de abril de 2001. Se aceptarán comentarios y/o discusiones al artículo hasta cinco meses después de su publicación.

¹ Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, México

ABSTRACT

The seismic inelastic responses of steel moment resisting frames with fully restrained (PR) connections are estimated analytically and compared to those of similar frames with semi-rigid (SR) connections. Different degrees of the connection stiffness are studied. The structural responses, in terms of the maximum interstory displacements and maximum base shear, are estimated by using a computer program developed by the authors and other research team members. Geometric and material nonlinearities and nonlinearities due to SR connections are considered. The results indicate that the maximum base shear may significantly increase with an increase in the connection stiffness. On the other hand, the maximum interstory lateral displacements do not always increase as the connection stiffness decreases, as expected for the application of static loading. Even though the stiffness of the frame with SR connections is lower than that of the frame with PR connections, the response under earthquake loading largely depends on the dynamic characteristics of both the structure and the earthquake excitation. The study quantitatively confirms the behavior observed in experimental investigations: SR connections reduce the stiffness of the frame, but add an important source of dissipation of energy. Thus, the seismic response can be superior for frames with semi-rigid connections than for frames with perfectly rigid connections. However, stable behavior of the connections must be provided during the cycles of loading and unloading.

INTRODUCCION

Los métodos convencionales de análisis y diseño, para fines prácticos, usualmente consideran las conexiones viga-columna en marcos de acero como perfectamente rígidas (PR) o perfectamente articuladas (PA). Dichos métodos se desarrollaron bajo estas hipótesis simplificadoras. Sin embargo, se reconoce en la profesión que las conexiones en un marco típico de acero son en realidad conexiones parcialmente restringidas o semi-rígidas (SR), con diferentes niveles en su rigidez. Las simplificaciones PR y PA pueden resultar en algunos casos en valores incorrectos de los esfuerzos y deformaciones puesto que en realidad las conexiones PR poseen cierto grado de flexibilidad y las conexiones PA poseen cierto grado de rigidez.

Los códigos modernos de acero para diseño estático, incluyen especificaciones para el diseño de marcos con conexiones SR. Las ventajas de usar este tipo de conexiones en términos de economía son reconocidas. Para diseño sísmico, las conexiones SR no son recomendadas debido a su relativa flexibilidad. Existe una aceptación general de que este tipo de marcos sufrirán desplazamientos más grandes que marcos similares con conexiones PR, cuando son sometidos a cargas sísmicas intensas. En consecuencia los efectos de segundo orden ($P-\Delta$) son más significantes y pueden incrementar aún mas los desplazamientos y elementos mecánicos. Sin embargo, en estudios analíticos y experimentales recientes, algunos investigadores han demostrado que el comportamiento de marcos con conexiones SR ante cargas sísmicas puede ser más favorable que el de marcos con conexiones PR. Nader y Astaneh (1991) observaron que la presencia de conexiones SR en marcos de acero reducen su rigidez lateral pero a su vez

incrementan la capacidad de disipación de energía de los mismos. Leon y Shin (1995) concluyeron que marcos con conexiones SR presentan un comportamiento estable al ser sometidos a cargas cíclicas. Elnashai et. al. (1998) demostraron que las deformaciones relativas en marcos con conexiones SR pueden ser menores que las de marcos similares con conexiones PR sometidos a la misma carga sísmica. Esto se debe a que los marcos con conexiones SR tienen periodos de vibración más grandes y pueden por lo tanto atraer fuerzas inerciales más pequeñas, además de la energía adicional que se disipa por el comportamiento histerético de las conexiones SR. Los estudios mencionados se basaron en un solo modelo estructural y la rigidez de la conexión no fue explícitamente considerada.

En este trabajo se estima la respuesta máxima de marcos de acero con conexiones SR y se compara con la de marcos similares con conexiones PR. La respuesta se presenta en términos de los desplazamientos máximos de entrepiso y el cortante máximo en la base. Para ello la respuesta sísmica inelástica no lineal de varios marcos de acero (representando edificios de baja, mediana y gran altura) sometidos a la acción de varios terremotos fuertes, se obtiene utilizando un eficiente programa de cómputo desarrollado por los autores y otros miembros de un grupo de investigación. Se utilizan varios niveles de la rigidez de la conexión. El programa ha sido verificado con resultados existentes teóricos y experimentales y puede estimar la respuesta sísmica de marcos de acero considerando las no linealidades geométrica, del material y la producida por las conexiones SR. Asimismo, considera también las principales fuentes de disipación de energía en marcos de acero.

METODOLOGIA

Para lograr los objetivos planteados en este estudio se requiere la evaluación de la respuesta sísmica inelástica de marcos de acero, considerando las no linealidades geométrica, del material y la producida por las conexiones semi-rígidas. Para ello, se utiliza un programa de cómputo (Reyes-Salazar, 1997) basado en el método del elemento finito y en hipótesis de esfuerzos, el cual además de incorporar al análisis las no linealidades antes mencionadas, considera también las principales fuentes de disipación de energía en marcos de acero modelados como sistemas de varios grados de libertad. Los fundamentos del procedimiento analítico están avalados en la literatura (Haldar y Nee, 1989). Los resultados de este programa han sido probados con otros resultados tanto analíticos como experimentales. A continuación se hace una breve discusión de las características esenciales.

El comportamiento no lineal de un marco de acero puede ser producido por cambios en la geometría, incluyendo el efecto $P-\Delta$, cambios en las propiedades del material y por las

conexiones SR. Los efectos de la no linealidad geométrica son los cambios en la rigidez lateral de los miembros debido al efecto de la carga axial y al cambio en la longitud del miembro debido al efecto de la curvatura y fuerzas axiales, y a la deformación finita de cuerpo rígido de un elemento con rotaciones relativas de pequeñas a moderadas. La mayoría de las técnicas de análisis no lineal disponibles basadas en el método del elemento finito para marcos, se fundamentan en la suposición de un campo de desplazamientos (Clough y Penzien, 1993). Para capturar los efectos de los cambios en la longitud de un miembro debido a deformaciones axiales considerables, varios elementos son necesarios para modelar cada miembro. La necesidad de un gran número de elementos conjuntamente con el uso de un esquema de integración numérica para obtener la matriz de rigidez tangente para cada elemento varias veces durante el análisis, hace de esto un procedimiento antieconómico. Alternativamente, el método del elemento finito basado en hipótesis de esfuerzos (Kondoh y Atluri, 1987; Haldar y Nee, 1989) puede ser usado para derivar una forma explícita de la matriz de rigidez tangente. En este enfoque, los esfuerzos en un elemento pueden ser obtenidos directamente en lugar de usar el método menos preciso que considera las derivadas de las funciones de desplazamiento, como en el enfoque que asume un campo de desplazamientos. El método es muy eficiente y económico debido a esta característica, al uso de pocos elementos para describir la configuración deformada y porque se evita el proceso de integración numérica para obtener la matriz de rigidez tangente. Este procedimiento es particularmente aplicable a estructuras de acero. El método da resultados muy precisos y es muy eficiente comparado con el enfoque basado en desplazamientos, de ahí su uso en este estudio.

La no linealidad producida por variaciones en las propiedades del material es discutida a continuación. Este fenómeno se debe a las relaciones constitutivas no lineales del material. En el análisis de estructuras de acero, las tres suposiciones más comunes para el comportamiento del material son los modelos elasto-plástico perfecto, endurecimiento por deformación isotrópico y endurecimiento por deformación cinemática (Owen y Hinton, 1982). Tomando en cuenta la complejidad del problema en consideración y la práctica usual en la profesión para representar la no linealidad del material, para el caso del acero, se considera éste como elasto-plástico perfecto. El criterio de Von Mises (Owen y Hinton, 1982) se usa para definir la fluencia en la estructura. Para las estructuras de acero, las funciones de fluencia apropiadas fueron discutidas por Mahadevan y Haldar (1991).

También se produce comportamiento estructural no lineal por la flexibilidad de las conexiones. Generalmente, el comportamiento de una conexión se representa por su curva momento-rotación relativa ($M-\theta$). Varias expresiones basadas en estudios teóricos y experimentales han sido propuestas para representar la relación $M-\theta$. Un resumen de los modelos más utilizados es presentado por Reyes-Salazar (1997). En este estudio, el modelo de Richard (Richard y Abott, 1975) se usa para representar el comportamiento de las conexiones. Este

modelo se usa debido a su aplicabilidad a una amplia variedad de conexiones y porque requiere de solo cuatro parámetros para representar la curva momento-rotación relativa. En este estudio la conexión es idealizada por un elemento viga-columna ordinaria. La única diferencia es que el módulo de elasticidad del elemento es continuamente modificado para considerar el carácter no lineal y el nivel de deformación de la conexión.

