

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.
FACULTAD DE INGENIERÍA.
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA.**



**ESTUDIO COMPARATIVO SOBRE COMPORTAMIENTO SÍSMICO
DE EDIFICIOS DE ACERO CON DIFERENTES SOLUCIONES EN LA
CONEXIÓN VIGA COLUMNA.**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

(ESTRUCTURAS).

PRESENTA:

MIGUEL ÁNGEL VARGAS DE LA ROSA.

DIRIGIDA POR:

DR. OSCAR LÓPEZ BÁTIZ.

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2006.

DEDICO LA PRESENTE TESIS, CON TODO CARIÑO Y GRATITUD, A MIS PADRES:

SAMUEL VARGAS VARGAS.
ESTELA DE LA ROSA ALATORRE.

UN AGRADECIMIENTO MUY ESPECIAL AL **DR. ÓSCAR LÓPEZ BÁTIZ**, SIN CUYA DIRECCIÓN NO HABRÍA SIDO POSIBLE ÉSTA INVESTIGACIÓN.

AGRADEZCO A:

DR. ROBERTO MELI PIRALLA.
DRA. SONIA ELDA RUÍZ GÓMEZ.
M.I. RAÚL JEAN PERILLIAT.
M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ.

POR SUS VALIOSOS COMENTARIOS, LOS CUALES SIRVIERON PARA ENRIQUECER ÉSTE TRABAJO

ÍNDICE.

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.	1
1.1. Introducción.	1
1.2. Antecedentes.	2
2. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS.	15
2.1. Características geométricas.	15
2.2. Estructuración y condiciones generales para análisis y diseño.	16
2.3. Cargas muertas y cargas vivas.	17
2.4. Análisis sísmico.	18
2.4.1. Método estático.	18
2.4.2. Método dinámico (modal espectral).	19
2.5. Diseño conforme a las NTC del reglamento del DF.	20
2.5.1. Secciones definitivas de columnas y traveses del edificio de 6 niveles.	21
2.5.2. Secciones definitivas de columnas y traveses del edificio de 12 niveles.	22
2.5.3. Diseño de traveses secundarios.	23
2.6. Diseño de conexiones.	24
2.6.1. Conexiones soldadas.	24
2.6.2. Conexiones atornilladas.	25
2.7. Estado límite de servicio.	27
2.7.1. Edificio de 6 niveles.	27
2.7.2. Edificio de 12 niveles.	28
2.8. Observaciones a la norma utilizada.	28
3. ANÁLISIS INELÁSTICOS.	29
3.1. Procedimiento de análisis.	29
3.1.1. Consideraciones generales.	29
3.1.2. Geometría, propiedades, cargas y excitaciones.	30

3.2. Análisis Pushover.	31
3.2.1. Resultados de análisis.	31
3.3. Análisis Pushover cíclico reversible.	42
3.4. Espectros de respuesta inelásticos.	45
4. ANÁLISIS DE LA HISTORIA EN EL TIEMPO.	58
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	67
REFERENCIAS.	71

1.- INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.

1.1.- INTRODUCCIÓN.

Es bien sabido que en zonas urbanas de alto peligro sísmico la ductilidad de las estructuras es una característica del comportamiento que debe ser cuidadosamente vigilada. Dicha ductilidad no podrá desarrollarse adecuadamente si no se utilizan los materiales y sistemas estructurales apropiados.

El desempeño de un marco rígido de acero ante la incidencia de sismo resultará satisfactorio en gran medida si las conexiones viga-columna son adecuadas; es decir, estas deben garantizar, a través de su capacidad de rotación y resistencia, que los desplazamientos de los entrepisos no rebasen los límites permitidos y que los miembros sean capaces de alcanzar su momento plástico; logrando así el mecanismo de colapso deseado. Es claro que para ello las uniones deberán ser suficientemente resistentes.

Dada la importancia que tiene el conocimiento del comportamiento de las conexiones viga-columna para un adecuado desempeño sísmico de marcos dúctiles de acero, resulta necesario evaluar el comportamiento de las conexiones soldadas y atornilladas ante las solicitaciones que indica el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004, en sus Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo.

Es importante detectar las fallas que podrían tener diferentes tipos de conexiones viga-columna que se usan en marcos de acero, para los sismos característicos del Valle de México, por el gran contenido energético de los mismos. Esto puede lograrse analizando la respuesta que tendrían estructuras de acero con conexiones soldadas y atornilladas ante los espectros de diseño, de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo, por medio de registros sísmicos que los representen adecuadamente.

El objetivo de esta investigación es proponer un método correctivo del factor de comportamiento sísmico (Q) de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo; corrección debida al uso de conexiones viga-columna soldadas o atornilladas en la estructura. Éste método estará basado en el comportamiento de modelos de estructuras soldadas y atornilladas, de uno y múltiples grados de libertad, ante la incidencia de sismos característicos de la ciudad de México.

1.2.- ANTECEDENTES

Los sismos de Northridge en 1994 y de Kobe en 1995 resaltaron la vulnerabilidad de las conexiones soldadas viga-columna en los marcos rígidos de acero; lo que llevó a una serie de programas de investigación sobre el comportamiento de los diversos tipos de conexión viga-columna para el adecuado desempeño de los marcos en edificios de acero.

En enero de 1994 se presentó el sismo de Northridge en Estados Unidos. Dicho sismo es considerado el mas costoso de toda la historia del país vecino debido a las pérdidas económicas que produjo (mas de 20 mil millones de dólares). No hubo reportes inmediatos de daño significativo en edificios de acero, sólo daño no estructural, pues era difícil detectar daño estructural debido a que había que retirar plafones y recubrimientos contra fuego.

Meses después, debido a reportes de los usuarios por mal funcionamiento de los elevadores o por reparación de elementos no estructurales; se encontró, de manera accidental, una serie de daños en las conexiones viga-columna, lo que llevó a una inspección aleatoria mas aguda y se encontró un enorme número de conexiones con fallas críticas, pero no fatales. Un año después ya había más de cien edificios identificados con daño de este tipo; aunque se cree que algunas de estas fallas habían ocurrido en sismos previos a Northridge pero se habían mantenido ocultas.

Se realizó una serie de investigaciones de las posibles causas de las fallas, algunas de las cuales se comentan brevemente a continuación:

- Mano de obra y supervisión. Puede ser que no haya habido mano de obra calificada, o falta de conocimiento por parte de la supervisión, o incluso una combinación de ambas.
- Diseño de soldadura. La interrupción de los cordones de soldadura en el paso del alma en el patín inferior, lo cual incrementa la posibilidad de errores constructivos, los cuales son difíciles de detectar con inspección ultrasónica por que el alma cubre esos defectos.
- Mecánica de fractura. La muesca entre la placa de respaldo y el patín de la columna se puede comportar como el inicio de una fractura, la cual puede propagarse al patín e incluso hasta el alma de la columna.
- Esfuerzo de fluencia elevado del metal base. Aumentar el esfuerzo de fluencia del metal base es una forma de debilitar la conexión, ya que si no se considera dicho cambio en el análisis y diseño, se estaría convirtiendo la conexión en el punto mas débil; lo que acercaría el momento plástico y su respectiva articulación a la conexión llevándola a la falla.
- Condiciones de esfuerzo de la soldadura. Por la incompatibilidad de rigideces del patín soldado y el alma atornillada, la resistencia de la conexión se alcanza cuando los patines llegan a su esfuerzo último de tensión. Como resultado del endurecimiento por deformación, las vigas alcanzarán momentos de 1.2 a 1.3 veces el momento plástico (durante la rotación plástica), provocando la fractura del patín en tensión.
- Concentraciones de esfuerzo. La ausencia de placas de continuidad produce concentraciones de esfuerzo en el patín de la columna, esto aunado a la

fragilidad y microfisuras del metal base, debidos al uso de soldadura, provoca cizallamiento en dicho patín. Sin embargo, el uso de placas demasiado gruesas demanda grades cordones de soldadura, lo que genera mayores esfuerzos residuales, causando el inicio de fisuras.

- Tipo de carga. Antes se probaban las conexiones con cargas reversibles casi-estáticas; nuevas pruebas dinámicas demostraron que el nivel de las deformaciones se incrementa, aumentando el esfuerzo un 10%, lo que eleva la demanda en la soldadura de las conexiones. Éste efecto provoca pobre comportamiento bajo cargas cíclicas dinámicas, el cual era ignorado antes del sismo de Northridge.
- Presencia de losas compuestas. Ante cargas cíclicas, los momentos cambian de signo continuamente, lo que modifica la posición del eje neutro, pues la sección compuesta no es simétrica; esto obliga al patín inferior a esfuerzos y deformaciones mayores, llevándolo a la falla.

Algunas de las prácticas comunes antes del sismo de Northridge no eran las mejores para una zona sísmica. Una consistía en utilizar solamente dos marcos rígidos en cada dirección ortogonal, cuando es mucho más conveniente utilizar sistemas con la mayor redundancia posible. También se consideraba suficiente la resistencia que proporcionaban las conexiones totalmente soldadas, también se empezó a utilizar una alternativa que consistía en patines soldados y alma atornillada, esta última a partir de 1960 (Popov y Pinkney) demostró en trabajo experimental el comportamiento inelástico superior de las conexiones con cubreplaca a momento, con respecto a aquellas totalmente atornilladas; además de que resultaba más económica y mostraba ductilidad suficiente.

Sin embargo, había estudios que mostraban que conexiones patín soldado-alma atornillada no presentan tanta ductilidad como se esperaba, además fallaban abruptamente antes de desarrollar la rotación plástica adecuada. Engelhardt y

Husain (1993) compararon sus resultados con algunos experimentos anteriores sobre patín soldado-alma atornillada y notaron que no alcanzaban la rotación que una conexión necesita ante un sismo grande. Ellos expresaron su preocupación pues muchas estructuras usaban este tipo de conexión, pero entonces se presentó el sismo de Northridge. A partir de este sismo, las teorías y prácticas de diseño de conexiones tuvieron que ser replanteadas, lo cual obligó a una serie de investigaciones que tenían como finalidad modificar el diseño de las conexiones para mejorar su comportamiento sísmico.

Se hicieron pruebas cuasi-estáticas a conexiones típicas que fallaron durante Northridge, induciendo las pruebas para que presentaran las mismas fallas, cuidando aspectos como la inspección, mano de obra y quitando las placas de respaldo; investigaciones como la de Righiniotis (2004) evaluaron el comportamiento de las conexiones practicadas antes del sismo de Northridge. Varios autores hicieron diferentes trabajos similares con modelos a escala real, midiendo parámetros como la rotación, el momento plástico, la contribución de zona de panel, etc. Otros autores, como Maison y Hale (2004), hicieron investigaciones a nivel estructural de edificios con columnas de acero con fracturas de bajo grosor, debidas principalmente al detallado de zona de panel y la fluencia de la zona de panel, sin embargo, se percataron de que en términos de deformación no importa si la fractura se presenta en la viga o en la columna.

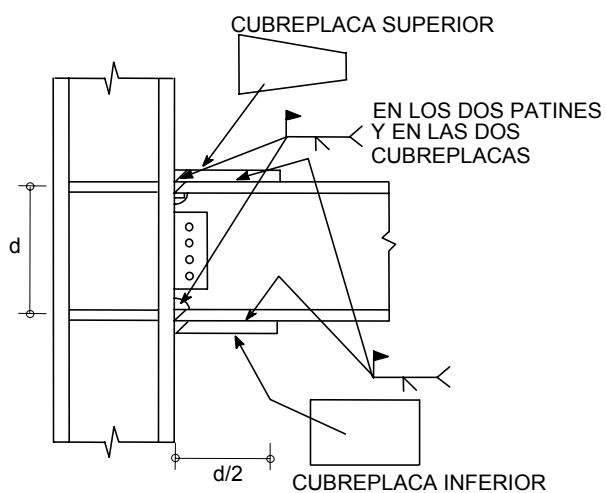
Una vez que se contó con la información necesaria (resultado de las investigaciones realizadas), se empezaron a modificar y editar las especificaciones y recomendaciones para diseño de conexiones, que actualmente se usan en Estados Unidos.

Se proponen numerosas soluciones nuevas para conexiones de marcos, algunas de ellas son: fortalecimiento de la conexión, debilitamiento de la viga que llega a la conexión, placas atornilladas extendidas, conexiones atornilladas, otros

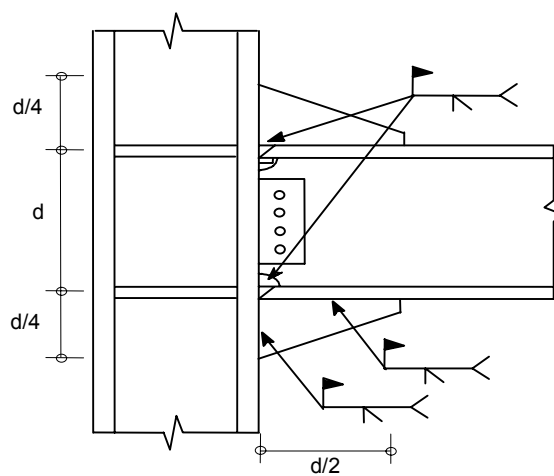
procedimientos metalúrgicos. Dichas soluciones deben tomarse con cautela y considerar el aspecto económico de la estructura e incluso la cimentación.

Algunas de las estrategias de refuerzo planteadas para conexiones en estructuras metálicas existentes se ilustran a continuación.

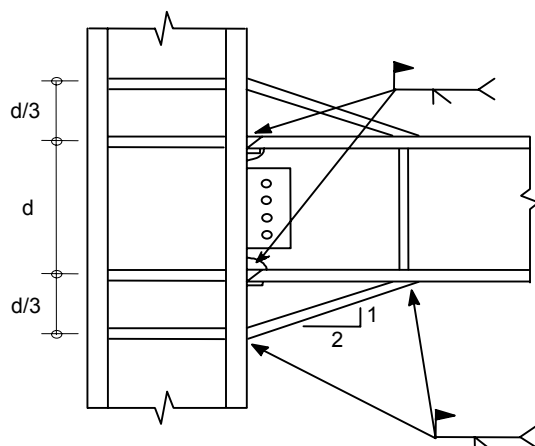
- Cubreplacas.



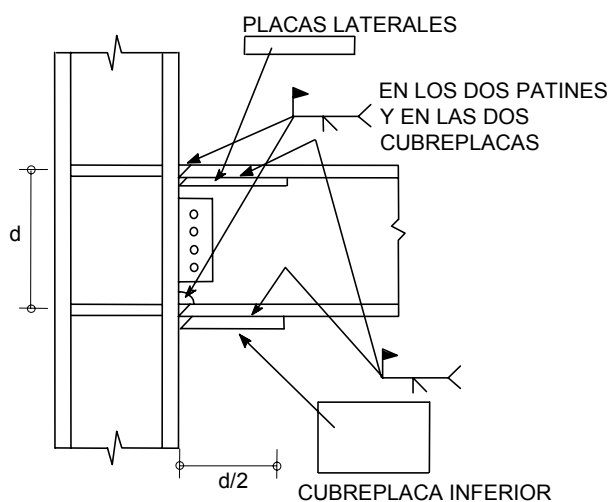
- Placas verticales en los patines.



- Acartelamientos.

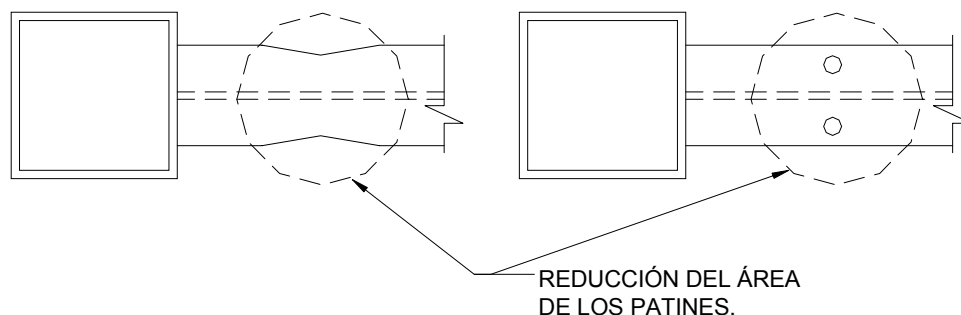


- Placas laterales.



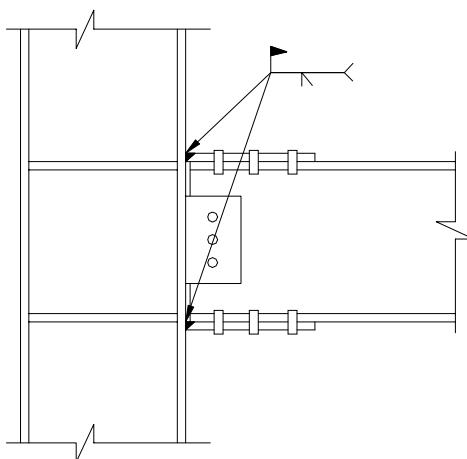
- Estrategias de debilitamiento.