Las expresiones para la matriz de rigidez tangente considerando solamente la no linealidad geométrica, son modificadas para incorporar el efecto del comportamiento elasto-plástico del material y la flexibilidad de las conexiones. Asumiendo el comportamiento de plasticidad concentrada del material, se espera la formación de articulaciones plásticas en la estructura. Se asume que el material es lineal excepto en las articulaciones plásticas y en las conexiones semirígidas. La presencia de articulaciones plásticas incrementa la deformación axial y rotacional de un elemento estructural. La elongación axial y rotacional adicionales pueden ser fácilmente calculadas, y la matriz de rigidez tangente puede ser fácilmente modificada. Es importante comentar que el procedimiento descrito para obtener la matriz de rigidez tangente no cambia al considerar la presencia de conexiones SR en la estructura.

En un análisis sísmico real de marcos de acero, la cantidad de energía de amortiguamiento que se genera depende del estado de fluencia o no fluencia del material y del comportamiento histerético si el material fluye. Por simplicidad matemática, el efecto de la no fluencia en la disipación de energía usualmente se representa por el amortiguamiento viscoso equivalente, el cual varía entre 0.1% y 7% del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento es con frecuencia incrementado en un análisis lineal para considerar las pérdidas de energía debido al comportamiento inelástico anticipado (Leger y Dussault, 1992). En un análisis sísmico riguroso esta práctica no es apropiada, ya que la energía perdida debido al comportamiento inelástico se contaría dos veces. De acuerdo con una extensa revisión de la literatura, se observa que el amortiguamiento tipo Rayleigh es el que más se usa en la profesión y por eso se adopta en este estudio. El procedimiento de análisis por integración numérica directa paso a paso, conjuntamente con el Método β de Newmark (Bathe, 1982), se utiliza para resolver el sistema de ecuaciones diferenciales que gobiernan el problema en estudio.

EI MODELO DE RICHARD Y LA RIGIDEZ DE LA CONEXION

Una conexión es un elemento estructural por medio del cual los esfuerzos resultantes son transmitidos entre vigas y columnas. Los esfuerzos resultantes pueden consistir, en general, de fuerza axial, fuerza cortante en dos direcciones, momento flexionante en dos direcciones y momento torsionante. Para marcos planos, caso considerado en esta investigación, la torsión no

está presente y se tiene fuerza cortante y momento flexionante solamente en una dirección. Además se ha demostrado que el efecto de las fuerzas cortante y axial en la deformación de la conexión es despreciable (Reyes-Salazar y Haldar, 2000), por lo tanto solamente el efecto del momento flexionante necesita ser considerado. Consecuentemente las propiedades de una conexión semi-rígida pueden ser representadas a través de su curva momento-rotación relativa ($M-\theta$). La rotación relativa representa el cambio del ángulo original formado entre la viga y la columna.

La flexibilidad de las conexiones en estructuras reales tiene una influencia significativa en la respuesta estructural y debe ser considerada en los procedimientos de análisis estructural. Por lo tanto la modelación de las curvas $M-\theta$ es un paso importante en este proceso. Métodos de modelación de estas curvas han sido desarrollados conjuntamente con estudios experimentales. Como resultado de esas investigaciones varias expresiones analíticas han sido propuestas por diferentes investigadores para representar dichas curvas (Reyes-Salazar, 1997). Entre estos modelos podemos mencionar el Modelo Lineal, el Modelo Polinomial, el Modelo Exponencial y el Modelo de Richard. Como se comentó anteriormente el Modelo de Richard (Richard y Abbot, 1975) se utiliza en este estudio para representar el comportamiento de las conexiones debido a su aplicabilidad a varios tipos de conexiones y porque es obtenido de estudios experimentales, además de requerir solo cuatro parámetros para representar la curva. De acuerdo a dicho modelo, la rigidez tangente $K(\theta)$ de la curva $M-\theta$ está dada por

$$K(\theta) = \frac{dM}{d\theta} = \frac{(k - k_p)\theta}{\left[1 + \left| \frac{(k - k_p)\theta}{M_0} \right|^N \right]^{(N+1)/N}} \quad (1)$$

donde k es la rigidez elástica o inicial, k_p la rigidez plástica, M_0 el momento de referencia y N el parámetro de forma de la curva. Estos parámetros se muestran en la Figura 1. El modelo abarca otros modelos mas simples. Si k_p es igual a k se convierte en el Modelo Lineal Simple, en el Modelo Elasto-plástico si $k_p = 0$, y en el Modelo Bilineal si N es grande.

La ecuación (1) representa la parte de la curva $M-\theta$ donde el momento se incrementa monóticamente con la rotación de la conexión. En un análisis sísmico típico, para un instante de tiempo dado, algunas conexiones pueden estar en la fase de carga mientras que otras pueden estar en la fase de descarga o recarga. Estudios relacionados con el proceso de carga, descarga y

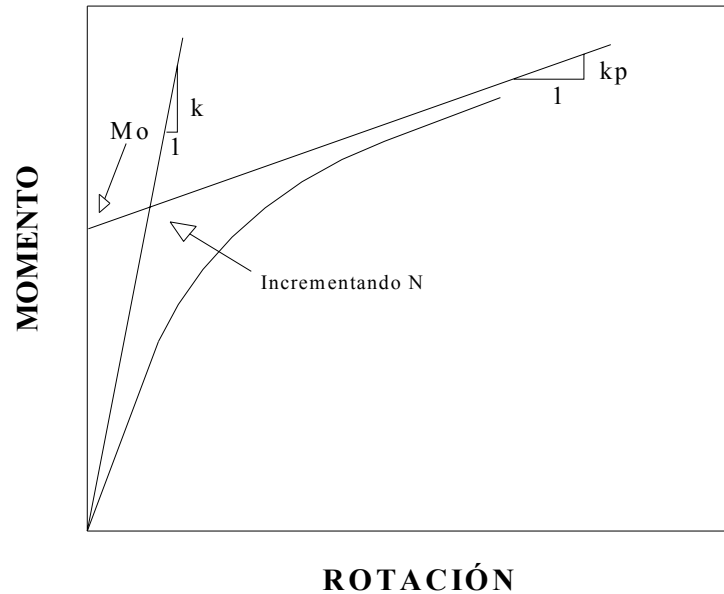


Figura 1. Parámetros del Modelo de Richard

recarga en las conexiones, tanto teórica como experimentalmente, no son comunes. Este tópico fue abordado por El-Salti (1992). En este estudio se usan la parte monotónica de la curva $M-\theta$ y la regla de Masing (El-Salti, 1992) para desarrollar las secciones de descarga y recarga de la curva $M-\theta$. Usando la regla de Masing y el Modelo de Richard, la rigidez tangente para las secciones de carga y descarga de la curva esta dada por

$$K(\theta) = \frac{(k - k_p)}{\left[1 + \left| \frac{(k - k_p)(\theta_a - \theta)}{2M_0} \right|^N \right]^{(N+1)/N}} + k_p \quad (2)$$

El proceso de carga, descarga y recarga se muestra en la Figura 2. Así que, si una conexión está en el proceso de carga, la Ecuación 1 se debe usar mientras que si está en la fase de descarga o recarga, se usa la Ecuación 2.

La rigidez de la conexión se representa por medio de la razón C . Este parámetro se define como el cociente del momento que la conexión tendría que soportar de acuerdo a la teoría de línea de viga (Disque, 1964) y el momento de extremo fijo de la viga, como se muestra en la Figura 3. El procedimiento consiste en trazar la curva $M-\theta$ en un sistema de ejes coordenados conjuntamente con la línea recta definida por los puntos correspondientes a momento de extremo

fijo y rotación de extremo libre, como se muestra en la Figura. La intersección entre estas dos curvas (punto A) define el momento que la conexión puede transmitir. El cociente de este momento y el momento de extremo fijo define a su vez al parámetro C .