Se debilita la viga tratando de que la articulación plástica se aleje de la cara de la columna; alejando el momento plástico de la conexión se evita que los esfuerzos máximos, que produce el momento plástico, los reciba directamente la soldadura o las placas de conexión. El debilitamiento se puede lograr rasurando los patines (comúnmente llamada "hueso de perro") o haciendo perforaciones en los mismos, reduciendo al área de la viga en estos puntos; sin embargo, puede tener el inconveniente de disminuir el momento crítico de pandeo lateral.



- Cubreplacas atornilladas.

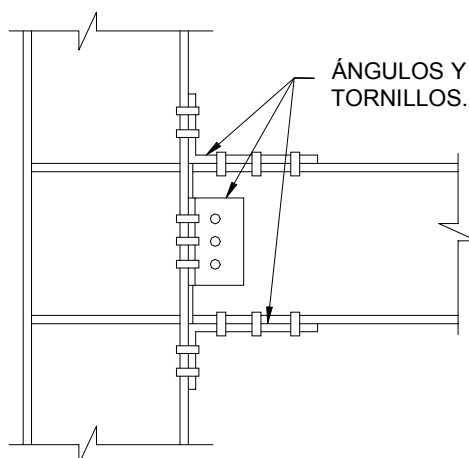
Son muy populares cuando la soldadura de taller y atornillado en campo es el método de ensamble preferido. Estas conexiones muestran buen comportamiento bajo aplicaciones de carga monotónicas, pero hay información limitada de la respuesta inelástica de aquellas conexiones bajo cargas cíclicas severas. La soldadura entre la viga y la placa podría presentar el mismo problema que tuvieron las conexiones de Northridge cuando el momento plástico de la viga es desarrollado, especialmente si la placa es muy rígida.



- Conexiones atornilladas.

Son un tanto difíciles de fabricar, especialmente en columnas de sección cajón; sin embargo, muestran adecuada ductilidad y capacidad de rotación, parece que estas son las conexiones con mejor comportamiento ante cargas cíclicas (Bruneau

1998). Pese a que existen autores que las han investigado, hacen falta mas investigaciones sobre este tipo de conexiones.



Algunos investigadores (Calado-Mele 2003), de los tantos que en el mundo han desarrollado trabajos sobre conexiones de acero, se han enfocado en la comparación del comportamiento de conexiones soldadas y atornilladas. Los trabajos de Calado - Mele en particular sometieron sus especímenes soldados y atornillados ante las mismas pruebas, bajo cargas cíclicas y monotónicas, reportando y graficando los resultados para su comparación. Los especímenes consistieron en subensambles viga-columna de forma "T" que utilizaron los mismos perfiles pero diferente tipo de conexión, es decir, unos eran conectados con soldadura de penetración todo alrededor, y otros con las mismas dimensiones y propiedades geométricas pero unidos con ángulos y tornillos en patines y alma de la viga.

Los resultados permitieron hacer varias observaciones. Una es que en las conexiones atornilladas la zona de panel no tiene gran contribución a la rigidez y se mantiene en el rango elástico; otra es que las conexiones atornilladas presentan un comportamiento muy regular y gran ductilidad; a diferencia de las soldadas, en las cuales influyen factores como la sección de la columna y la zona de panel.

Los trabajos de Calado y Mele servirán como antecedente para esta investigación; pues a partir de sus resultados experimentales se hará la evaluación del comportamiento de las conexiones soldadas y atornilladas ante condiciones locales; es decir, servirán para definir las reglas de histéresis que describan adecuadamente su comportamiento cíclico, de manera que sea posible establecer las diferencias entre el comportamiento sísmico de los dos tipos de conexiones (aquí consideradas) para edificios de acero diseñados bajo las solicitaciones que indica el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en su edición del 2004 de las Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

La figura 1.1 presenta los resultados de tres especímenes de conexiones soldadas (Calado-Mele 2003); del lado izquierdo aparecen las curvas momento – rotación global de las mismas, mientras que del lado derecho se encuentran las curvas momento – rotación plástica de la viga y momento – rotación del panel. En dicha figura se observa degradación de resistencia en el espécimen BCC8D, el cual corresponde a un mecanismo de viga débil – columna fuerte, de aquí que dicha degradación será el fenómeno que será tomado como característica éste tipo de conexiones. Un croquis de los especímenes soldados, del estudio anteriormente citado, puede ser observado en la figura 1.3a.

Por otro lado, la figura 1.2 presenta los resultados de tres especímenes de conexiones atornilladas (Calado-Mele 2003); del lado izquierdo aparecen las curvas momento – rotación global de estas, y del lado derecho se encuentran las curvas momento – rotación neta de la viga y momento – rotación del panel. En todos los especímenes se aprecia la ausencia de degradación tanto de rigidez como de resistencia; sin embargo, es evidente el deslizamiento previo a la fluencia; por lo que estas tres serán las características que harán la diferencia del comportamiento de conexiones atornilladas con respecto a las soldadas y elasto-plásticas perfectas. En la figura 1.3b se muestra un croquis del tipo de conexiones atornilladas probadas por Luis Calado y Elena Mele.

A partir de las gráficas obtenidas por Calado y Mele se establecerá el comportamiento cíclico de cada tipo de conexión que será estudiada en esta investigación, así como las reglas histeréticas que presenten adecuadamente dicho comportamiento.

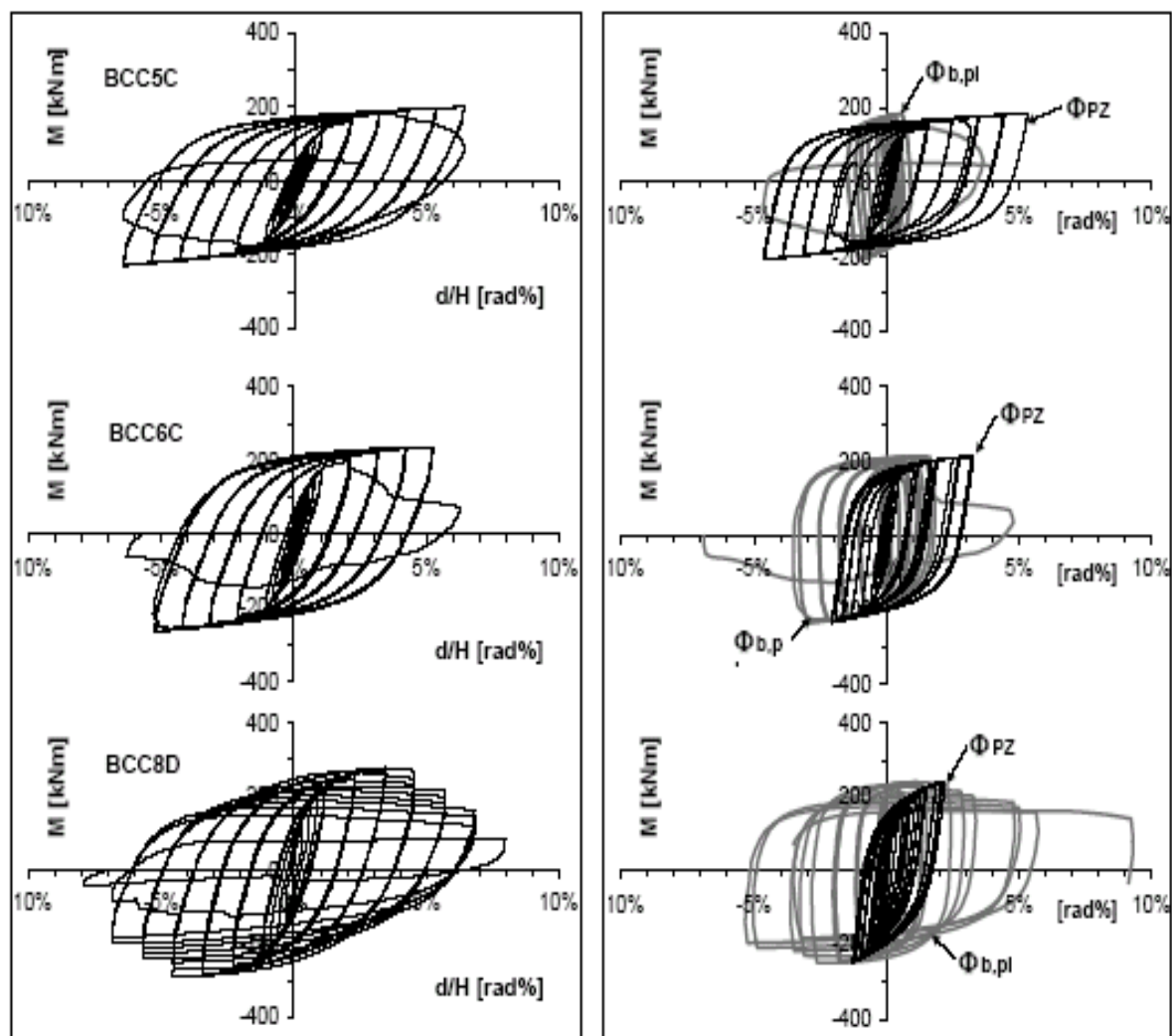


Fig. 1.1.- Comportamiento histerético de conexiones viga columna soldadas.

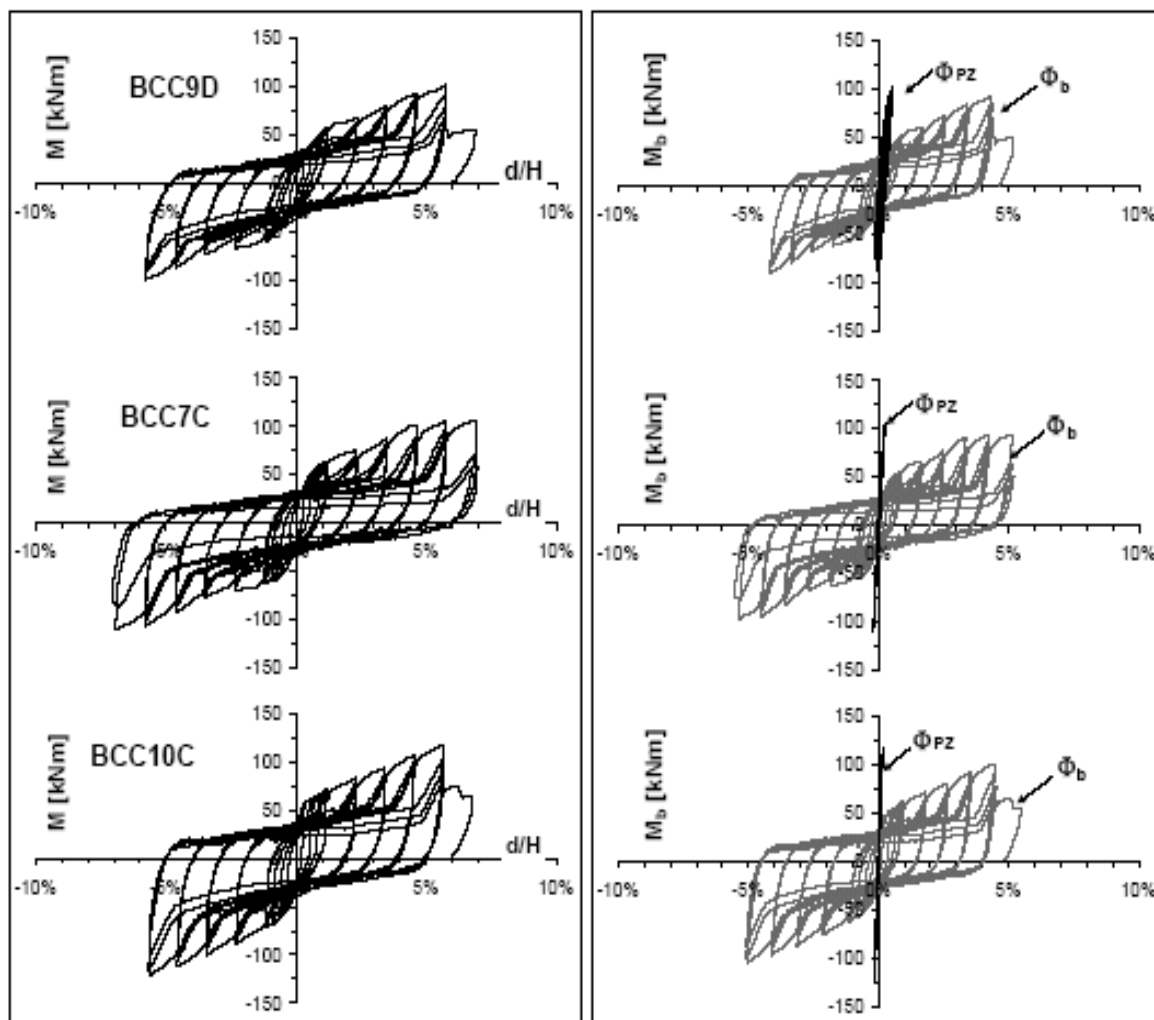


Fig. 1.2.- Comportamiento histerético de conexiones viga-columna atornilladas.

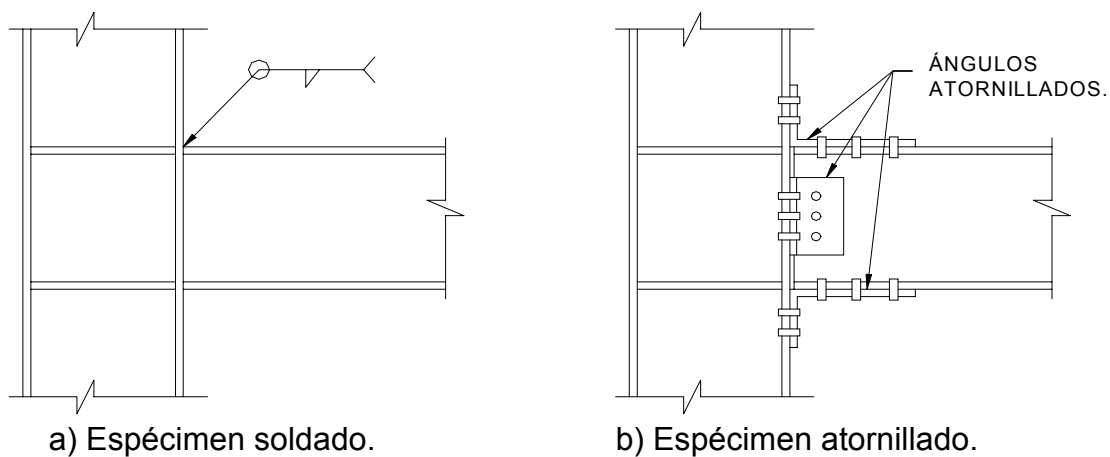


Fig. 1.3.- Especímenes tipo probados por Mele-Calado (2003).

Otras investigaciones, como las de León, Wan Hu y Schrauben (1996) y Bernuzzi, De Stefano, D'Amore y De Luca (1995), se han encargado de explorar el esfuerzo, rigidez y capacidad de rotación en conexiones atornilladas con ángulos en patines y alma, sujetos a cargas cíclicas y monotónicas. Los datos indican que las constantes de la curva de algunos modelos matemáticos no pueden ser extrapoladas hacia ángulos gruesos. Los resultados muestran que estas conexiones tienen un comportamiento muy dúctil, excelentes para marcos de acero.

Investigaciones como las de Wantikorkul, Lukkunaprasit y Filiatrault (2003), Vayas, Sophocleus y Dinu (2003) y Mele, Di Sarno y De Luca (2004) se enfocan en la influencia de las propiedades de las conexiones (rigidez, resistencia, capacidad de rotación, etc.) en el comportamiento de marcos rígidos de edificios de acero, sometidos a cargas laterales debidas a algún sismo; evaluando la respuesta sísmica mediante análisis estáticos, dinámicos y “push-over” no lineales. Tales investigaciones concluyen que las conexiones viga-columna semi-rígidas (atornilladas), llevan generalmente a un daño menor en las vigas y mayor en las columnas por la redistribución de momentos; sin embargo, el daño global no está altamente afectado por esta rigidez; y que la rotación plástica se puede predecir a través del índice de desplazamiento lateral de entrepiso.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de 2004 especifican las condiciones de geometría, de distribución de masas, y las características generales que deben reunir los sistemas estructurales; de tal modo que se pueda definir, adecuadamente, el “factor de comportamiento sísmico” (Q) que le corresponde a cada tipo de estructura. Y aunque dichas Normas complementan las condiciones anteriormente mencionadas con las especificaciones de diseño, indicadas para este caso específico en el capítulo de “Estructuras dúctiles” de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, no se hace diferencia entre el comportamiento sísmico que podría tener una estructura soldada y una atornillada;

pese a que es bien sabido que la capacidad de deformación de las conexiones soldadas es notablemente distinta a la de las atornilladas. Por lo que resulta necesario conocer la aportación real que puede tener el tipo de conexiones de la estructura en la adecuada elección del “factor de comportamiento sísmico”.