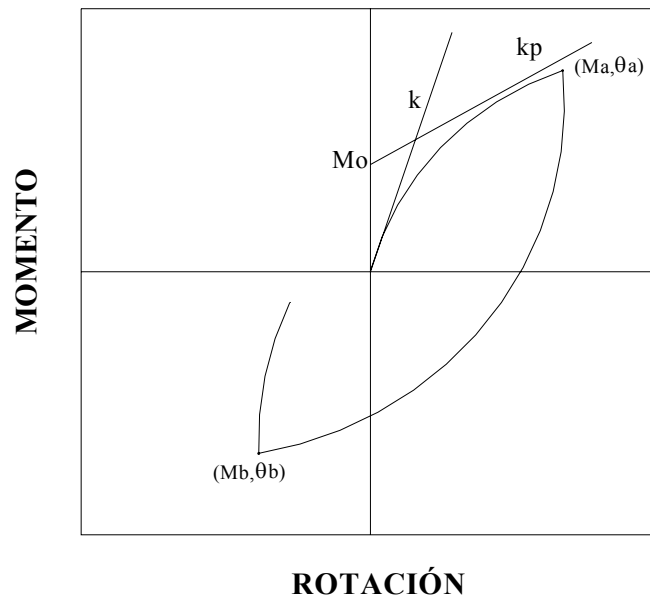


Figura 2. Carga, descarga y recarga en las conexiones

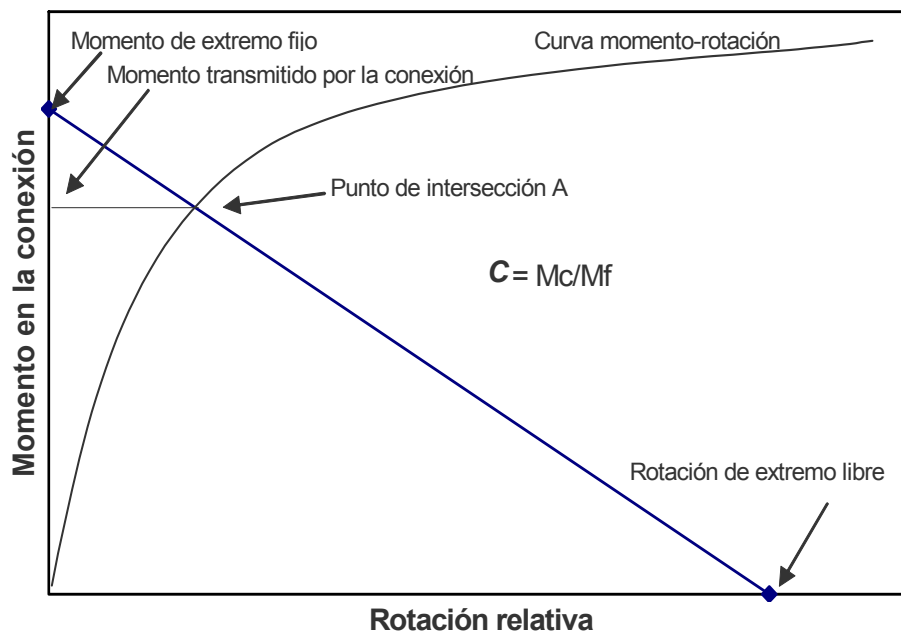


Figura 3. Definición del parámetro C de la conexión

VERIFICACIÓN DEL ALGORITMO

El programa de cómputo utilizado para la estimación de los desplazamientos de entrepiso y cortante en la base es verificado en esta parte, usando resultados experimentales. Es importante enfatizar que no es común encontrar resultados de marcos de acero con conexiones semi-rígidas en la literatura. Leon y Shin (1995) investigaron experimentalmente un marco de acero de dos niveles y dos crujías. La longitud de cada claro fue de 4.06 m y la de cada entrepiso de 1.88 m. Se usan secciones W6x20 para las columnas exteriores y W6x25 para las interiores. Todas las vigas fueron hechas de secciones W8x18. Todos los miembros son de acero A36. Las conexiones son a base de ángulos L6x 3 1/2x5/16 tanto en el patín de tensión como en el de compresión y ángulos L3 1/2x2 1/2x1/4 en el alma. Detalles adicionales del marco pueden ser obtenidos de Leon y Shin (1995).

Leon y Shin aplicaron carga lateral quasi-estática en el marco mencionado. El programa de cómputo utilizado puede representar este tipo de carga y estimar los desplazamientos producidos por ella. La razón de la magnitud de la carga del piso superior a la del inferior es 3. El marco fue sometido a un total de veinte ciclos de carga de magnitud creciente. Los resultados, en términos del desplazamiento de entrepiso del segundo nivel, se muestran en la Figura 4. El marco también se analizó, para las mismas cargas laterales, usando el programa de cómputo mencionado. Los resultados se muestran en la Figura 4 junto con los resultados experimentales. Los resultados muestran una excelente concordancia para ambas soluciones.

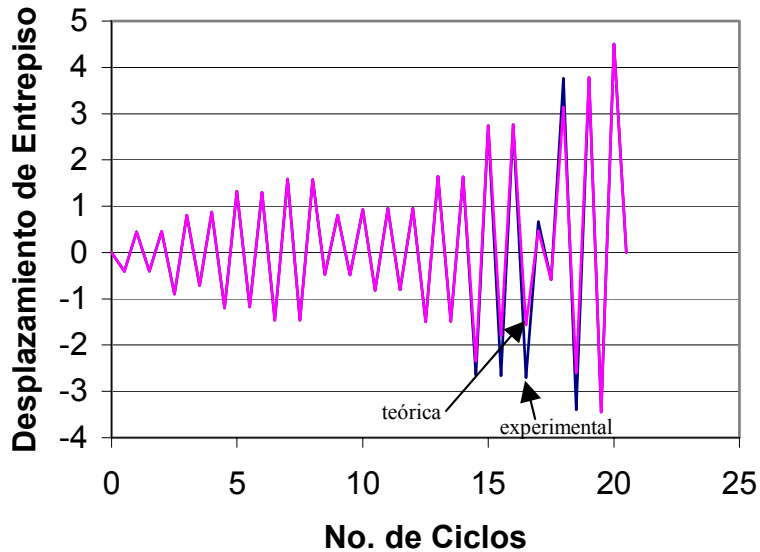


Figura 4. Solución teórica y experimental

Es importante comentar que, aun cuando el programa de cómputo usado estima la respuesta sísmica máxima no lineal de marcos de acero considerando las principales fuentes de no linealidad y disipación de energía, este no considera las deformaciones en la zona del panel. Esto puede ser una limitación importante particularmente para marcos con conexiones rígidas ($C = 0.6$ y 0.9) en donde es muy probable la ocurrencia de la fluencia en dicha zona.

MODELOS DE MARCOS Y TERREMOTOS

Modelos estructurales

Para lograr los objetivos planteados en esta investigación, se utilizan tres marcos de acero resistentes a momento. La geometría y los tamaños de los miembros usados en los marcos se muestran en la Figura 5. Estos marcos son denotados de aquí en adelante como Marco 1, 2, y 3 y tienen periodos fundamentales de 0.32, 1.16 y 2.19 seg., respectivamente, para el caso de conexiones SR. Por lo tanto representan edificios de baja, mediana, y gran altura. El Marco 1 corresponde a un edificio de un piso y tres crujías. La altura de entrepiso es de 3.66 m. El claro de cada crujía, medido a ejes de columnas es de 7.32 m. Los claros y alturas de entrepiso de los Marco 2 y 3 son idénticos a los del Marco 1 solo que para edificios de 3 y 8 niveles, respectivamente. Estos marcos han sido utilizados por otros investigadores (Roeder et. al., 1993; Reyes-Salazar, 1997) en estudios teóricos y experimentales. En estos marcos, las columnas fueron construidas de acero grado-50 y las vigas de acero A36. Conexiones definidas por $C = 0.3, 0.6, 0.9$ y 1.0 , representando conexiones muy flexibles, de rigidez intermedia, muy rígidas y perfectamente rígidas, respectivamente, se utilizan en cada uno de los marcos. Una conexión típica de rigidez intermedia utilizada en este estudio se presenta en la Figura 6. Los parámetros del Modelo de Richard (k, k_P, M_0 y N) para cada una de las conexiones y marcos son dados en la Tabla 1. Los periodos fundamentales de los marcos para cada una de las conexiones, denotados por T , se muestran en la Tabla 2. Se consideran en el estudio dos valores de amortiguamiento, 2 y 5% del crítico.