Respecto a la diferencia que hay entre el comportamiento de conexiones soldadas y atornilladas, existen varias investigaciones como la de Calado y Ferreira (1995), en la que se demuestra que incrementar el número de tornillos, en conexiones totalmente atornilladas con ángulos en alma y patines, aumenta la resistencia pero la ductilidad prácticamente no presenta cambios; en cambio, aumentando el espesor de los ángulos se alcanza una mayor ductilidad de la conexión. En cuanto a las conexiones soldadas, se determinó que proveer de soldadura en lugar de tornillos para evitar el deslizamiento aumenta la resistencia pero disminuye la ductilidad.

El incremento de ductilidad, que proporciona el espesor de los ángulos en los patines, resulta lógica; pues como se demuestra en el trabajo de Dimoiu y Dan (1995), los patines y cubreplacas, que han fluido, tienen la principal contribución en el fenómeno de plastificación en la conexión directa o indirecta respectivamente. Una pequeña contribución es debida al alma, razón de una pequeña modificación de la pendiente en el cambio de rango elástico al plástico en la curva momento-curvatura.

2.- CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS.

Para fines de estudio de la influencia del tipo de conexión viga-columna en la respuesta sísmica de un edificio, estructurado a base de marcos rígidos de acero, se ha decidido diseñar un edificio de 6 niveles y otro de 12 con las mismas dimensiones; contando así con una estructura de periodo relativamente corto y otra de periodo largo; y así establecer las comparaciones necesarias.

2.1.- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.

Los dos edificios tienen tres crujeas de 8m de longitud en cada dirección ortogonal (fig. 2.1), en ambos casos todos los entrepisos tienen 3m de altura.

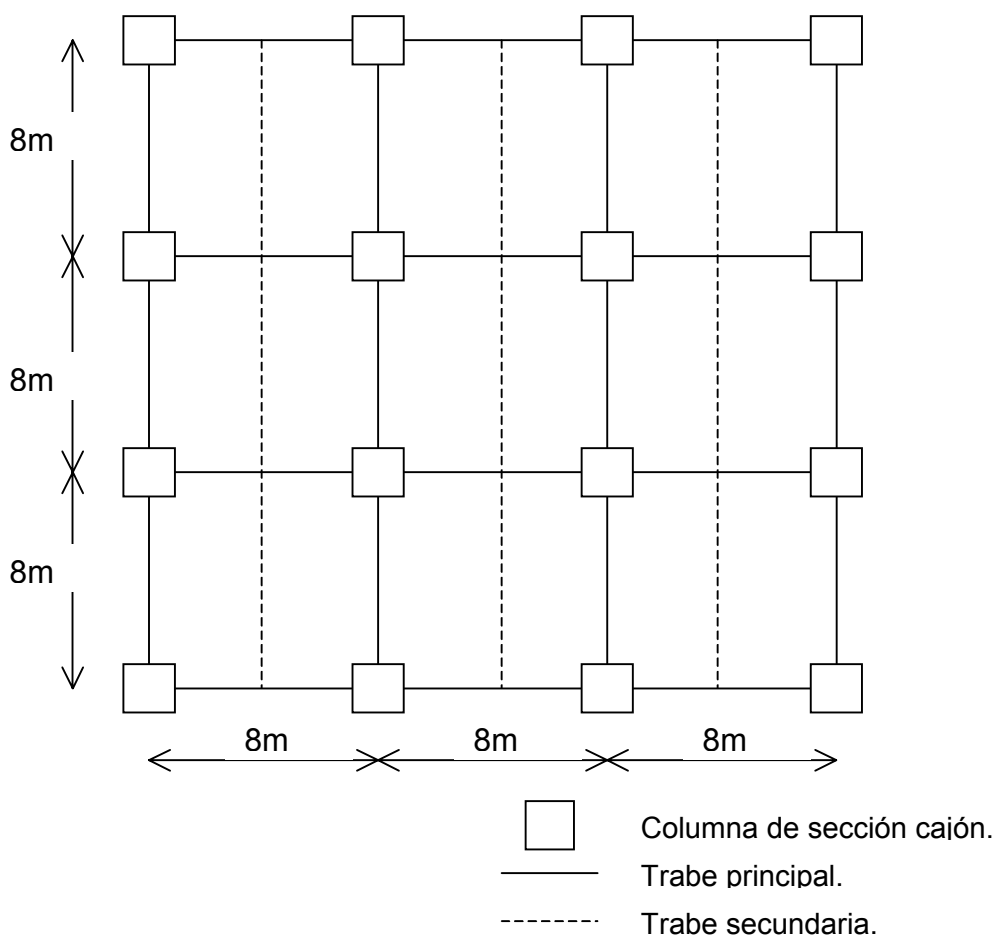


Fig. 2.1 .- Planta tipo de los edificios de 6 y 12 niveles.

2.2.- ESTRUCTURACIÓN Y CONDICIONES GENERALES PARA ANÁLISIS Y DISEÑO.

La estructura consistirá en marcos de acero no contraventeados, con columnas formadas por cajones a base de cuatro placas y las vigas serán perfiles IR. Las losas de entrepiso y azotea serán de concreto reforzado, las cuales estarán soportadas en una dirección por trabes secundarias que trabajarán en sección compuesta total.

Se asumirá que los edificios tendrán uso de oficinas, lo cual los clasifica dentro del grupo B, y estarán ubicados en la zona IIIa de acuerdo con la zonificación que presenta el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de 2004 (NTC-S '04).

Como hipótesis se asume que los apoyos en las columnas de planta baja serán empotrados.

Se utilizará un factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$, por lo que deberá cumplir con lo establecido en las NTC-S '04 en su sección 5; y a su vez con lo estipulado en la sección 6 "Estructuras dúctiles" de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas de 2004 (NTC-EM '04).

Según las NTC-S '04 en su sección 6, ambos edificios cumplen con las condiciones de regularidad, por lo que no resulta necesario reducir el factor de comportamiento sísmico.

La revisión de seguridad sísmica ante el estado límite de servicio, en ambas estructuras, se realizará bajo lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que corresponde a desplazamientos laterales relativos de entrepiso menores a 0.012 veces la altura de entrepiso.

2.3.- CARGAS MUERTAS Y CARGAS VIVAS.

Las cargas muertas y cargas vivas para losas de entrepiso tipo y losa de azotea son las que se muestran en las tablas 2.1 y 2.2 respectivamente, dichas cargas aplican para ambos edificios. El peso propio de la estructura fue considerado por el comando "self weight" del programa de análisis "SAP 2000 Non-linear v8.0".

Tabla 2.1.- Carga muerta y cargas vivas para losa de entrepiso tipo.

LOSA DE ENTREPISO				
	PESO			
LOSA MACIZA DE CONCRETO		240		kg/m ²
INSTALACIONES		30		kg/m ²
FALSO PLAFÓN		15		kg/m ²
LOSETA DE CERÁMICA		30		kg/m ²
MURO DIVISORIO		100		kg/m ²
SOBRECARGA (ART. 197)		40		kg/m ²
CARGA MUERTA		455		kg/m²
	W	Wa	Wm	
CARGA VIVA	100	180	250	kg/m ²
CARGA TOTAL	555	635	705	kg/m ²

Tabla 2.2.- Carga muerta y cargas vivas para losa de azotea.

LOSA DE AZOTEA				
	PESO			
LOSA MACIZA DE CONCRETO		240		kg/m ²
INSTALACIONES		30		kg/m ²
FALSO PLAFÓN		15		kg/m ²
RELLENO DE TEZONTLE		100		kg/m ²
ENTORTADO		40		kg/m ²
MORTERO		40		kg/m ²
ENLADRILLADO		30		kg/m ²
ESCOBILLADO		5		kg/m ²
IMPERMEABILIZANTE		5		kg/m ²
SOBRECARGA (ART. 197)		40		kg/m ²
CARGA MUERTA		545		kg/m²
	W	Wa	Wm	
CARGA VIVA	15	70	100	kg/m ²
CARGA TOTAL	560	615	645	kg/m ²

2.4.- ANÁLISIS SÍSMICO.

Para fines de diseño ante respuestas elásticas debidas a acciones sísmicas, se utilizará el método de análisis modal espectral, también llamado “análisis dinámico” en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de 2004; y solamente con el objetivo de comparar los cortantes basales y algunos resultados se calcularán las fuerzas sísmicas con el método estático.

2.4.1.- MÉTODO ESTÁTICO.

Según las consideraciones de análisis y características geométricas mencionadas en las secciones 2.1 y 2.2, para ambos edificios se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 4.0$, coeficiente sísmico $c = 0.40$ y, dado que $T > T_a$, entonces $Q' = Q$.

Los resultados del análisis sísmico estático (fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso) para los edificios de seis y doce niveles se muestran en las tablas 2.3 y 2.4, respectivamente.

Tabla 2.3.- Fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso para edificio de 6 niveles.

NIVEL	Wi (ton)	hi (m)	Wihi	Fi (ton)	Vi (ton)
6	354.24	18.00	6376.32	60.96	60.96
5	365.76	15.00	5486.40	52.45	113.41
4	365.76	12.00	4389.12	41.96	155.37
3	365.76	9.00	3291.84	31.47	186.83
2	365.76	6.00	2194.56	20.98	207.81
1	365.76	3.00	1097.28	10.49	218.30
$\Sigma =$	2183.04		22835.52		

Tabla 2.4.- Fuerzas sísmicas y cortantes de entrepiso para edificio de 12 niveles.

NIVEL	Wi (ton)	hi (m)	Wihi	Fi (ton)	Vi (ton)
12	354.24	36.00	12752.64	65.54	65.54
11	365.76	33.00	12070.08	62.04	127.58
10	365.76	30.00	10972.80	56.40	183.98
9	365.76	27.00	9875.52	50.76	234.73
8	365.76	24.00	8778.24	45.12	279.85
7	365.76	21.00	7680.96	39.48	319.33
6	365.76	18.00	6583.68	33.84	353.17
5	365.76	15.00	5486.40	28.20	381.36
4	365.76	12.00	4389.12	22.56	403.92
3	365.76	9.00	3291.84	16.92	420.84
2	365.76	6.00	2194.56	11.28	432.12
1	365.76	3.00	1097.28	5.64	437.76
$\Sigma =$	4377.60		85173.12		

2.4.2.- MÉTODO DINÁMICO (MODAL ESPECTRAL).

Para realizar el “análisis dinámico” es necesario utilizar el espectro para diseño sísmico que corresponde a las características de los edificios, que aquí se analizan, según las NTC-S '04; dicho espectro de diseño se muestra en la figura 2.2.

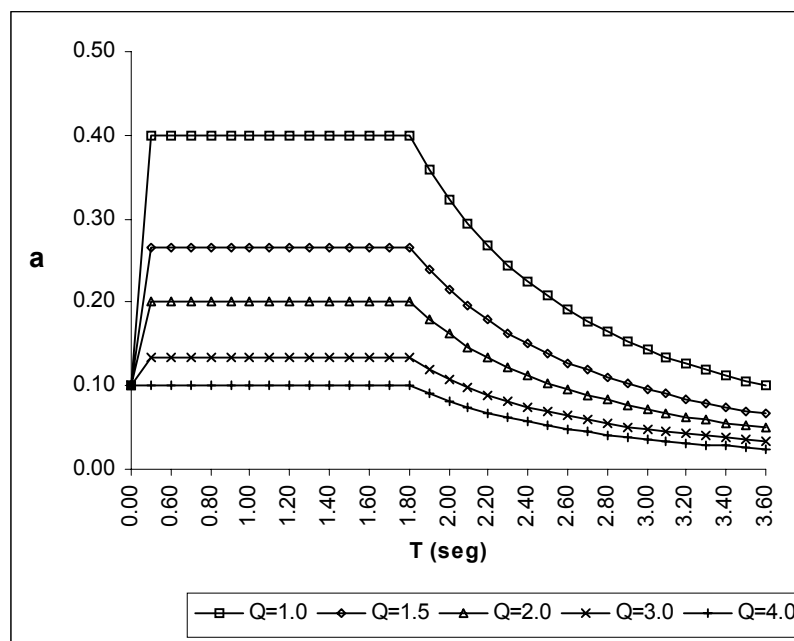


Fig. 2.2.- Espectro para diseño sísmico de zona IIIa (NTC-S '04).

El análisis se realizó mediante el programa de análisis estructural “SAP 2000 Non-linear v8.0”, lo cual permitió obtener los elementos mecánicos para diseño, desplazamientos laterales totales y relativos, así como el periodo fundamental de vibración de las estructuras.

La ordenada espectral de diseño de los dos edificios es de 0.10, debido a que el periodo fundamental de ambas estructuras es menor a 1.80 seg. De aquí que el análisis modal espectral arroja los siguientes cortantes basales.

- Relación entre cortante basal dinámico y estático del edificio de 6 niveles.

$0.8*a*W_o/Q'$ =	174.64 ton	T =	1.109	seg
		Vb din =	181.76	ton
			83	%

- Relación entre cortante basal dinámico y estático del edificio de 12 niveles.

$0.8*a*W_o/Q'$ =	350.21 ton	T =	1.748	seg
		Vb din =	363.28	ton
			83	%

2.5.- DISEÑO CONFORME A LAS NTC DEL REGLAMENTO DEL D.F.

Para obtener los elementos mecánicos (resultado de un análisis elástico lineal) de trabes y columnas, fue necesario asignarle al modelo secciones preliminares (cajón para columnas e IR para trabes); las cuales debían cumplir con requisitos de un predimensionamiento inicial; este se realizó bajo dos criterios principales; el primero consistió en que fueran secciones tipo 1 (sección 2.3 NTC-EM '04), de acuerdo con la sección 6 de las NTC-EM '04 que indica que así deberán ser para marcos dúctiles; y el segundo solamente consistió en secciones que permitieran que los desplazamientos laterales no sobrepasaran los límites establecidos por el reglamento.

En el caso del edificio de 6 niveles, las secciones de columnas cambiaron cada tres niveles y las de las trabes se mantuvieron constantes en todo el edificio.

Mientras que en el edificio de 12 niveles la sección de las columnas disminuyó cada 4 niveles, y en las trabes solo hubo dos secciones, una del nivel 1 al 8 y otra del 9 al 12; esto con el fin de uniformizar secciones, evitando diferencias excesivas entre secciones de un nivel y otro.

Una vez que se logró que las estructuras tuvieran desplazamientos laterales menores a los máximos permitidos, se procedió a obtener los elementos mecánicos en trabes y columnas y a realizar las revisiones necesarias ante las solicitaciones existentes.

En el caso de las columnas, estas fueron revisadas de tal modo que satisficieran las especificaciones contenidas en la sección “3.4 Miembros flexocomprimidos” de las NTC-EM '04; la cual incluye la revisión de las secciones extremas de la columna y la revisión de la columna completa.

Respecto a las trabes, estas fueron revisadas de manera que cumplieran con los límites establecidos en la sección “3.3 Miembros en flexión” de las NTC-EM '04, dicha sección incluye las revisiones por pandeo lateral y por esfuerzo cortante.

2.5.1.- SECCIONES DEFINITIVAS DE COLUMNAS Y TRABES DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES.

Las secciones definitivas, es decir, aquellas que cumplen con los estados límite de servicio y resistencia, ante las solicitaciones a las que se sometió el edificio de seis niveles, son las que se indican en las tablas 2.5 y 2.6, para trabes principales y columnas respectivamente.

Tabla 2.5.- Dimensiones de las trabes principales del edificio de 6 niveles.

ENTREPISOS	DIMENSIONES (mm)			
N1 - N6	d = 469	tw = 12.6	bf = 194	tf = 20.6

Tabla 2.6.- Dimensiones de las columnas del edificio de 6 niveles.

ENTREPISOS	DIMENSIONES (mm)			
	N1 - N3	d = 450	tw = 19.1	bf = 450
N4 - N-6	d = 350	tw = 12.7	bf = 350	tf = 12.7

En la figura 2.3 se observa la nomenclatura utilizada para describir las secciones transversales de los elementos estructurales, mostradas en las tablas 2.5 y 2.6, así como las de las tablas 2.8 y 2.9.

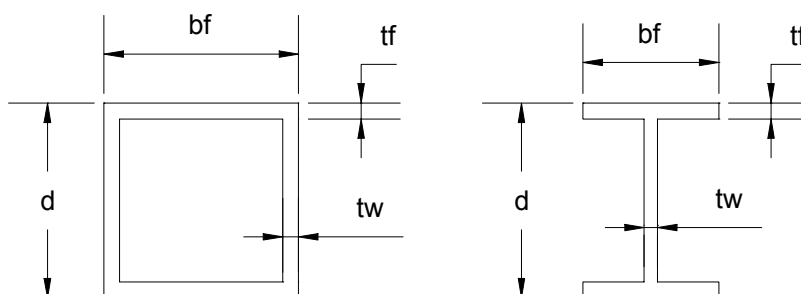


Fig. 2.3.- Nomenclatura de las tablas 2.5, 2.6, 2.8 y 2.9.

Es importante vigilar que se conserve el mecanismo de viga débil - columna fuerte, por lo que se realizó la tabla 2.7; en ésta tabla se indica la relación de rigideces entre columnas y vigas para cada nivel.

Tabla 2.7.- Relación de rigideces entre columna y viga del edificio de 6 pisos.

ENTREPISO	MOMENTO PLÁSTICO.		RELACIÓN Col / Trabe	RIGIDEZ (I/L)		RELACIÓN Col / Trabe
	COLUMNAS	TRABES		COLUMNAS	TRABES	
N1 - N3	134.7	60.1	2.2	340.3	64.5	5.3
N4 - N6	89.1	60.1	1.5	108.5	64.5	1.7

2.5.2.- SECCIONES DEFINITIVAS DE COLUMNAS Y TRABES DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES.

En cuanto al edificio de 12 niveles, este resultó con secciones notablemente distintas, así como mas cambios de secciones transversales entre los diferentes niveles. Dichas secciones son las que se indican en las tablas 2.8 y 2.9, para traves principales y columnas respectivamente.

Tabla 2.8.- Dimensiones de las trabes principales del edificio de 12 niveles.

ENTREPISOS	DIMENSIONES (mm)			
N1 - N8	d = 472	tw = 13.6	bf = 283	tf = 22.1
N9 - N12	d = 463	tw = 10.8	bf = 280	tf = 17.3

Tabla 2.9.- Dimensiones de las columnas del edificio de 12 niveles.

ENTREPISOS	DIMENSIONES (mm)			
N1 - N4	d = 600	tw = 25.4	bf = 600	tf = 25.4
N5 - N8	d = 500	tw = 22.2	bf = 500	tf = 22.2
N9 - N12	d = 400	tw = 15.9	bf = 400	tf = 15.9

Para vigilar que se conserve el mecanismo de falla deseado, se realizó la tabla 2.10, en donde se presenta la relación de rigideces de los elementos.

Tabla 2.10.- Relación de rigideces entre columna y viga del edificio de 12 pisos.

ENTREPISO	MOMENTO PLÁSTICO.		RELACIÓN	RIGIDEZ (I/L)		RELACIÓN
	COLUMNAS	TRABES	Col / Trabe	COLUMNAS	TRABES	Col / Trabe
N1 - N4	318.5	87.5	3.6	1072.9	91.1	11.8
N5 - N8	192.5	87.5	2.2	539.3	91.1	5.9
N9 - N12	89.1	67.6	1.3	200.6	69.2	2.9

2.5.3.- DISEÑO DE TRABES SECUNDARIAS.

El diseño de las trabes secundarias fue realizado considerando que la viga de acero trabaja completamente como sección compuesta con la losa de entrapiso, para lo cual se consideró un espesor de losa de 10cm; el diseño de esta trabe se realizó conforme a las NTC-EM '04.

Es importante mencionar que la trabe secundaria solamente forma parte del sistema de piso, el cual proporciona la rigidez necesaria para formar un diafragma rígido en cada entrapiso. Sin embargo no contribuye con la rigidez lateral, por lo que el diseño de la viga y las dimensiones que resulten son exactamente iguales para ambos edificios.

La sección definitiva es el perfil IR 305 x 59.8 kg/m (Manual I.M.C.A.). Ésta cumple con los estados límite de resistencia por esfuerzo cortante, flexión y pandeo lateral; además de mantenerse por debajo del estado límite de servicio que indica la norma que estamos utilizando.

2.6.- DISEÑO DE CONEXIONES.

Para fines de comparación, es necesario hacer el diseño de las conexiones tanto soldadas como atornilladas, para ello se decidió diseñar la unión mas crítica de cada nivel, satisfaciendo los requerimientos de las NTC-EM '04.

2.6.1.- CONEXIONES SOLDADAS.

Las conexiones viga columna, de ambos edificios, tienen soldadura de filete todo alrededor, con electrodo E70XX, y con el espesor (D), garganta efectiva (d) y espesor mínimo requerido (D mín) para cada nivel, que indican las tablas 2.11 y 2.12 del edificio de 6 y 12 niveles respectivamente. El procedimiento de diseño corresponde al mismo que se presenta en la referencia 9 (De Buen 1993).

La figura 2.4 representa el tipo de conexión soldada que se diseñó para estos edificios, la letra "D" corresponde al espesor de soldadura; éste aparece, para cada nivel de los edificios de 6 y 12 pisos, en las tablas 2.11 y 2.12 respectivamente.

Tabla 2.11.- Espesores de soldadura por nivel para el edificio de 6 pisos.

NIVEL	ESPESORES		
	d	D	D mín.
	mm	mm	mm
6	6	8	8
5	6	9	8
4	7	10	8
3	8	11	8
2	8	12	8
1	8	11	8

Tabla 2.12.- Espesores de soldadura por nivel para el edificio de 12 pisos.

NIVEL	ESPESORES		
	d	D	D mín.
	mm	mm	mm
12	4	6	6.3
11	5	8	6.3
10	6	9	6.3
9	7	10	6.3
8	8	11	7.9
7	9	12	7.9
6	9	13	7.9
5	9	13	7.9
4	10	14	7.9
3	9	13	7.9
2	9	13	7.9
1	7	10	7.9

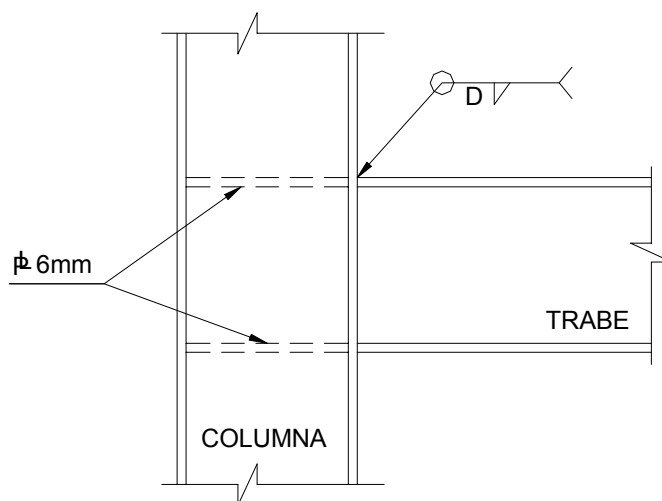


Fig. 2.4.- Conexión soldada tipo de los edificios.

2.6.2.- CONEXIONES ATORNILLADAS.

Con base en los procedimientos presentados en las referencias 9 (De Buen 1993) y 11 (Fisher 1974) se diseñaron conexiones totalmente atornilladas, con perfiles T soldados a partir de placas; los cuales se unen a los patines de las traveses y columnas con tornillos A-490. En las tablas 2.13 y 2.14 aparecen las dimensiones

de la “T”, el número y diámetro de los tornillos que la conectan con el alma y el patín; necesarios para satisfacer los requerimientos que indican las NTC-EM ‘04.

La figura 2.5 representa gráficamente las dimensiones tipo de las conexiones atornilladas, diseñadas para los edificios de 6 y 12 niveles; así como la ubicación de los tornillos empleados en estas (valores graficados en tablas 2.13 y 2.14).

Tabla 2.13.- Dimensiones y número de tornillos de las conexiones del edificio de 6 pisos.

DATOS DE TORNILLOS					T SOLDADA				
D	Ab	No. de tornillos en:			L	C	t	b (pat.)	L (alma)
cm	cm ²	patín	col.	alma	cm	cm	cm	cm	cm
2.54	5.07	4	4	2	15	14.2	1.91	20	30
2.54	5.07	4	5	2	15	14.2	1.91	24	30
2.54	5.07	5	5	2	24	14.2	1.91	24	30
2.54	5.07	5	6	2	24	14.2	1.91	24	30
2.54	5.07	5	6	2	24	14.2	1.91	24	30
2.54	5.07	5	6	2	24	14.2	1.91	24	30

Tabla 2.14.- Dimensiones y número de tornillos de las conexiones del edificio de 12 pisos.

DATOS DE TORNILLOS					T SOLDADA				
D	Ab	No. de tornillos en:			L	C	t	b (pat.)	L (alma)
cm	cm ²	patín	col.	alma	cm	cm	cm	cm	cm
2.54	5.07	4	4	2	15	14.2	1.91	28	30
2.54	5.07	5	5	2	24	14.2	1.91	28	30
2.54	5.07	6	6	2	24	14.2	1.91	28	30
2.54	5.07	6	6	2	24	14.2	1.91	28	30
2.54	5.07	7	8	2	32	14.2	1.91	32	30
2.54	5.07	7	8	2	32	14.2	1.91	32	30
2.54	5.07	8	8	2	32	14.2	2.22	32	30
2.54	5.07	8	9	2	32	14.2	1.91	40	30
2.54	5.07	8	9	2	32	14.2	1.91	40	30
2.54	5.07	8	9	2	32	14.2	1.91	40	30
2.54	5.07	8	8	2	32	14.2	2.22	32	30
2.54	5.07	6	7	2	24	14.2	1.91	32	30

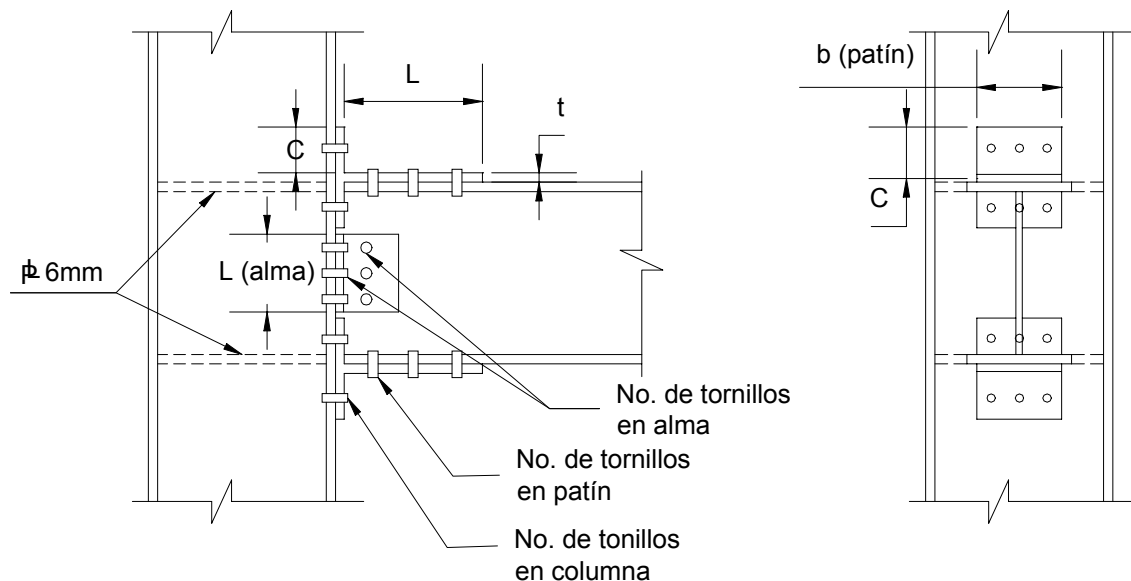


Fig. 2.5.- Dimensiones y ubicación de tornillos en conexiones atornilladas.

2.7.- ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

La revisión del estado límite de servicio por fuerzas accidentales de los dos edificios fue satisfactoria como puede verse a continuación, pues para ambos casos los desplazamientos laterales fueron menores que los máximos permitidos.

2.7.1.- EDIFICIO DE 6 NIVELES.

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO PERMITIDO

$$\Delta = 0.012H = 21.6 \text{ cm}$$

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO EN X

$$\Delta = 4.01 \text{ cm} \times Q = 16.04 \text{ cm} < 21.6$$

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO EN Y

$$\Delta = 4.01 \text{ cm} \times Q = 16.04 \text{ cm} < 21.6$$

2.7.2.- EDIFICIO DE 12 NIVELES.

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO PERMITIDO

$$\Delta = 0.012H = 43.2 \text{ cm}$$

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO EN X

$$\Delta = 10.09 \times Q = 40.36 \text{ cm} < 43.2$$

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO EN Y

$$\Delta = 10.09 \times Q = 40.36 \text{ cm} < 43.2$$

2.8.- OBSERVACIONES DE LA NORMA UTILIZADA.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas utilizadas para el diseño de los edificios mencionados en este capítulo y que serán usados a lo largo de esta investigación, son muy específicas en términos de resistencia última (estado límite de resistencia) y de deformaciones máximas permisibles (estado límite de servicio).

Pese a lo mencionado en el párrafo anterior, dichas normas no son capaces de evaluar el desempeño de las estructuras ante diversos niveles de intensidad sísmica; así como tampoco consideran, en el capítulo de “Marcos dúctiles” de las NTC-EM '04 ni en las NTC-S '04, las posibles alteraciones del desempeño sísmico de una estructura de acero, cuando las conexiones viga-columna son atornilladas o soldadas; sino que asigna el valor de la ordenada espectral de diseño indistintamente; tomando en cuenta, solamente, propiedades de las secciones transversales, geometría de la estructura y distribución de masas y rigidez lateral de la misma. Por ello se hace hincapié en la necesidad de un estudio como el que se presenta en este documento.

3.- ANÁLISIS INELÁSTICOS.

Una vez que se contó con modelos de edificios que cumplieran con las solicitaciones especificadas en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se utilizaron éstos para realizar análisis inelásticos que consideran la incursión en la plasticidad del acero en el comportamiento de la estructura, de manera que se pueda evaluar la influencia de la degradación en resistencia, en las conexiones viga columna soldadas, y el deslizamiento, de las atornilladas, en la respuesta de dichas estructuras sujetas a un sismo como el de México de septiembre de 1985, del cual se usó el registro para los análisis junto con el registro de “El Centro de 1940”.

Para la realización de los análisis se utilizó el programa “Ruaumoko” de la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda. Los análisis pretenden evaluar la fuerza lateral que produce el colapso de las estructuras de 6 y 12 niveles, comprobar que se presente el mecanismo de colapso deseado que corresponde a un sistema columna fuerte – viga débil; pero principalmente evaluar el comportamiento inelástico de las uniones viga-columna y sus demandas de deformación para revisar el efecto de los dispositivos usados para unir, soldadura, tornillos, pernos, etc.

3.1.- PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.

A continuación se describe brevemente el procedimiento seguido para realizar los análisis no lineales usando el programa “Ruaumoko”.

3.1.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

Los análisis se harán en el plano, tomando un marco intermedio considerando que las rigideces de todos los marcos son iguales. Esto puede ser considerado así, debido a la presencia de un diafragma rígido en cada entrepiso; aunado al hecho

de que los edificios no tienen efectos de torsión, pues no hay excentricidades de ningún tipo; produciendo desplazamientos laterales de igual proporción en cada marco.

Para realizar los análisis inelásticos se consideró la resistencia nominal de los elementos, es decir, se despreciaron sobre resistencias por fabricación; se seleccionó la opción de análisis con el método “ β de Newmark” considerando los efectos P- Δ (con 5% de amortiguamiento crítico), puesto que, para los alcances de esta investigación, basta con considerar la no linealidad de los materiales. El programa permite tomar otras opciones, pero estas son las que se sabe que proporcionan respuestas confiables para los resultados buscados.

3.1.2.- GEOMETRÍA, PROPIEDADES, CARGAS Y EXCITACIONES.

Al igual que la mayoría de los programas de análisis estructural, el modelo requiere que se le proporcionen las características de la estructura obedeciendo al siguiente procedimiento de aplicación general:

Primero deberá ser definida la geometría de la estructura, lo que incluye las coordenadas de los nodos y las conectividades de los elementos, es decir, de que nodo a que nodo va cada uno; así como las restricciones de los nodos que tienen apoyos. Dado que no interesa la interacción suelo – estructura, para los alcances de esta investigación, se idealizaron estructuras de base rígida (apoyos empotrados).