Descripción de terremotos

El programa de cómputo verificado se usa para evaluar la respuesta sísmica no lineal de los marcos de acero. Para ello, dichos marcos (con diferentes características dinámicas) se someten a la acción de nueve registros sísmicos. Estos son identificados en la Tabla 3. El primer terremoto en la tabla es el terremoto de El Centro de 1940. El segundo es el registrado por la Secretaría de

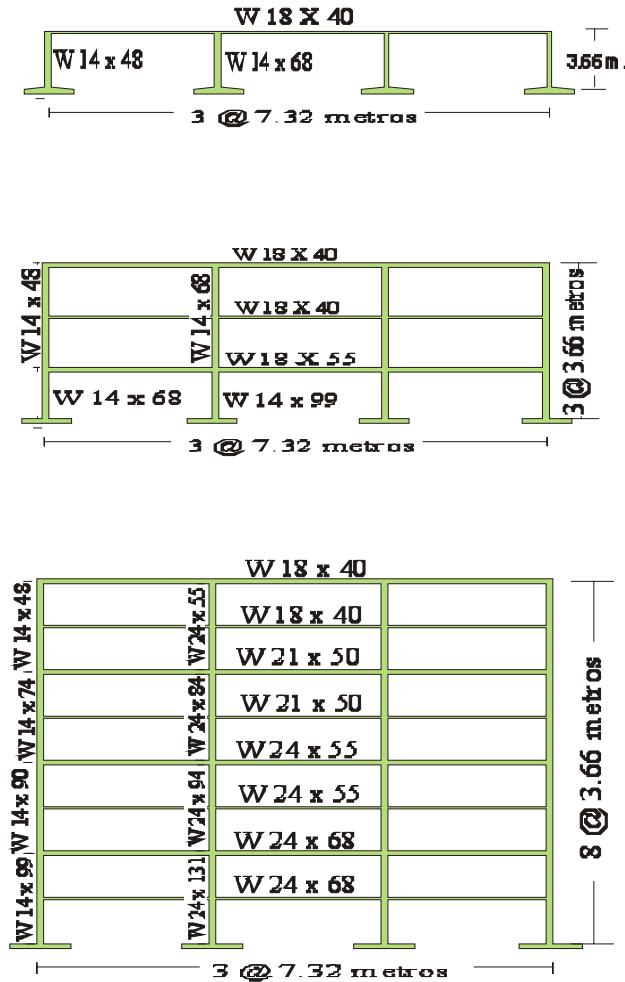


Figura 5. Modelos estructurales

Tabla 1. Parámetros del Modelo de Richard.

MARCO	NIVEL	C = 0.3				C = 0.6				C = 0.9			
		k (10 ⁵) (kN-m/rad)	k _p (kN-m/rad)	M ₀ (10 ²) (kN-m)	N	k (10 ⁵) (kN-m/rad)	k _p (kN-m/rad)	M ₀ (10 ²) (kN-m)	N	k (10 ⁵) (kN-m/rad)	k _p (kN-m/rad)	M ₀ (10 ²) (kN-m)	N
1	1	0.2904	1,397	0.72	2.7	1.1560	3,349	1.61	2.1	2.1255	0.4509	3.22	2.3
2	1	0.3763	1,669	1.12	2.8	1.2543	3,777	2.47	2.1	5.5404	117.4070	5.58	1.1
	2-3	0.2904	1,397	0.72	2.7	1.1560	3,349	1.61	2.1	2.1255	0.4509	3.22	2.3
3	1-2	1.9504	3,646	1.83	1.1	5.3065	7,979	4.09	1.1	12.8153	122.4920	8.77	1.1
	3-4	1.5775	3,446	1.21	1.5	3.4205	5,865	3.16	1.1	8.7948	4.2838	5.47	1.6
	5-6	0.8034	2,417	1.00	2.2	1.7108	3,836	2.52	1.9	5.7596	6.2873	4.65	1.6
	7-8	0.2904	1,397	0.72	2.7	1.1560	3,349	1.61	2.1	2.1255	0.4509	3.22	2.3

Tabla 2. Periodos fundamentales de los marcos para diferentes valores de C

MARCO	PERIODO FUNDAMENTAL T (Seg)			
	C = 0.3	C = 0.6	C = 0.9	C = 1.0
1	0.54	0.41	0.38	0.32
2	1.62	1.39	1.19	1.16
3	2.79	2.55	2.28	2.19

Tabla 3. Registros sísmicos

SISMO	No	ESTACIÓN	VALORES DE T_g (Seg)	ACELERACIÓN (cm/Seg ²)
1940	1	EL CENTRO	0.68	342
1985	2	CD. DE MÉXICO	2.09	168
SISMO DE NORTHRIDGE (1994)	3	CANOGA PARK, SANTA SUSANA	0.57	573
	4	LOS ANGELES, 4929, WILSHIRE BLVD.	1.14	389
	5	SHERMAN OAKS, 1525, VENTURA BLVD.	0.84	551
	6	TOPANGA FIRE STATION	0.30	326
	7	LOS ANGELES, 4929, WILSHIRE BLVD.	0.70	472
	8	LOS ANGELES, 10660, WILSHIRE BLVD.	0.51	998
	9	LOS ANGELES, 10751, WILSHIRE BLVD.	1.80	380

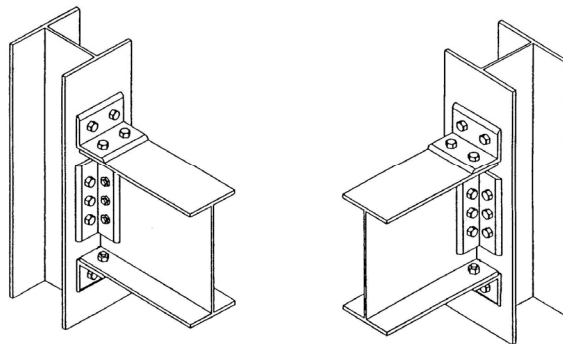


Figura 6. Conexión semi-rígida

Comunicaciones y Transportes (SCT) en la Ciudad de México en 1985, y los otros son registros sísmicos obtenidos del terremoto de Northridge de 1994. Los periodos predominantes de los registros sísmicos, denotados por T_g , se dan también en la Tabla 3. Esos terremotos son denotados de aquí en adelante como Terremotos del 1 al 9 y han sido seleccionados para representar las diferentes características de terremotos fuertes. Información adicional sobre estos terremotos puede ser obtenida de Reyes-Salazar and Haldar (1999).

RESULTADOS EN TÉRMINOS DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO

Los tres marcos de acero con diferentes niveles de rigidez de la conexión, fueron sometidos a la acción de las nueve acciones sísmicas previamente citadas. Al aplicar los sismos con sus intensidades reales, se observó que para algunos casos las deformaciones de los marcos resultaron muy pequeñas, mientras que para otros casos la deformación resultó ser excesiva. A fin de tener resultados correspondientes a un nivel de deformación significativa y similar, y sobre esta base efectuar la comparación de las respuestas de los marcos con conexiones SR y PR, cada terremoto se escaló por arriba o por debajo de su magnitud real para producir un desplazamiento de entrepiso máximo en el intervalo de 0.8% a 1.3 %, para una razón C de 0.3 y $\xi=2\%$. Los factores de escala utilizados se mantuvieron igual para el resto de los valores del parámetro C y el otro valor de amortiguamiento ($\xi = 5\%$).

Los resultados, en términos del desplazamiento de entrepiso para el Marco 1, se muestran en la Tabla 4. Para una rigidez de la conexión definida por $C = 0.3$ el marco no desarrolló articulaciones plásticas. Para $C = 0.6$ solamente fueron desarrolladas algunas articulaciones plásticas mientras que para $C = 0.9$ y 1.0 se formaron articulaciones plásticas en la mayoría de las vigas del marco, para la mayoría de los sismos, para el amortiguamiento de 2%. Los resultados en la tabla indican que para ciertos casos (Terremotos 2 y 8) los desplazamientos de entrepiso se incrementaron significativamente cuando la conexión se hizo mas flexible. Para otros casos sin embargo (terremotos 4 y 9), dicho incremento no fue tan importante y para algunos otros (terremotos 3 ,5 y 7) los desplazamientos de entrepiso disminuyeron al decrecer la rigidez de la conexión. Esto es debido a que, por un lado, el marco con las conexiones flexibles tiene periodos de vibración mas grandes, lo que ocasiona la atracción de fuerzas inerciales menores, y por otro la disipación de energía en las conexiones SR contribuye a la disminución de las deformaciones máximas. Las máximas deformaciones en el marco se presentaron para los terremotos 3 y 7, para el caso de conexiones muy rígidas ($C = 0.9$ y 1.0). El marco desarrolló articulaciones plásticas en los extremos de todas las vigas. Se observa también, como es de esperarse, que los desplazamientos de entrepiso disminuyen a medida que se incrementa la cantidad de amortiguamiento viscoso.