Después hay que definir las propiedades mecánicas y geométricas de las secciones de los elementos que forman la estructura y asignarlas a las columnas y vigas. Entre las propiedades de los elementos se decidió incluir las fuerzas cortantes y momentos iniciales en los extremos de las trabes, obtenidos con un análisis elástico por carga gravitacional, y al encontrarse las trabes sometidas a un estado de esfuerzos iniciales (constante en todo el análisis inelástico), solamente

habrá que aplicarle cargas laterales en los análisis y los resultados serán los correspondientes a los de la combinación de fuerzas verticales y laterales. Se emplea éste artificio, de esfuerzos iniciales, debido a que el programa no reconoce cargas verticales en trabes; por lo que no es capaz de calcular los momentos y cortantes en los extremos de las vigas. Posteriormente se deben proporcionar las fuerzas en los nodos, que en nuestro caso simulan las fuerzas axiales en las columnas.

Finalmente se proporcionan las características de la excitación sísmica, la cual requiere de un archivo, para el análisis de la “Historia en el tiempo”, o el patrón de distribución de fuerzas laterales en el caso del análisis “Pushover”.

3.2.- ANÁLISIS PUSHOVER.

El análisis “Pushover”, llamado generalmente en México “análisis del empujón”, consiste en una fuerza lateral monotónica creciente aplicada en una estructura; fuerza que sigue un patrón de distribución entre los niveles de la estructura (el cual para este caso se aceptó uniforme). Conforme es incrementada la fuerza lateral, se empiezan a formar las articulaciones plásticas (A.P.) en las barras; y en cada instante que se forma una articulación, se registra la fuerza y el desplazamiento dando forma a la curva de capacidad. Este análisis se consideró finalizado en el momento en que se forma la última articulación en columnas, lo que propicia que ante incrementos de fuerza lateral prácticamente nulos se produzcan desplazamientos laterales extremadamente grandes, lo cual indica que la estructura se encuentra en un estado de colapso incipiente.

3.2.1.- RESULTADOS DE ANÁLISIS.

Se han establecido cuatro estados límite para la estructura en estudio, el primero es aquel en el que el desplazamiento lateral produce la fluencia del acero, en el segundo el desplazamiento es igual a $H/200$, el tercero es igual a $H/100$ y

finalmente $H/50$; siendo H la altura total del edificio. En cada uno de los estados límite se obtuvieron las demandas de desplazamiento y curvatura máxima en la sección de vigas por nivel, de manera que se pueda calcular la demanda de ductilidad global de la estructura y local de curvatura en las trabes, identificando las A.P. que se hayan formado en cada estado con su respectivo cortante basal.

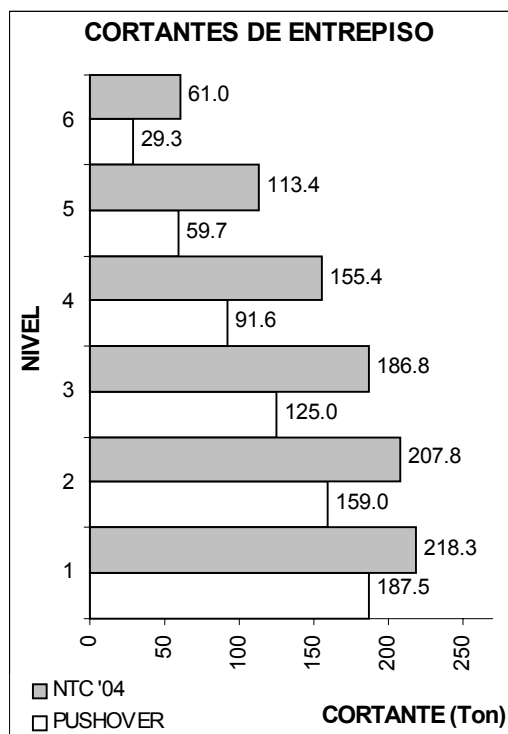
Conociendo las propiedades geométricas de las secciones transversales de las trabes para cada edificio, se calculó la curvatura que alcanzan dichas trabes al llegar al momento de fluencia; y por medio del análisis "Pushover" se obtuvo la curvatura máxima en trabes por cada entrepiso; para así conocer la demanda máxima de ductilidad de curvatura de cada nivel en ambos edificios.

La figura 3.1 muestra la distribución de fuerzas cortantes en los diferentes niveles de ambos edificios al término del análisis, y puede apreciarse que el incremento de fuerzas cortantes es igual entre un nivel y otro, lo que indica un patrón de distribución de fuerzas horizontales uniforme.

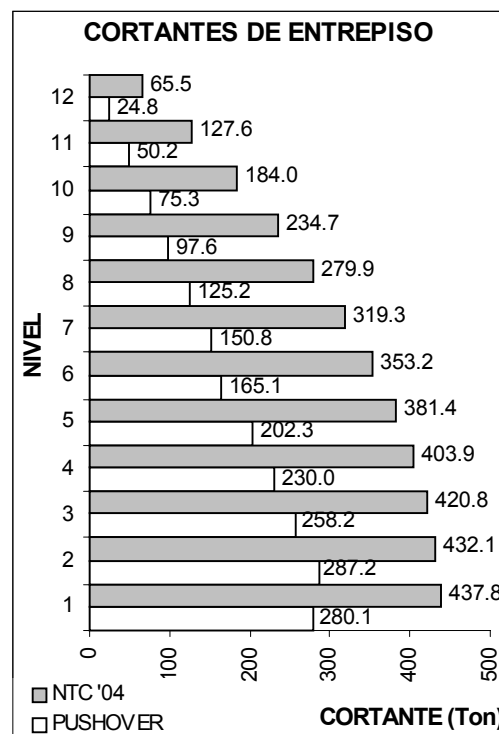
En la figura. 3.2 se pueden observar dos posibles puntos de referencia para la determinación de la ductilidad de desplazamiento global, uno es el punto en el que se forma la primera A.P. (asociado a Δy_1 dentro de la gráfica); y el otro es el punto con desplazamiento lateral en la cabeza igual 0.064 m y cortante basal de 101.3 ton, en el cual se aprecia un importante cambio en la pendiente de la curva, lo que indica una notable reducción de la rigidez lateral del marco (punto asociado a Δy_2). La misma notación se emplea en la figura 3.3, para el edificio de 12 niveles. Ambos puntos son de interés para definir el nivel de ductilidad global que se esta demandando durante cada desplazamiento de la estructura.

En los estados límite $\Delta=H/100$ y $\Delta=0.012H$ del edificio de seis pisos, la ductilidad local máxima de curvatura resulta del orden de 4 y 4.8 ; al tiempo que la ductilidad global es de aproximadamente 3.3, si es tomado como parámetro el punto Δy_1 ; y si el punto de referencia es Δy_2 , la ductilidad global es de 2. Para el estado límite

$\Delta=H/50$, la ductilidad local de curvatura de los primeros tres entrepisos alcanza valores de aproximadamente 7.1, el nivel 4 tiene ductilidad local de 2.1, y los últimos dos niveles tiene una demanda de ductilidad menor a la unidad, lo que corrobora la no existencia de A.P.; mientras que la demanda de ductilidad de desplazamiento a nivel global tiene un valor de 6.5 y 4, para Δy_1 y Δy_2 respectivamente.



a) Edificio de 6 niveles.



b) Edificio de 12 niveles.

Fig. 3.1.- Fuerzas cortantes de entrepiso al finalizar el análisis "Pushover" contra los de diseño según las NTC-S '04.

Para los niveles de desplazamiento $\Delta=H/100$ y $\Delta=0.012H$ del edificio de 12 pisos, la demanda máxima de ductilidad local de curvatura tiene valores de entre 4 y 5; mientras que, la demanda de ductilidad global, si es tomado como parámetro el punto Δy_1 , es de aproximadamente 3.68; y si el punto de referencia es Δy_2 , la ductilidad global es de 1.62. Para el estado $\Delta=H/50$, la ductilidad local de los primeros cinco entrepisos alcanza valores de aproximadamente 7.5, los niveles

seis a nueve de entre 2 y 5 (disminuyendo al subir de nivel), y finalmente, en los últimos tres niveles no se presentan A.P., lo que coincide con la demanda de ductilidad menor que uno. Respecto a la ductilidad de desplazamiento global, reporta demandas de aproximadamente 6.1 y 2.7, para Δy_1 y Δy_2 respectivamente.

Como puede observarse en las figuras 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7, los entrepisos que tienen mayor demanda de curvatura y desplazamiento relativo son los inferiores, y dichas demandas disminuyen a medida que vamos subiendo de entrepiso, hasta que la ductilidad es menor a la unidad en los niveles superiores. Lo anterior se debe a que en los niveles superiores el cortante es menor que en la base del edificio, esto aunado a la uniformización de secciones en los elementos, debido a la sobre resistencia en los elementos se producen desplazamientos relativos pequeños en los entrepisos mas altos, y consecuentemente los esfuerzos no alcanzan a demandar la fluencia. Además, no se puede dejar de lado el hecho de que, la consideración de un solo modo de vibrar en el análisis subestima las fuerzas sísmicas, principalmente en los entrepisos inferiores. Razón por la que se puede recomendar, pese a no contar con un estudio mas amplio, que debe ponerse especial cuidado en el diseño de los niveles mas bajos, sin permitir cambios drásticos de rigidez en los niveles superiores, pues se podría caer en problemas de entrepisos blandos.

Es importante notar que en el edificio de seis pisos, los últimos dos niveles no fluyeron incluso en un estado de colapso incipiente; de igual modo en el de 12 niveles, tampoco se formaron A.P. en los últimos tres pisos, aún bajo el mismo estado. Esto reafirma lo mencionado en el párrafo anterior, es decir, los elementos de los pisos superiores no alcanzan la plastificación debido a la uniformización de las dimensiones de los elementos; la cual causa que las columnas y trabes de los últimos niveles tengan una sección transversal demasiado resistente para los esfuerzos demandados (están sobrados); y por consecuencia, las deformaciones también son menores que las de los entrepisos inferiores.

Como se aprecia en la figura 3.2, en el edificio de seis pisos se formó la última A.P. al alcanzar un desplazamiento lateral de 0.285m, el cual es menor a $\Delta=H/50=0.36\text{m}$; lo que indica que cuando se alcanza este último nivel de desplazamientos, la estructura es prácticamente inestable; pues al haberse formado todas las A.P., correspondientes al modo de falla esperado (viga débil – columna fuerte), no existen elementos capaces de proporcionar rigidez lateral. En cambio, en el edificio de 12 pisos (figura 3.3) la última articulación se forma cuando se alcanza un desplazamiento lateral de 1.4m, valor mucho mayor que $\Delta=H/50=0.72\text{m}$, esto se debe al grado de hiperestaticidad superior, es decir, cuando se alcanza el desplazamiento igual a $H/50$, aún quedan algunos elementos capaces de proporcionar rigidez lateral.

El cortante basal del edificio de seis entrepisos que produce $\Delta=0.012H=0.216\text{m}$ (permisible por NTC '04) es de 183 ton, equivalente a un 84% del calculado con $C/Q*W=218.3\text{ ton}$ (con $Q=1$ de acuerdo con el método estático de NTCS '04); lo cual nos indica que los resultados del análisis Pushover son confiables. A diferencia del edificio de 12 niveles, donde el cortante basal de 276.1ton aplicado durante su desplazamiento permisible, es equivalente al 63% del obtenido con el método estático; sin embargo esto no es señal de un mal análisis, sino que, debido al mayor número de grados de libertad, los puntos de comparación no son paralelos para el edificio de 6 niveles y el de 12. Es importante recordar que, al incluir la participación de modos superiores de vibrar, el valor de los cortantes basales es incrementado respecto a los obtenidos con la participación de un solo modo (Basilio-Ayala 2002). Esto nos lleva a la idea de que los cortantes basales, obtenidos analíticamente, podrían acercarse aun mas a los esperados si se consideraran al menos los primeros tres modos de vibrar, debido al fenómeno anteriormente mencionado.

Al diseñar los edificios, se asume que la estructura es dúctil y que incursionará en la no linealidad, pues está formada por elementos capaces de plastificarse; por ello se reducen las fuerzas sísmicas para diseño por medio de un factor de

comportamiento sísmico (Q). Los desplazamientos obtenidos del análisis usando dichas fuerzas deben multiplicarse por Q para conocer los giros, desplazamientos y deformaciones reales que alcanzarán las estructuras. Por esta razón se comparan los cortantes basales y desplazamientos del análisis Pushover con los del método estático con $Q=1.0$, ya que en el análisis Pushover se aplican fuerzas laterales sin afectarlas por Q , hasta que los elementos formen articulaciones plásticas y la estructura pierda su rigidez lateral, es decir, configure el mecanismo de colapso.

En las figuras 3.2 y 3.3 se puede observar que cuando se presenta el desplazamiento máximo permitido por las NTC-S '04 (estado límite de servicio), existen elementos que aún no se han plastificado. Esto podría indicar que la estructura tiene resistencia para cargas laterales mayores, sin embargo, se encuentra cerca del estado de colapso incipiente (cuando se forma la última A.P.).

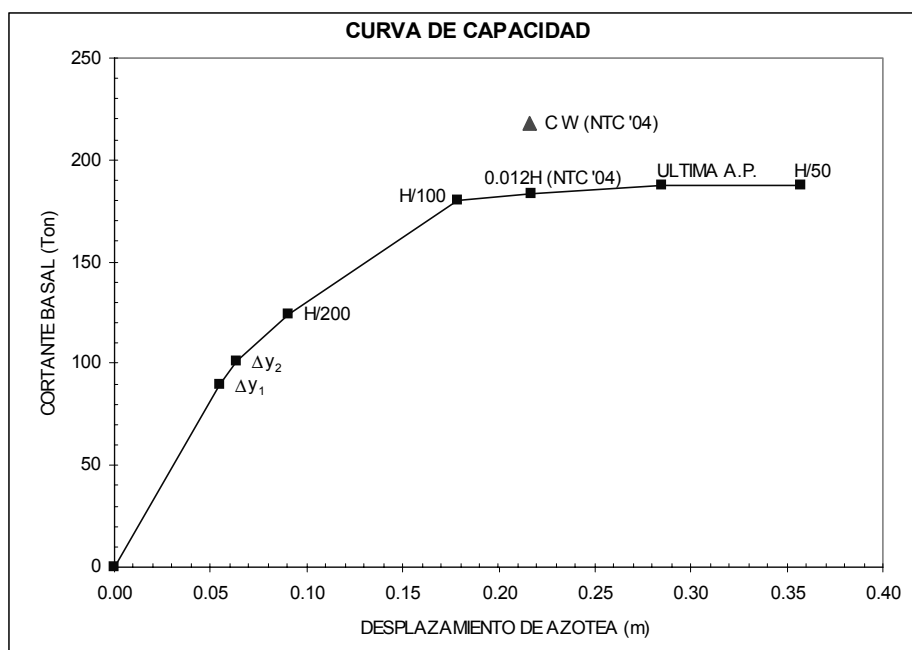


Fig. 3.2.- Curva de capacidad del edificio de 6 niveles.

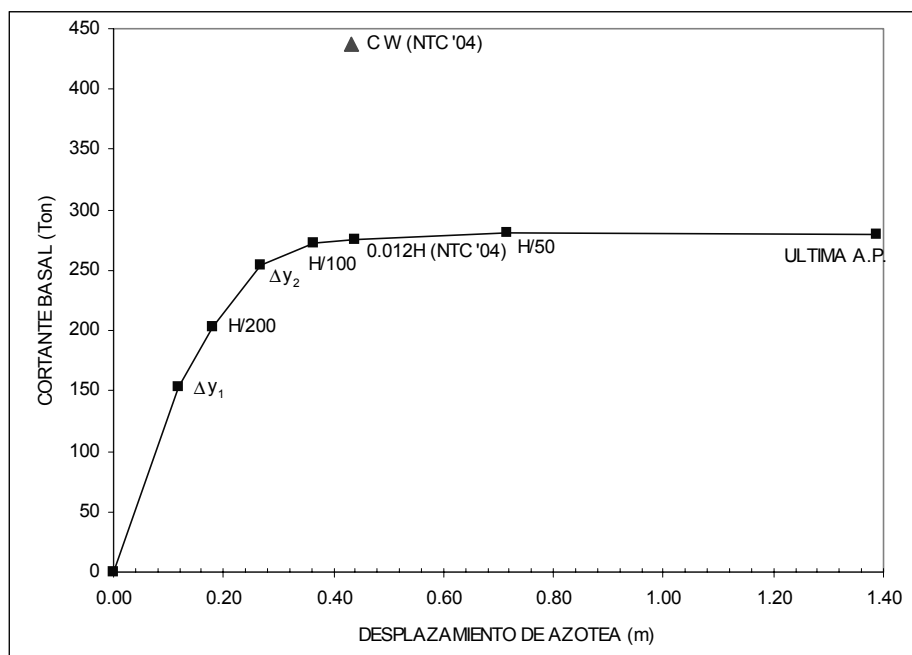
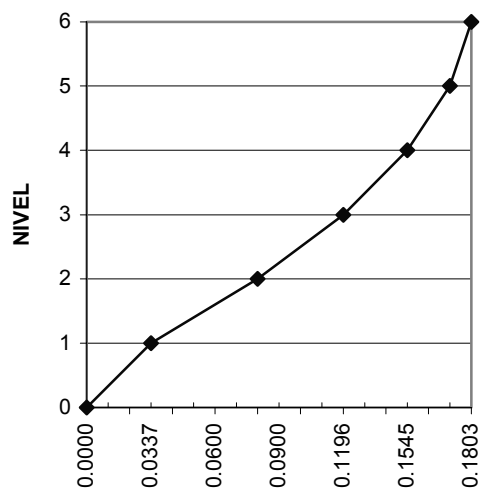
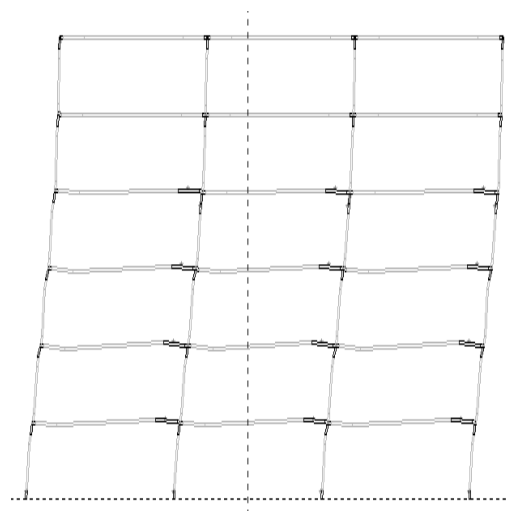


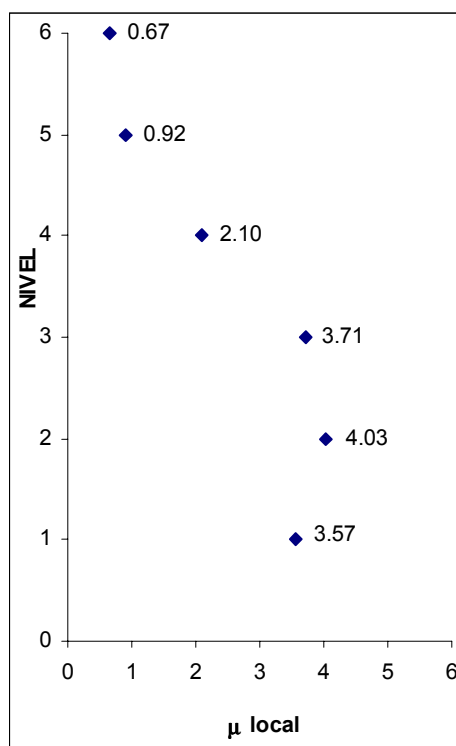
Fig. 3.3.- Curva de capacidad del edificio de 12 niveles.



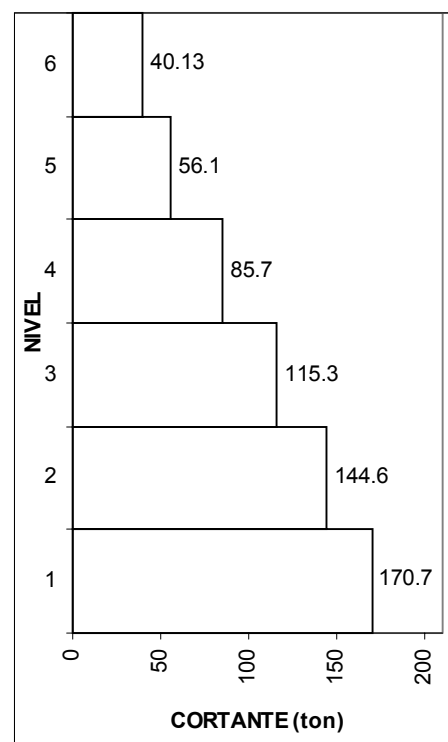
a) Desplazamientos laterales.



b) Historia de las A.P.

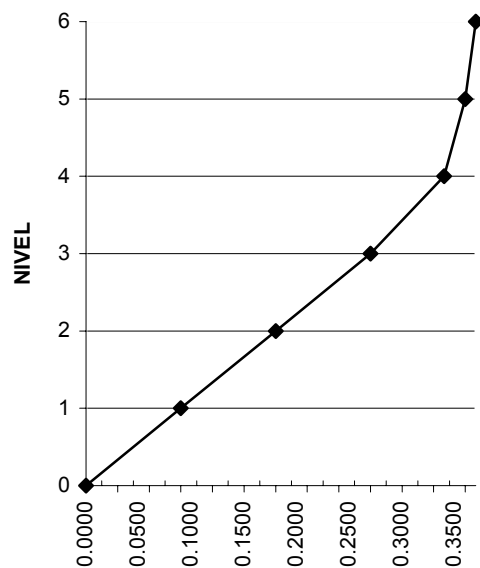


c) Ductilidad de curvatura.

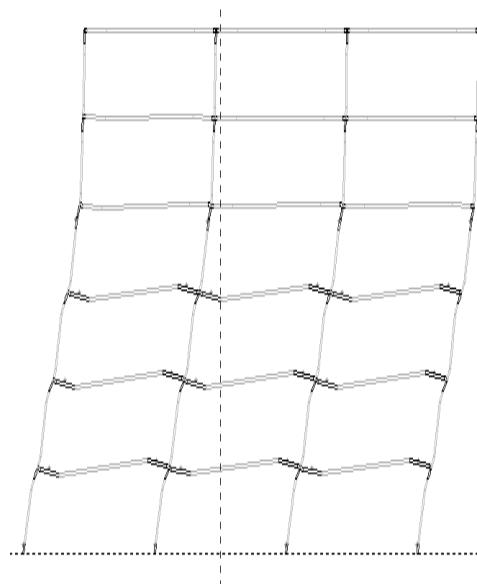


d) Cortantes de entrepiso.

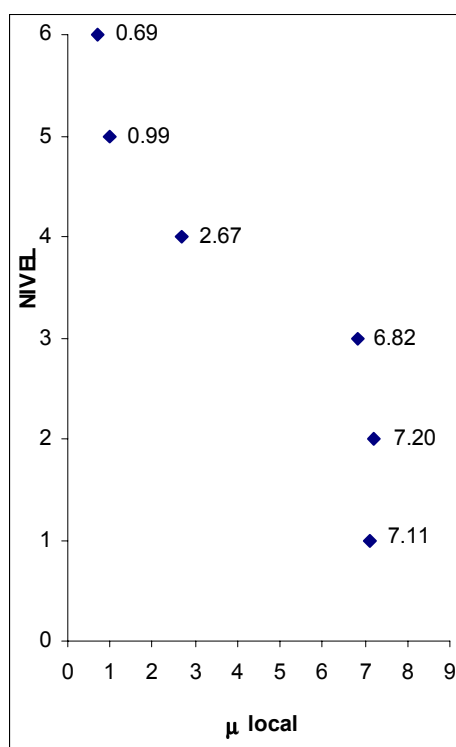
Fig. 3.4.- Resultados del análisis "Pushover" del edificio de 6 niveles para un desplazamiento en el último piso igual a $H/100$.



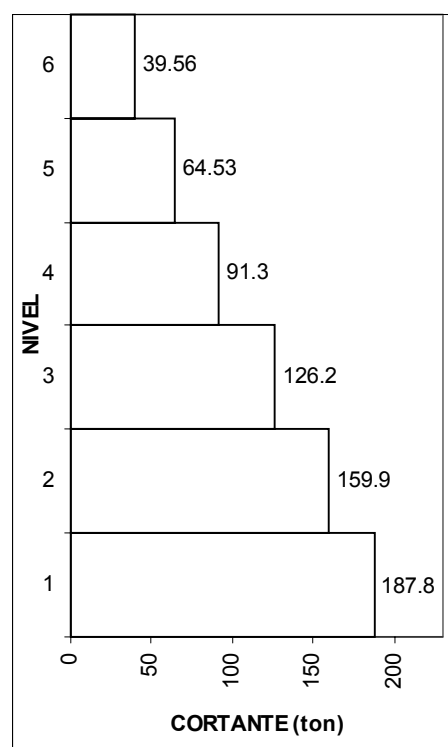
a) Desplazamientos laterales.



b) Historia de las A.P.

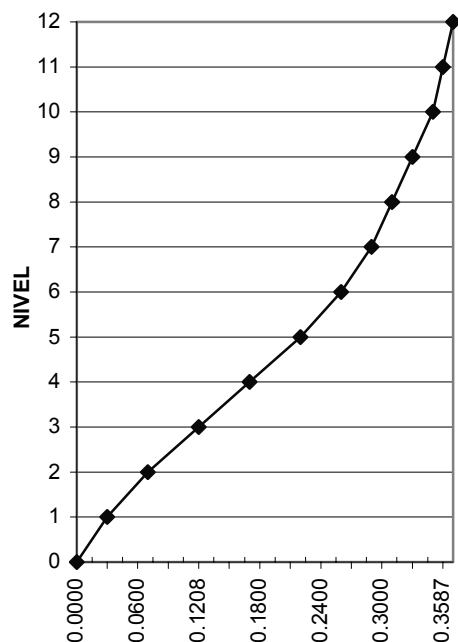


c) Ductilidad de curvatura.

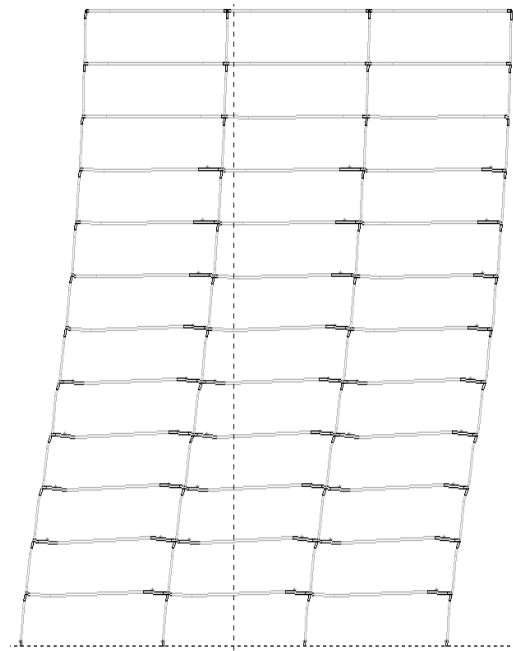


d) Cortantes de entrepiso.

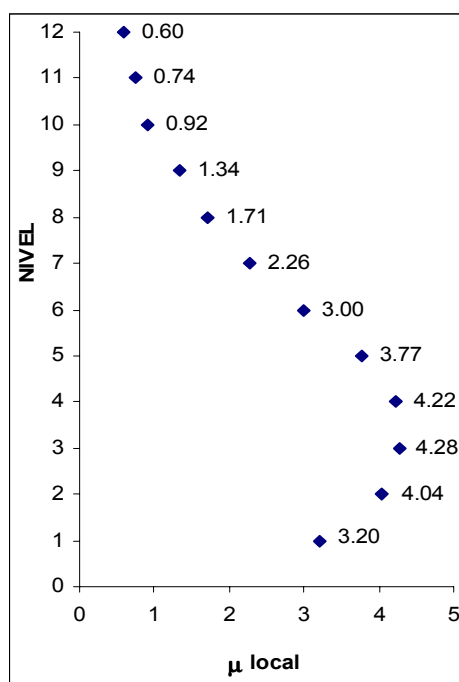
Fig. 3.5.- Resultados del análisis "Pushover" del edificio de 6 niveles para un desplazamiento en el último piso igual a $H/50$.



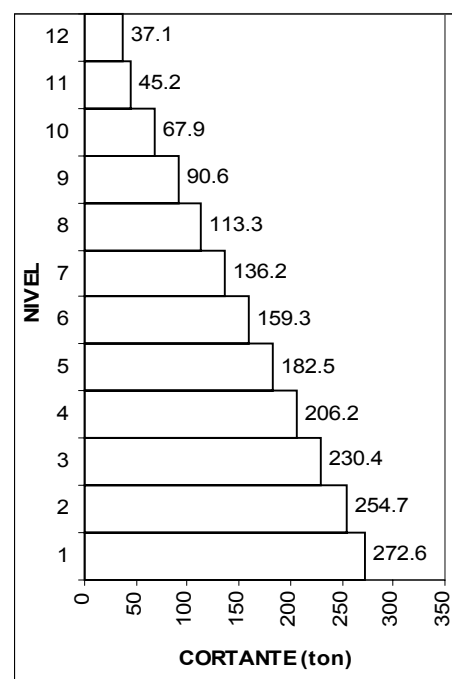
a) Desplazamientos laterales.



b) Historia de las A.P.

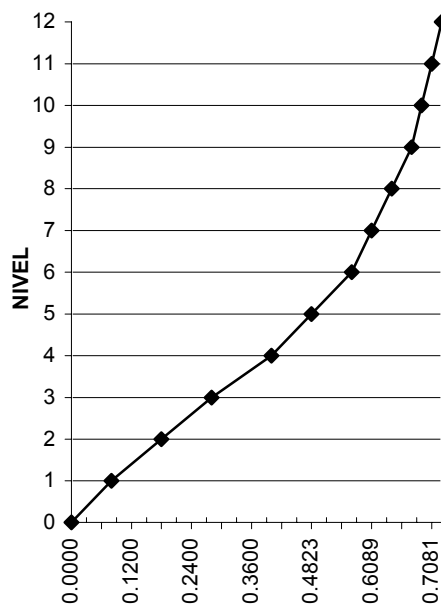


c) Ductilidad de curvatura.

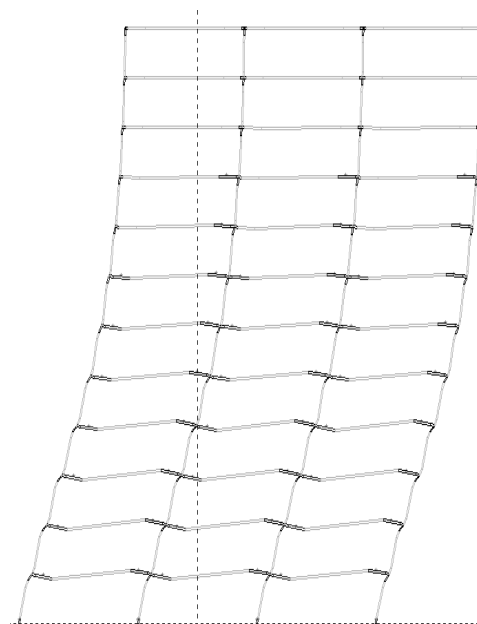


d) Cortantes de entrepiso.

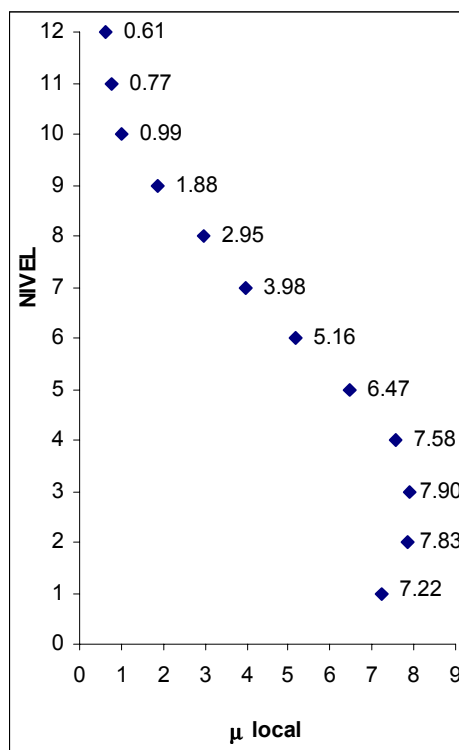
Fig. 3.6.- Resultados del análisis "Pushover" del edificio de 12 niveles para un desplazamiento en el último piso igual a $H/100$.