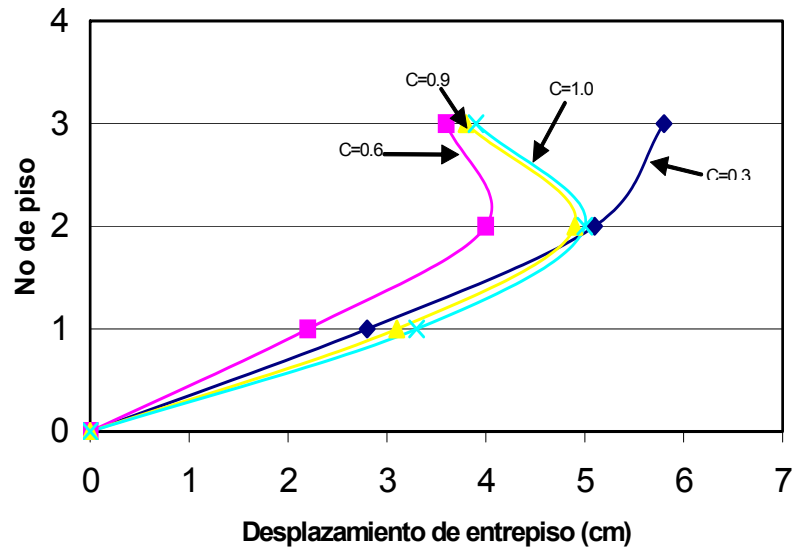
Tabla 4. Desplazamientos de entrepiso para el Marco 1.

TERREMOTO	ξ (%)	C=0.3 (cm)	C=0.6 (cm)	C=0.9 (cm)	C=1.0 (cm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	2	2.79	2.34	1.88	1.68
	5	2.46	1.83	1.80	1.32
2	2	2.06	1.73	1.45	1.19
	5	1.98	1.45	1.30	1.14
3	2	2.67	2.54	3.30	2.90
	5	2.26	2.03	2.01	1.88
4	2	2.44	1.91	1.88	1.88
	5	2.31	1.80	1.70	1.60
5	2	2.49	2.74	2.79	2.59
	5	2.18	2.24	2.18	2.03
6	2	2.13	1.37	1.47	1.37
	5	1.75	1.27	1.22	1.14
7	2	2.41	2.62	3.00	2.69
	5	2.13	2.16	2.13	2.01
8	2	2.62	1.55	1.50	1.22
	5	2.18	1.42	1.27	1.09
9	2	2.13	2.06	1.75	1.75
	5	1.88	1.70	1.57	1.45

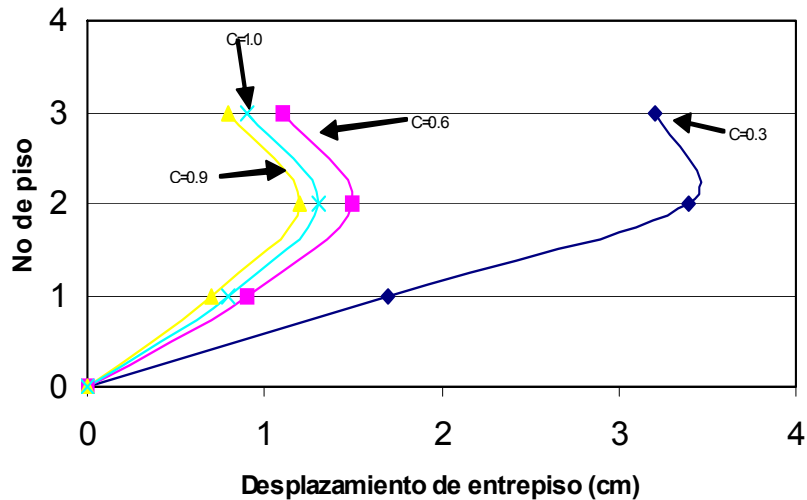
Los desplazamientos de entrepiso máximos para el Marco 2 también son estimados. No es posible mostrar los resultados para todos los casos analizados debido a la falta de espacio. Solamente los resultados para los sismos 1, 2, 3 y 4, correspondientes a $\xi = 2\%$ (presentados en las Figuras 7 y 8), se reportan en este estudio. Los resultados observados en estas figuras validan las conclusiones hechas para el Marco 1. Los desplazamientos de entrepiso para el marco con conexiones flexibles ($C=0.3$ y 0.6) pueden ser mayores, similares o menores que los observados para el marco con conexiones rígidas ($C=0.9$ y 1.0). Sin embargo, el número de casos en que los desplazamientos de entrepiso disminuyen a medida que la conexión se hace mas flexible, es mas grande para el Marco 2 que para el Marco 1, especialmente para $C = 0.6$. Los resultados de las figuras también indican que los desplazamientos máximos ocurren, en general, en el entrepiso 2.

El Marco 3 se analiza en forma similar. Los resultados en términos de los desplazamientos de entrepiso para los Sismos 1, 2, 3 y 4 se muestran en las Figuras 9 y 10, para $\xi = 2\%$. Estos resultados validan las observaciones hechas para los Marcos 1 y 2; los desplazamientos de entrepiso para el marco con conexiones flexibles son, en muchos de los casos, menores que para el marco con conexiones rígidas. Esto ocurre mas frecuentemente para $C = 0.6$ que para $C = 0.3$.

El número de casos en los que esto ocurre es mayor para el Marco 3 que para el Marco 2 y a su vez es mayor para el Marco 2 que para el Marco 1. Esto es un indicativo de que el efecto de las conexiones semi-rígidas en la reducción de los desplazamientos de entrepiso máximo es mas importante para marcos con periodos grandes de vibración. Resultados en términos de los desplazamientos de entrepiso para los Marcos 2 y 3 y $\xi = 5\%$ no se muestran debido a la falta de espacio. Sin embargo, se observó que las conclusiones hechas para $\xi = 2\%$ son válidas para $\xi = 5\%$, aunque los desplazamientos son en general menores para este último valor del amortiguamiento.



(a)



(b)

Figura 7. Desplazamientos de entrepiso. (a) Marco 2, Sismo 1; b) Marco 2, Sismo 2.