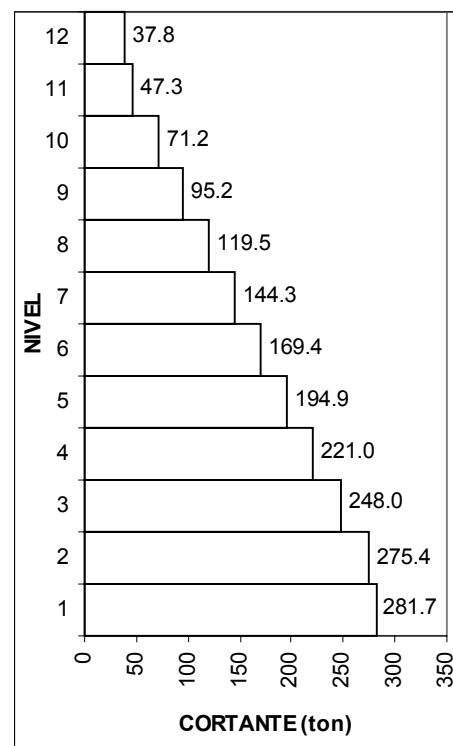
a) Desplazamientos laterales.



b) Historia de las A.P.



c) Ductilidad de curvatura.



d) Cortantes de entrepiso.

Fig. 3.7.- Resultados del análisis "Pushover" del edificio de 12 niveles para un desplazamiento en el último piso igual a $H/50$.

3.3.- ANÁLISIS PUSHOVER CÍCLICO REVERSIBLE.

Se realizó un análisis Pushover cíclico reversible, el cual consiste en un análisis de la historia en el tiempo con una excitación senoidal con amplitud de onda creciente (fig. 3.8). Éste análisis, con diversos modelos de histéresis, tiene la finalidad de seleccionar las reglas de histéresis que describan cercanamente los rasgos característicos de los especímenes observados en los trabajos experimentales de conexiones soldadas y atornilladas (Calado-Mele 2003); de manera que se pueda representar adecuadamente el comportamiento del edificio con el sistema de un grado de libertad Ruíz-Badillo 2001).

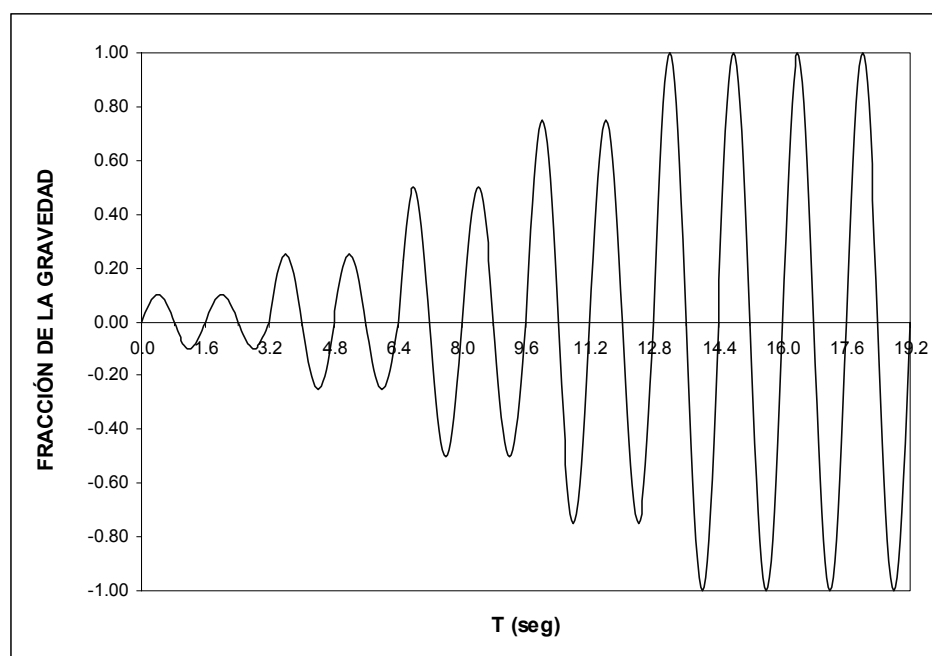


Fig. 3.8.- Historia utilizada para análisis cíclico reversible.

Comparando las gráficas carga - desplazamiento, de los trabajos experimentales mencionados en el párrafo anterior, y las gráficas obtenidas con el análisis cíclico reversible, se han seleccionado las reglas de histéresis que a continuación se describen y se presentan en las figuras 3.9 y 3.10:

- El modelo “elasto-plástico” para representar el comportamiento ideal de estructuras de acero, ignorando que sean soldadas o atornilladas; estableciendo, como punto de referencia, el desempeño local y global de las estructuras descrito con esta regla.
- La regla de Kivell (1981) para evaluar el comportamiento de estructuras atornilladas, esta permite considerar el deslizamiento que existe entre tornillos y placas, antes que los pernos hagan contacto con la placa y sean sometidos a esfuerzo cortante y de aplastamiento, y por consiguiente previo a la fluencia.
- Finalmente fue seleccionada una regla que representa degradación de resistencia, lo cual se considera propio de conexiones soldadas (similar a la observada en los estudios de Mele-Calado 2003), dicha regla fue elaborada por Matsushima (1969).

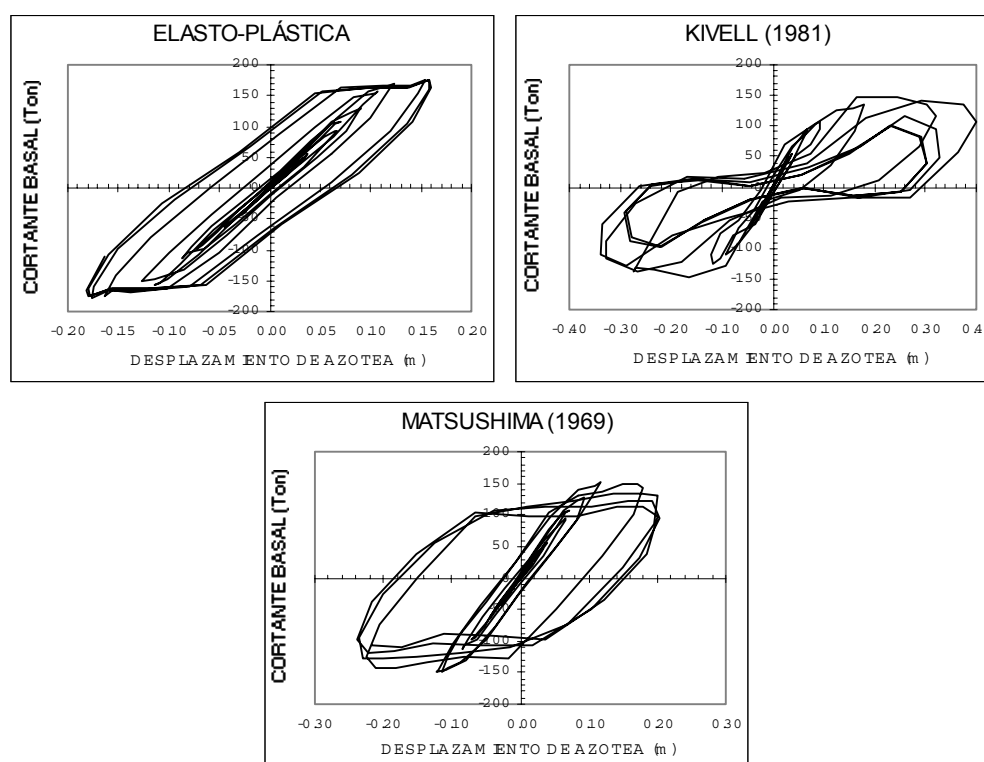


Fig. 3.9.- Gráficas “Cortante basal – Desplazamiento”, para tres diferentes reglas de histéresis (comportamiento global del edificio de seis pisos).

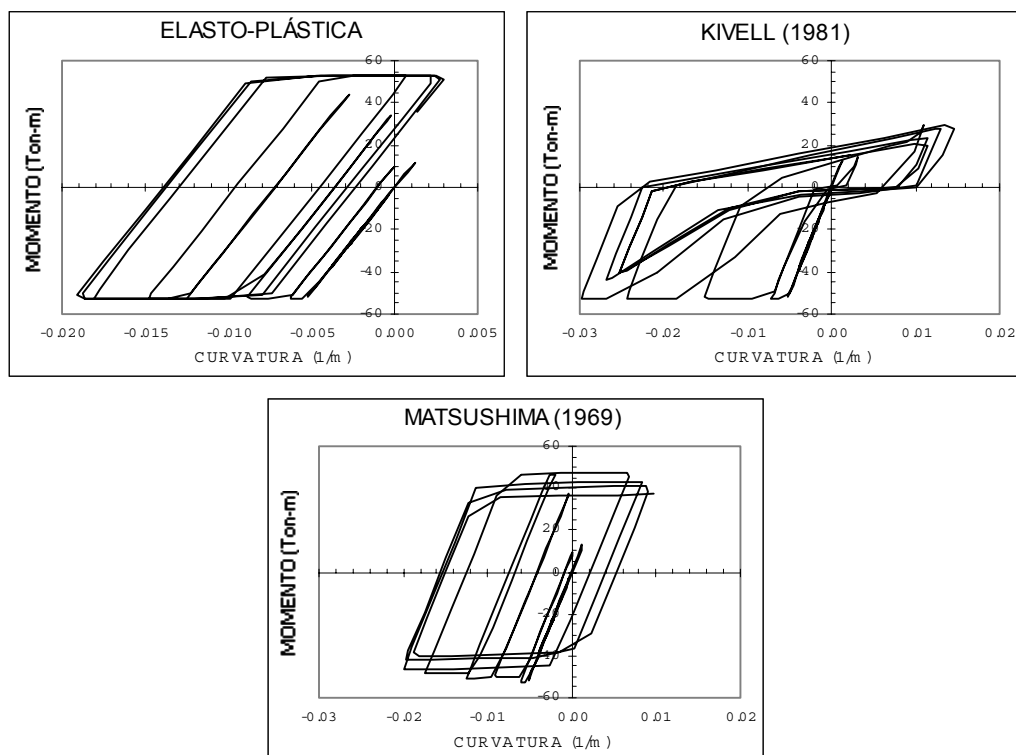


Fig. 3.10.- Gráficas “Momento – Curvatura”, para tres diferentes reglas de histéresis, (comportamiento local del edificio de seis pisos).

Como ya se había mencionado, a las traveses se les aplicaron momentos y cortantes (por carga vertical), para así tener un estado inicial de fluencia; el cual sería incrementado por las fuerzas laterales. Esto se puede observar claramente en la figura 3.10, ya que en los tres modelos de histéresis observamos mayores niveles de curvatura y momento negativos que positivos, a causa del momento por carga vertical previamente aplicado. Las tres gráficas de la figura 3.10 corresponden a una trabe de planta baja del edificio de seis niveles.

Es importante mencionar que la asimetría de las gráficas de la figura 3.10 no se aprecia en las de la figura 3.9; pues a nivel estructura (global), no se ve gravemente afectado el comportamiento histerético por la inclusión de cargas verticales, contrario a lo que sucede a nivel elemento (local).

3.4.- ESPECTROS DE RESPUESTA INELÁSTICOS.

Una vez que se definieron las reglas de histéresis, representativas del comportamiento local de conexiones viga-columna ideales, soldadas y atornilladas (como las de el estudio de Mele y Calado de 2003), se procedió a determinar los espectros inelásticos correspondientes a dichas reglas; usando para estas los registros acelerográficos “SCT 1985 E-W” (representativo de suelo blando) y “El Centro 1940 N-S” (representativo de suelo firme).

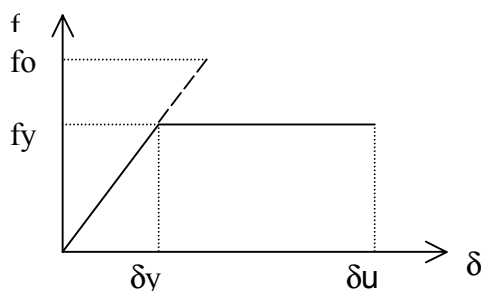
Haciendo uso del programa “RUAUMOKO”, se calcularon las respuestas inelásticas para obtener los espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración, con la regla elasto-plástica, cuyos resultados fueron comparados con los obtenidos con el programa “DEGTRA” (fig. 3.11). También se hizo una comparación de los espectros obtenidos con el modelo elasto-plástico y el programa de análisis “RUAUMOKO”, con aquellos que se obtienen en base al criterio de Ordaz–Pérez Rocha (1998) a partir del cálculo del “factor de reducción de resistencia”, para demandas de ductilidad de 1 (elástico), 2, 3 y 4.

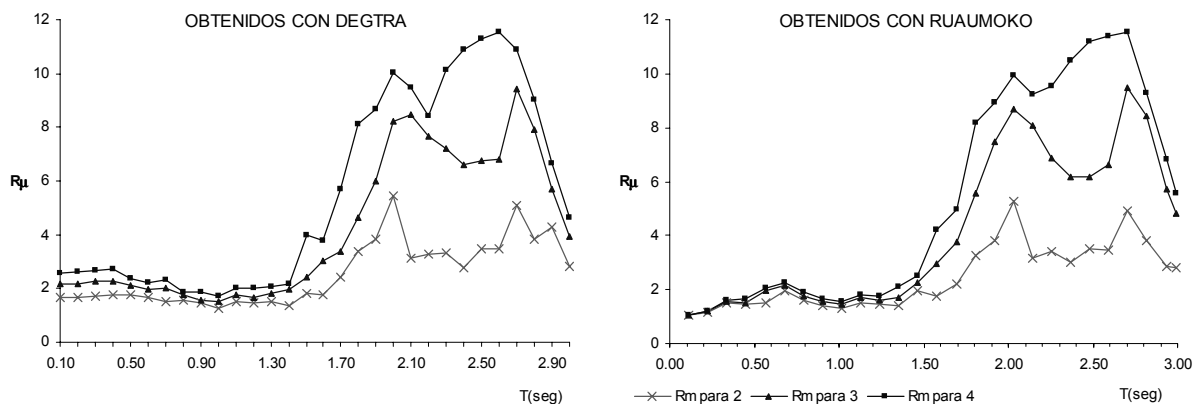
Recordando que:
$$R\mu = \frac{f_o}{f_y} \quad (f_y \leq f_o)$$

en donde: $R\mu$ = factor de reducción de resistencia.

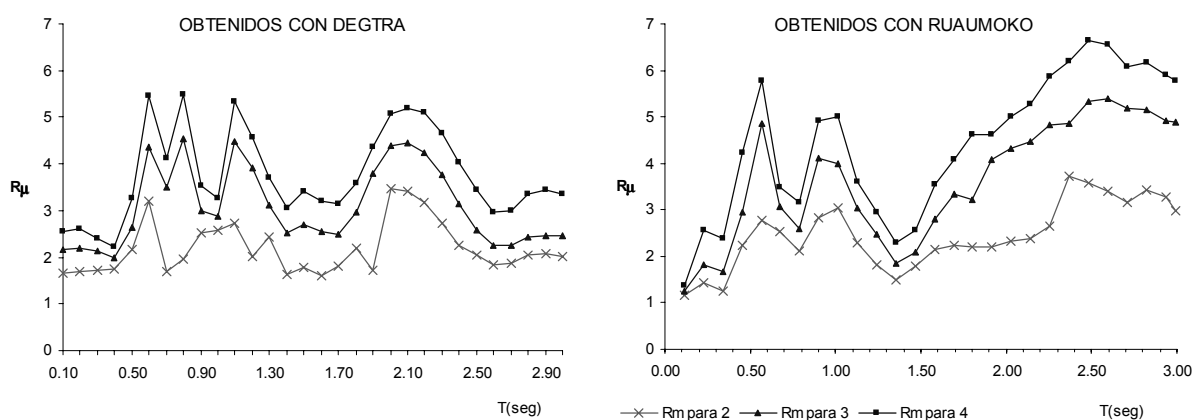
f_y = resistencia lateral necesaria para obtener la demanda de ductilidad deseada ($\mu = \delta_u/\delta_y$).

f_o = resistencia lateral elástica ($\mu = \delta_u/\delta_y = 1$).





a) Registro "SCT 1985 E-W".



a) Registro "El Centro 1940 N-S".

Fig. 3.11.- Espectros de factores de reducción de resistencia (R_μ), para $\mu=2, 3$ y 4 , obtenidos con los programas DEGTRA y RUAUMOKO.

Una vez que se demostró la confiabilidad de los resultados proporcionados por "Ruaumoko", con base en las comparaciones mencionadas, se inició el cálculo de los mismos espectros, pero ahora, con las reglas histeréticas de Kivell y Matsushima, para las mismas ductilidades consideradas para el modelo elasto-plástico.