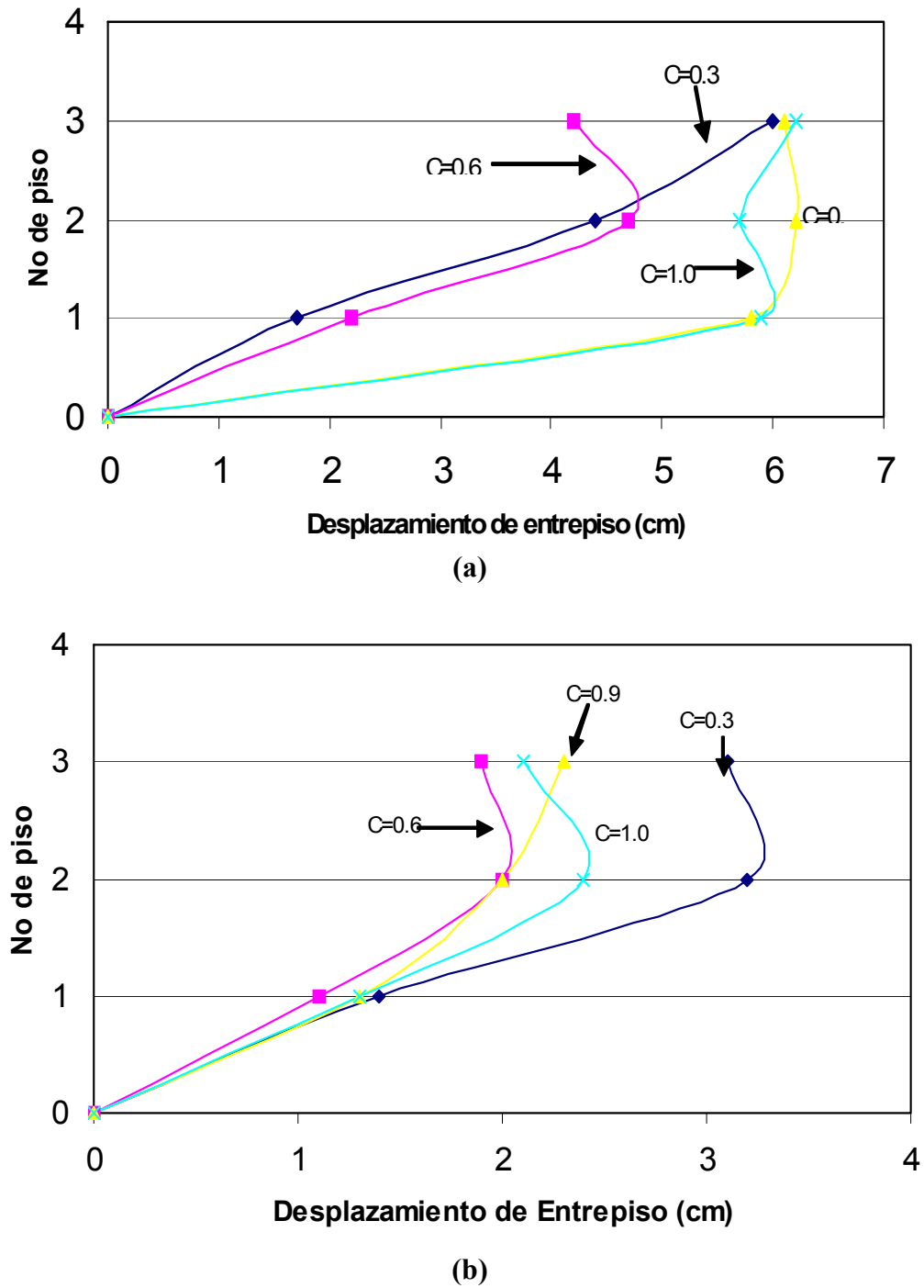
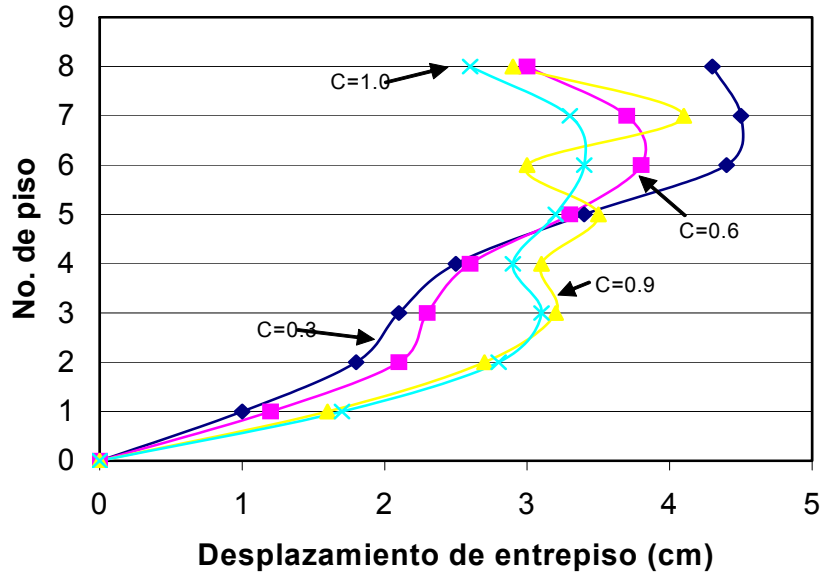


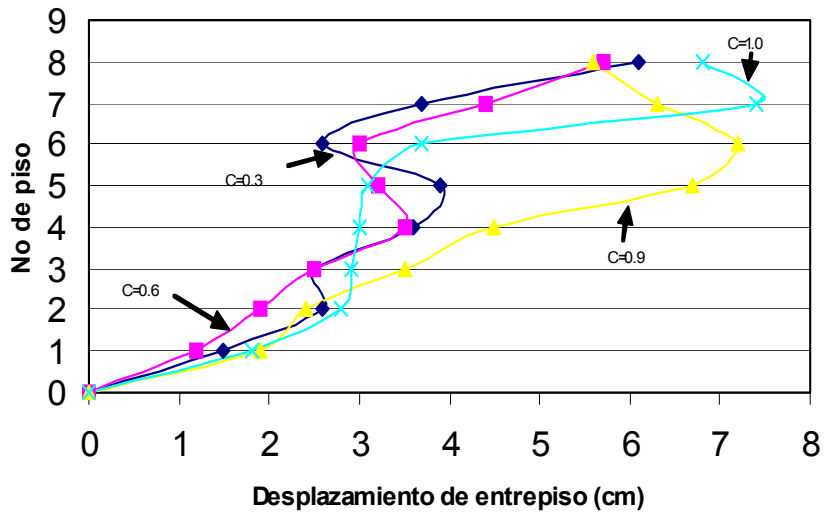
Figura 8. Desplazamientos de entrepiso. a) Marco 2, Sismo 3; b) Marco 2, Sismo 4

Los resultados anteriores indican que aunque la rigidez del marco con conexiones rígidas es mayor que la del marco con conexiones semi-rígidas, la respuesta ante carga sísmica en gran

medida depende de las características dinámicas de la estructura y de la excitación sísmica. Por lo tanto, el comportamiento sísmico de un marco con conexiones de rigidez intermedia puede ser mejor que la de un marco con conexiones muy rígidas. Cuantitativamente, el estudio confirma las observaciones generales hechas en investigaciones experimentales en forma cualitativa: la conexiones semi-rígidas reducen la rigidez global del marco pero introducen una fuente importante de disipación de energía.

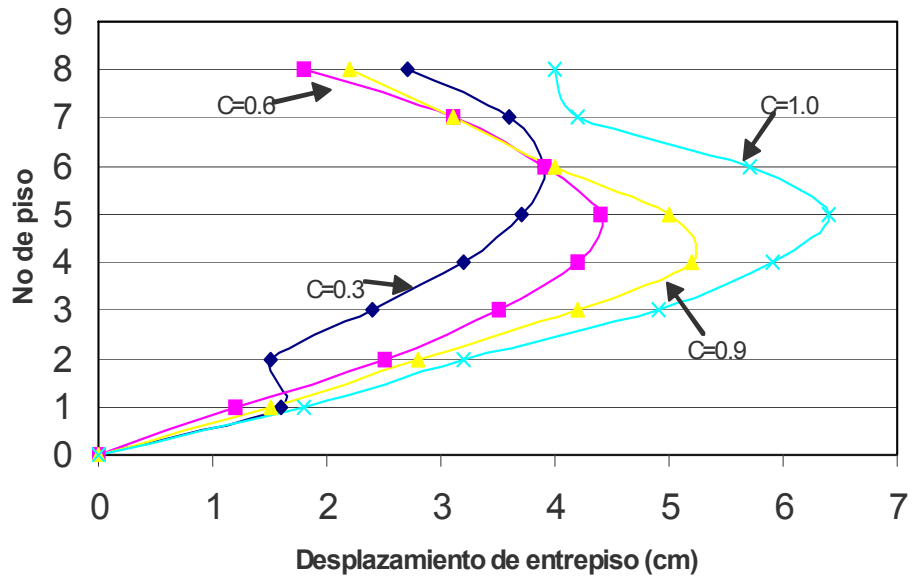


(a)

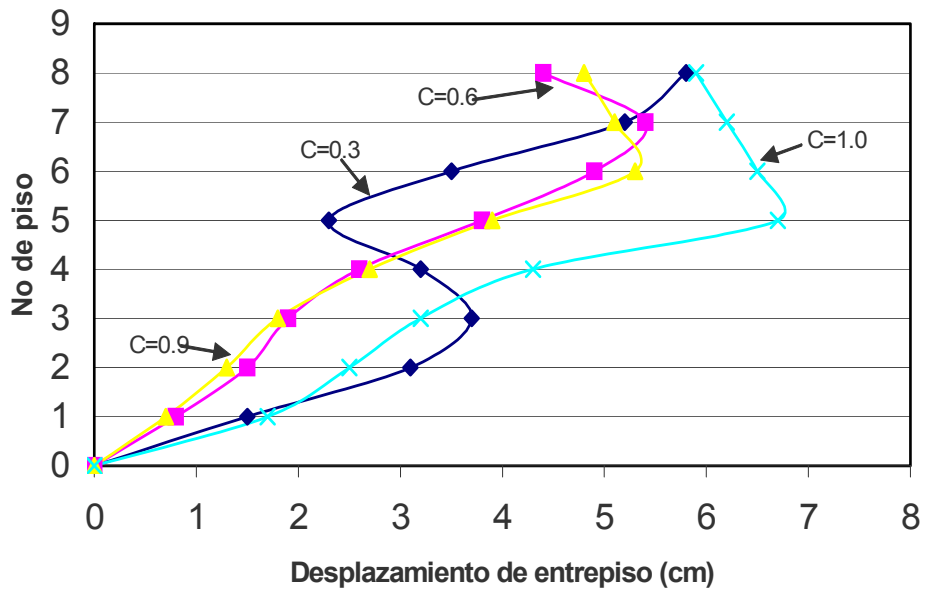


(b)

Figura 9. Desplazamientos de entrepiso . a) Marco 3 y Sismo 1; b) Marco 3 y Sismo 2



(a)



(b)

Figura 10. Desplazamientos de entrepiso. a) Marco 3, Sismo 3; Marco 3, Sismo4

RESULTADOS EN TÉRMINOS DEL CORTANTE EN LA BASE

En esta parte, se discute el efecto de conexiones semi-rígidas en la respuesta estructural en términos del cortante máximo en la base. Los resultados para el Marco 1 son mostrados en la Tabla 5. Los parámetros V_3 , V_6 , V_9 y V_{PR} representan el cortante máximo en la base cuando la razón C toma valores de 0.3, 0.6, 0.9 y 1.0 respectivamente. Para facilitar la discusión de los resultados, tres parámetros adicionales, R_6 , R_9 y R_{PR} , se introducen. Estos son definidos como $R_6 = (V_6 - V_3) / V_3 \times 100$, $R_9 = (V_9 - V_3) / V_3 \times 100$, $R_{PR} = (V_{PR} - V_3) / V_3 \times 100$. Un valor positivo de cualquiera de estos parámetros significa que el cortante en la base para cualquier rigidez de la conexión (excepto para $C = 0.3$) es mayor que el correspondiente a $C = 0.3$, indicando por lo tanto que el cortante se incrementa al hacer la conexión más rígida. Por el contrario, un valor negativo indica que el cortante es mayor cuando C es 0.3, implicando a su vez que el cortante basal se incrementa al hacer la conexión más flexible.

Los resultados de la Tabla 5 muestran que los valores de R_6 , R_9 y R_{PR} son positivos en la mayoría de los casos. Por lo tanto, se puede decir que, en general, el cortante en la base se incrementa a medida que la conexión se hace más rígida. Para algunos casos, como los correspondientes a los Terremotos 3, 5 y 7, dicho incremento es considerable, particularmente para $\xi = 2\%$. R_6 alcanza valores hasta de 49.55%, R_9 de 73.33% y R_{PR} de 74.29%. Es importante observar que aun cuando se tienen valores negativos de estos parámetros, sus valores absolutos son mucho más pequeños que los correspondientes a los valores positivos.

Los resultados para el Marco 2 se muestran en la Tabla 6. Las observaciones hechas en el Marco 1 también son válidas para el Marco 2; en general, el cortante máximo en la base tiende a aumentar a medida que se incrementa la rigidez de la conexión y para algunos casos los incrementos son considerables. La única observación adicional es que los incrementos son, en términos generales, mayores para el Marco 2 que para el Marco 1. Los valores más grandes se presentan para el Sismo 4 en donde R_{PR} rebasa el valor de 200%. Para el Sismo 4 y 2% de amortiguamiento V_{PR} y R_{PR} no son reportados puesto que el Marco sufre desplazamientos extremadamente grandes desarrollando un mecanismo de colapso.

El Marco 3 es similarmente analizado. Los resultados correspondientes se muestran en la Tabla 7. Se observa que para los Sismos 2, 3, 4 y 8, el marco experimenta desplazamientos muy grandes desarrollando un mecanismo de colapso. Para el Sismo 2 se forma un mecanismo de nudo mientras que para los Sismos 3, 4 y 8 el marco desarrolla un mecanismo de colapso total, en donde se forman articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y en los extremos inferiores de las columnas de la base. Así que, el marco con conexiones flexibles ($C = 0.3$ y 0.6) puede comportarse más favorablemente que el marco con conexiones rígidas ($C = 0.9$ y 1.0). Esto

Tabla 5. Cortante en la base para el Marco 1

SISMO (1)	ξ (%) (2)	V_3 (kN) (3)	V_6 (kN) (4)	V_9 (kN) (5)	V_{PR} (kN) (6)	R_6 (%) (7)	R_9 (%) (8)	R_{PR} (%) (9)
1	2	525.10	671.95	569.60	538.45	27.97	8.47	2.54
	5	480.60	516.20	471.70	422.75	7.41	-1.85	-12.04
2	2	480.60	498.40	440.55	382.70	3.70	-8.33	-20.37
	5	453.90	418.30	391.60	378.25	-7.84	-13.73	-16.67
3	2	520.65	698.65	841.05	849.95	34.19	61.54	63.25
	5	458.35	560.70	609.65	600.75	22.33	33.01	31.07
4	2	498.40	542.90	574.05	600.75	8.93	15.18	20.54
	5	480.60	516.20	516.20	507.30	7.41	7.41	5.56
5	2	493.95	738.70	787.65	778.75	49.55	59.46	57.66
	5	449.45	614.10	658.60	645.25	36.63	46.53	43.56
6	2	431.65	396.05	449.45	440.55	-8.25	4.12	2.06
	5	378.25	364.90	369.35	369.35	-3.53	-2.35	-2.35
7	2	467.25	725.35	809.90	814.35	55.24	73.33	74.29
	5	427.20	596.30	645.25	636.35	39.58	51.04	48.96
8	2	511.75	445.00	453.90	387.15	-13.04	-11.30	-24.35
	5	453.90	409.40	382.70	351.55	-9.80	-15.69	-22.55
9	2	458.35	560.70	529.55	560.70	22.33	15.53	22.33
	5	436.10	476.15	480.60	462.80	9.18	10.20	6.12

Tabla 6. Cortante en la base para el Marco 2

SISMO (1)	ξ (%) (2)	V_3 (kN) (3)	V_6 (kN) (4)	V_9 (kN) (5)	V_{PR} (kN) (6)	R_6 (%) (7)	R_9 (%) (8)	R_{PR} (%) (9)
1	2	542.46	681.03	926.94	1,046.20	25.54	70.88	92.86
	5	449.01	562.48	699.54	794.77	25.27	55.80	77.00
2	2	345.23	295.70	276.88	299.04	-14.35	-19.80	-13.38
	5	327.08	284.58	270.38	267.00	-12.99	-17.34	-18.37
3	2	782.80	629.41	698.25	778.75	-19.60	-10.80	-0.52
	5	648.10	490.61	586.33	627.45	-24.30	-9.53	-3.19
4	2	341.32	553.22	930.05	**	62.08	172.49	**
	5	311.90	533.47	881.10	1,041.30	71.04	182.49	233.86
5	2	384.44	344.07	458.93	473.04	-10.50	19.38	23.05
	5	315.68	271.58	341.40	360.45	-13.97	8.15	14.18
6	2	375.00	288.54	349.81	403.75	-23.06	-6.72	7.67
	5	268.34	241.77	278.88	278.13	-9.90	3.93	3.65
7	2	446.29	515.22	728.38	902.91	15.45	63.21	102.31
	5	395.87	487.99	541.12	641.38	23.27	36.69	62.02
8	2	541.83	568.49	542.90	627.45	4.92	0.20	15.80
	5	467.70	526.57	520.65	591.85	12.59	11.32	26.54
9	2	356.49	344.16	356.00	409.40	-3.46	-0.14	14.84
	5	311.86	325.92	338.20	364.90	4.51	8.45	17.01

** = ocurrió desplazamiento lateral muy grande

Tabla 7. Cortante en la base para el Marco 3.

SISMO (1)	ξ (%) (2)	V_3 (kN) (3)	V_6 (kN) (4)	V_9 (kN) (5)	V_{PR} (kN) (6)	R_6 (%) (7)	R_9 (%) (8)	R_{PR} (%) (9)
1	2	596.30	881.10	1,283.83	1,388.40	47.76	115.30	132.84
	5	538.45	801.00	1,001.70	1,072.45	48.76	86.03	99.17
2	2	347.10	747.60	1,143.65	**	115.38	229.49	**
	5	338.20	703.10	1,082.69	1,357.25	107.89	220.13	301.32
3	2	956.75	1,099.15	**	**	14.88	**	**
	5	836.60	845.50	1,038.63	1,375.05	1.06	24.15	64.36
4	2	614.10	627.45	681.74	**	2.17	11.01	**
	5	605.20	614.10	644.67	1,207.73	1.47	6.52	99.56
5	2	378.25	832.15	379.59	645.25	120.00	0.35	70.59
	5	329.30	712.00	331.53	491.73	116.22	0.68	49.33
6	2	671.95	1,143.65	670.62	691.98	70.20	-0.20	2.98
	5	672.40	867.75	672.40	476.60	29.05	0.00	-29.12
7	2	468.67	618.55	815.42	546.91	31.98	73.99	16.69
	5	418.34	547.35	649.26	384.93	30.84	55.20	-7.99
8	2	789.43	1,148.10	**	1,139.20	45.43	**	44.31
	5	741.50	1,010.15	**	1,096.04	36.23	**	47.81
9	2	404.95	649.70	1,004.10	504.19	60.44	147.96	24.51
	5	311.50	542.90	864.06	447.67	74.29	177.39	43.71

** = ocurrió desplazamiento lateral muy grande

se debe a la disipación de energía en las conexiones flexibles la cual no está presente en las conexiones rígidas. Además las fuerzas inerciales son menores en el marco con conexiones flexibles. Al igual que para los casos anteriores se presenta la misma variación del cortante basal con la rigidez de la conexión. Se observa que los incrementos son mayores para el Marco 3 que para el Marco 2 y a su vez son mayores para el Marco 2 que para el Marco 1

Por lo anterior, puede concluirse que el cortante basal máximo, en general, tiende a incrementarse conforme aumenta la rigidez de las conexiones. Dicho incremento es más importante para marcos de periodos grandes. Por el contrario, los desplazamientos de entrepiso máximos no siempre se incrementan cuando las conexiones se vuelven más flexibles, como pudiera esperarse para el caso de aplicación de carga estática. Aunque la rigidez del marco con conexiones semi-rígidas es menor que la del marco con conexiones totalmente rígidas, la respuesta de dichos marcos ante acciones sísmicas, depende significativamente de las características dinámicas tanto del marco como del terremoto. Por lo que pudiera ser más eficiente usar marcos con conexiones semi-rígidas en vez de marcos con conexiones totalmente rígidas, debido a que disipan más energía, desarrollan menor cortante basal y pudieran no producir grandes deformaciones laterales. Sin embargo, se debe proveer un comportamiento estable en los ciclos de histéresis de las conexiones semi-rígidas. Este estudio viene a confirmar

cuantitativamente lo que algunos investigadores ya habían observado cualitativamente en pruebas de laboratorio.

CONCLUSIONES

La respuesta sísmica inelástica máxima de marcos de acero resistentes a momento con conexiones perfectamente rígidas (PR) se obtiene analíticamente y se compara con la respuesta de marcos de acero similares con conexiones semi-rígidas (SR). La respuesta máxima en términos de los desplazamientos de entrepiso y el cortante en la base se obtiene utilizando un programa de cómputo desarrollado por los autores. El programa es verificado con resultados experimentales. El programa puede considerar las no linealidades geométrica, del material y la producida por las conexiones SR. Asimismo, también considera las principales fuentes de disipación de energía en marcos de acero.

Tres marcos de acero con diferentes características dinámicas se usan en el estudio. Diferentes niveles de la rigidez de la conexión, representando conexiones muy flexibles, de rigidez intermedia, muy rígidas y perfectamente rígidas, se consideran en cada uno de los marcos. Los marcos con diferentes características dinámicas son sometidos a la acción de nueve registros sísmicos, los que se seleccionan para representar las diferentes características de terremotos fuertes.

El estudio numérico demuestra que el cortante basal máximo aumenta significativamente conforme se incrementa la rigidez de las conexiones. Por el contrario, los desplazamientos de entrepiso máximos no siempre se incrementan cuando las conexiones se vuelven más flexibles, como pudiera esperarse para el caso de aplicación de carga estática. Aunque la rigidez de marcos con conexiones semi-rígidas es menor que la de marcos con conexiones totalmente rígidas, la respuesta de dichos marcos ante acciones sísmicas, depende significativamente de las características dinámicas tanto del marco como del sismo considerado. Cuantitativamente, los resultados confirman lo observado en estudios experimentales en forma cualitativa: las conexiones semi-rígidas disminuyen la rigidez global la estructura pero a su vez constituyen una fuente importante de disipación de energía. Por lo que puede ser más eficiente usar marcos con conexiones semi-rígidas en vez de marcos con conexiones totalmente rígidas, debido a que disipan más energía, desarrollan menor cortante basal y pudieran no producir grandes deformaciones laterales. Sin embargo, se debe proveer un comportamiento estable en los ciclos de histéresis de las conexiones semi-rígidas durante el proceso de carga y descarga de las conexiones

AGRADECIMIENTOS

La elaboración de este artículo ha sido posible gracias al apoyo recibido del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por medio del proyecto 486100-5-28464U. También se recibió apoyo parcial de la Universidad Autónoma de Sinaloa (UAS).

REFERENCIAS.

- Bathe, K. J. (1982). *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Clough, R.W. and Penzien J. (1993). *Dynamics of Structures*, 2nd edition, McGraw Hill, New York, N. Y.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliff, New Jersey.
- Disque, R O. (1964). "Wind Connections with Simple Framing", *Engineering Journal*, AISC, Vol. 1, No 3, 101-103.
- Elnashai, A. S., Elghazoulli, A.Y. and Denesh-Ashtiani, F.A. (1998), "Response of Semi-Rigid Steel Frames to Cyclic and Earthquake Loads," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 8, pp. 857-867, August.
- El-Salti, M.K., (1992). "Design of Frames with Partially Restrained Connections", *PhD Tesis, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, University of Arizona*.
- Haldar, A. and Nee, K-M. (1989). "Elasto-Plastic Large Deformation Analysis of PR Steel Frames for LRFD", *International Journal of Computer and Structures*, Vol. 34, N° 5, 811-823.
- Kondoh, K. and Atluri, S. N. (1987). "Large Deformation, Elasto-Plastic Analysis of Frames Under Non-Conservative Loading, Using Explicitly Derived Tangent Stiffness Based on Assumed Stress", *Computer Mechanics*, Vol. 2, N° 1, 1-25.
- Leon, R. T. and Shin, K. J. (1995). "Performance of Semi-Rigid Frames," *Proceedings of Structure Congress ASCE*", pp. 1020-1035, April.
- Leger, P. and Dussault, S. (1992). "Seismic-Energy Dissipation in MDOF Structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 118, N° 5, 1251-1269.
- Mahadevan, S. and Haldar, A. (1991). "Stochastic FEM-Based Evaluation of LRFD", *Journal of the Structural Engineering Division, ASCE*, Vol. 117, N° 5, 1393-1412.
- Nader, M.N. and Astaneh, A. (1991). "Dynamic Behavior of Flexible, Semi-rigid and Rigid Frames," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 18, 179-192.
- Owen, O. R. and Hilton, E. (1982). *Finite Element in Plasticity: Theory and Practice*, Pineridge Press Limit, Swansea, U. K.

Reyes-Salazar, A. and Haldar, A. (1999). “Nonlinear Seismic Response of Steel Structures with Semi-rigid and Composite Connections”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 51, No. 1, 37-59.

Reyes-Salazar, A. and Haldar, A. (2000). “Dissipation of Energy in Steel Frames with PR Connections”, *Structural Engineering and Mechanics, An International Journal*, Vol. 9, No. 3, 241-256.

Reyes-Salazar, A. (1997). “Inelastic Seismic Response and Ductility Evaluation of Steel Frames with Fully, Partially Restrained and Composite Connections”, *Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, PhD. Thesis, University of Arizona*.

Richard R M. and Abbott B. J. (1975). “Versatile Elastic-plastic Stress-strain Formula,” *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 101, 511-525.

Roeder, C. W, Stephen, P. S., and James E. C. (1993). “Seismic Behavior of Moment-Resisting Frames: Analytical Study”, *Journal of Structural Engineering Division, ASCE*, Vol. 119, N° 6, 1866-1883.