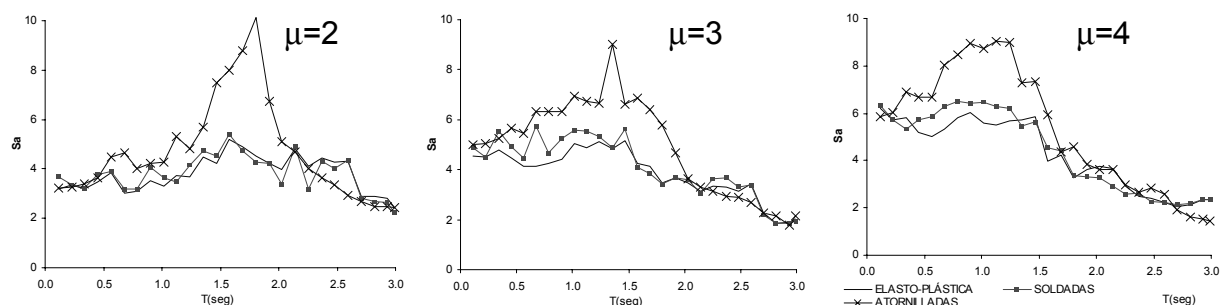
Dado que los estudios experimentales de conexiones, en los que se ha basado este trabajo, fueron hechos con especímenes de un grado de libertad (g.d.l.) y también los espectros fueron calculados con estructuras de un g.d.l.; los parámetros de las reglas de histéresis fueron manipulados, induciendo

comportamientos cercanos a los observados por Mele y Calado, evitando la degradación de rigidez en ambos tipos de conexiones y reproduciendo degradación de resistencia en la regla de Matsushima (considerada como representativa de conexiones soldadas).

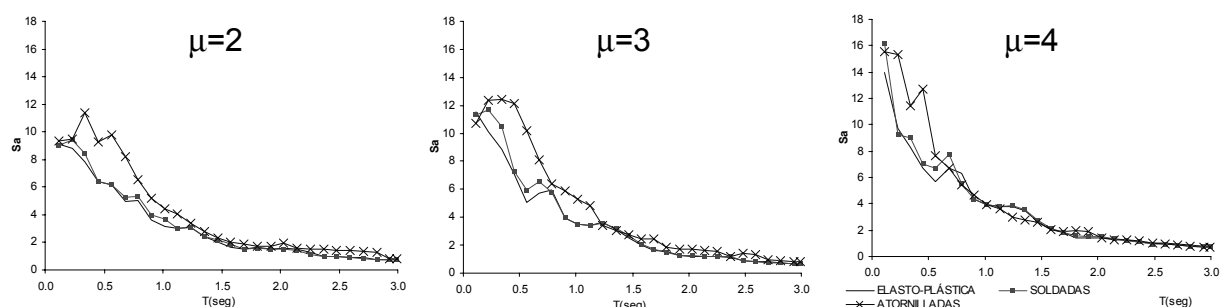
En la figura 3.12 pueden observarse los espectros de pseudo-aceleración, obtenidos con las reglas histeréticas elasto-plástica, Matsushima (soldadas) y Kivell (atornilladas), para los dos registros utilizados en esta investigación. Se aprecia una importante diferencia entre las ordenadas espectrales, especialmente para aquellas correspondientes a conexiones atornilladas. En la figura 3.12a se observan incrementos mayores de las ordenadas en los periodos largos (0.8 a 2seg); mientras que en la figura 3.12b sucede algo similar con los periodos cortos (0.2 a 1seg).

La diferencia entre las ordenadas espectrales, resultado del uso de una u otra regla histerética, radica en la presencia del deslizamiento previo a la fluencia (en el caso de la de Kivell), lo que produce desplazamientos importantes ante fuerzas relativamente pequeñas. Con la regla de Matsushima, la razón del incremento de las ordenadas es la degradación de resistencia, la cual provoca que en cada ciclo se alcancen desplazamientos mayores a los del anterior por la caída gradual de la resistencia de las conexiones.

Utilizando las resistencias laterales necesarias para obtener la demanda de ductilidad predeterminada con la regla elasto-plástica, en las reglas para conexiones soldadas y atornilladas se obtuvieron demandas de ductilidad mucho mayores, especialmente en periodos cortos (figs. 3.13a y 3.14a), y por lo tanto, al ajustar dicha resistencia para obtener la demanda de ductilidad deseada, los factores de reducción de resistencia cambiaron notablemente, volviéndose menores (figs. 3.13b y 3.14b).



a) Registro "SCT 1985 E-W".



b) Registro "El Centro 1940 N-S".

Fig. 3.12.- Espectros de pseudo aceleración obtenidos con las reglas elasto-plástica, Matsushima y Kivell (soldadas y atornilladas).

La diferencia entre los factores de reducción de resistencia producto de la regla elasto-plástica, y los obtenidos con otras reglas, fue graficada en porcentaje junto con su tendencia, para el modelo de histéresis asociado a cada tipo de conexión con las tres ductilidades. De la tendencia de dichas gráficas se obtuvieron sus ecuaciones ajustadas con polinomios, las cuales pueden constituirse como propuestas para corrección del factor de comportamiento sísmico elegido, asumiendo comportamiento elasto-plástico perfecto en las conexiones.

El porcentaje graficado en las figuras 3.15, 3.16, 3,17 y 3.18 se obtiene con la expresión:

$$\% = \frac{R\mu_{E-P} - R\mu_{MODELO}}{R\mu_{E-P}}$$

en donde: $R\mu_{E-P}$ = factor de reducción de resistencia correspondiente a la regla elasto-plástica

$R\mu_{MODELO}$ = factor de reducción de resistencia correspondiente a la regla de Matsushima o Kivell, según sea soldada o atornillada.

La misma forma de calcular los porcentajes se aplica para aquellos que se refieren a las ordenadas de los espectros de demanda de ductilidad (μ), resistencia (C_y) y energía histerética (E); los cuales se grafican en las figuras 3.16, 3.17, 3.18 y 3.19.

Se sabe que mientras mayor sea f_y , menor será $R\mu$ y viceversa; por lo que, el signo positivo del porcentaje (figs. 3.16, 3.17, 3.18 y 3.19) representa incremento de f_y para obtener la ductilidad deseada, y el signo negativo representa decremento de f_y .

En todos los espectros de ambos registros es apreciable una mayor diferencia entre el comportamiento (ordenadas espectrales) de estructuras atornilladas y elasto-plásticas perfectas, que entre las soldadas y las elasto-plásticas.

A partir de los resultados graficados en las figuras 3.14a y 3.15a (propios de las demandas de ductilidad), obtenidos utilizando las resistencias usadas para el modelo elasto-plástico, y los resultados de los estudios experimentales realizados por Mele y Calado (capacidades), se presenta la tabla 3.1.

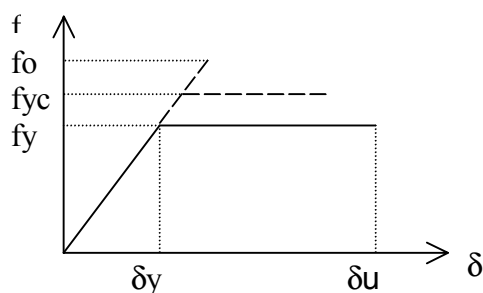
Tabla 3.1.- Demanda máxima y capacidad de ductilidad.

REGISTRO	μ PARA CONEXIONES SOLDADAS			μ PARA CONEXIONES ATORNILLADAS		
	DEMANDA	CAPACIDAD*	DIFERENCIA	DEMANDA	CAPACIDAD*	DIFERENCIA
SCT '85 E-W	5.94	6.67	0.73	9.55	17	7.45
EL CENTRO '40 N-S	11.62	6.67	-4.95	27.13	17	-10.13

* Capacidades obtenidas a partir de los estudios de Mele y Calado (2003).

Se puede ver en la tabla 3.1 que para sismos en terreno firme (registro de “El Centro”), la demanda máxima de ductilidad en periodos cortos es demasiado grande para satisfacerla con la capacidad que tienen las conexiones, ya sean soldadas o atornilladas. Respecto a sismos en suelo blando (registro “SCT”), se puede ver que, ambos tipos de conexiones son capaces de proporcionar la ductilidad demandada, especialmente las atornilladas, pues queda un excedente de 7.45, mientras que en las soldadas solamente 0.73. Por lo que debe fomentarse el uso de conexiones atornilladas, puesto que tienen mayor capacidad dúctil que las soldadas, dejando así, mayor margen de error sobre la demandada.

Si se ajusta la resistencia lateral de la estructura, usando el espectro de pseudo-aceleraciones o de resistencia corregido, por el uso de la regla histerética asociada al tipo de conexiones empleadas, tendríamos la demanda de ductilidad esperada (2, 3 ó 4).



en ésta figura:

f_y = resistencia asociada al comportamiento elasto-plástico.

f_{yc} = resistencia para obtener la ductilidad deseada, usando reglas asociadas al comportamiento de conexiones soldadas o atornilladas.

Fig. 3.13.- Resistencia lateral corregida por el uso de conexiones soldadas o atornilladas.

Debe incrementarse la resistencia lateral, pues las conexiones soldadas alcanzan mayores desplazamientos por la degradación de resistencia; mientras que las atornilladas incrementan los desplazamientos por el deslizamiento previo a la fluencia. En ambos casos, de tales incrementos resultan demandas de ductilidad mayores.

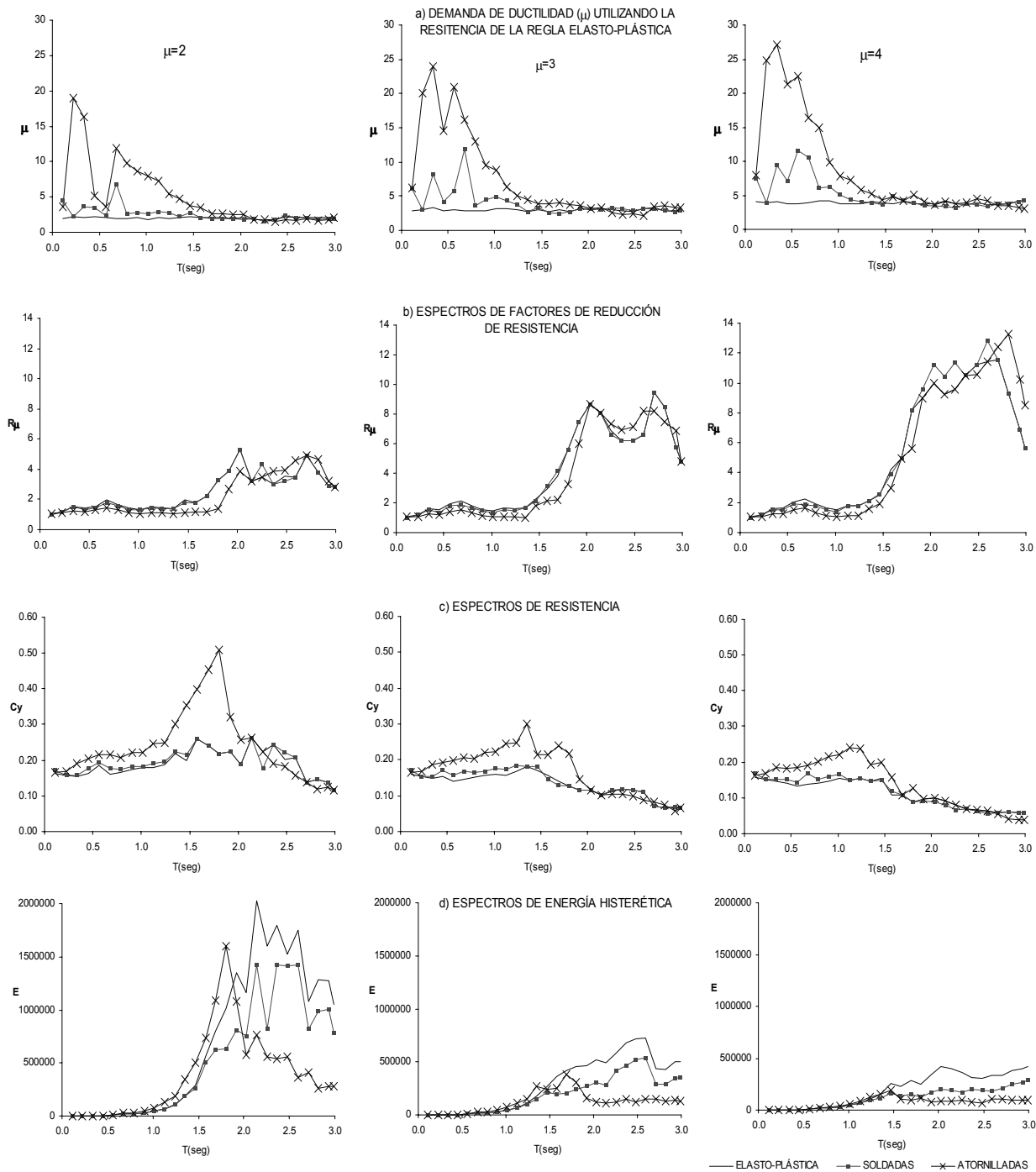


Fig. 3.14.- Espectros para el registro "SCT 1985 E-W".

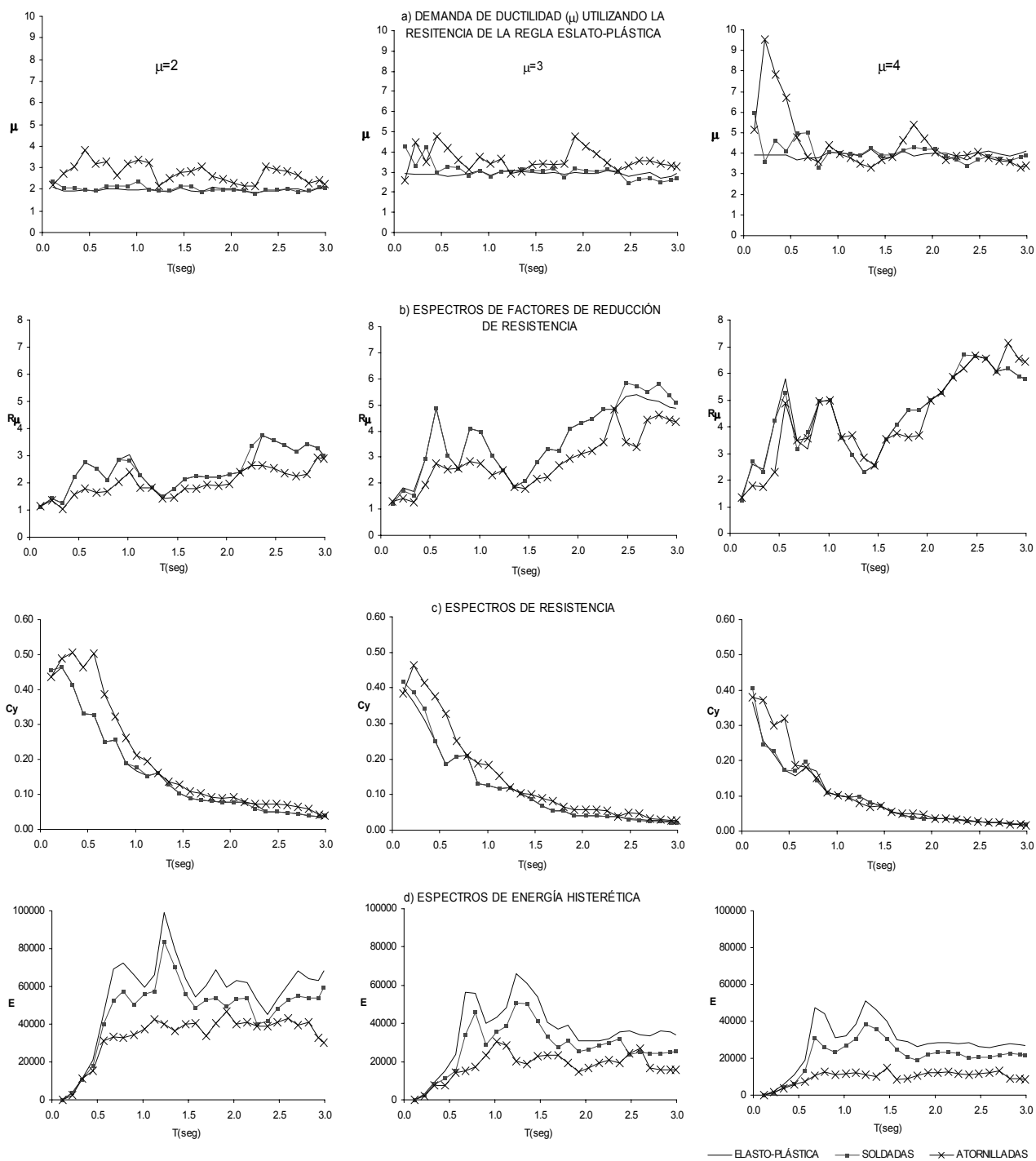


Fig. 3.15.- Espectros para el registro "El Centro 1940 N-S".

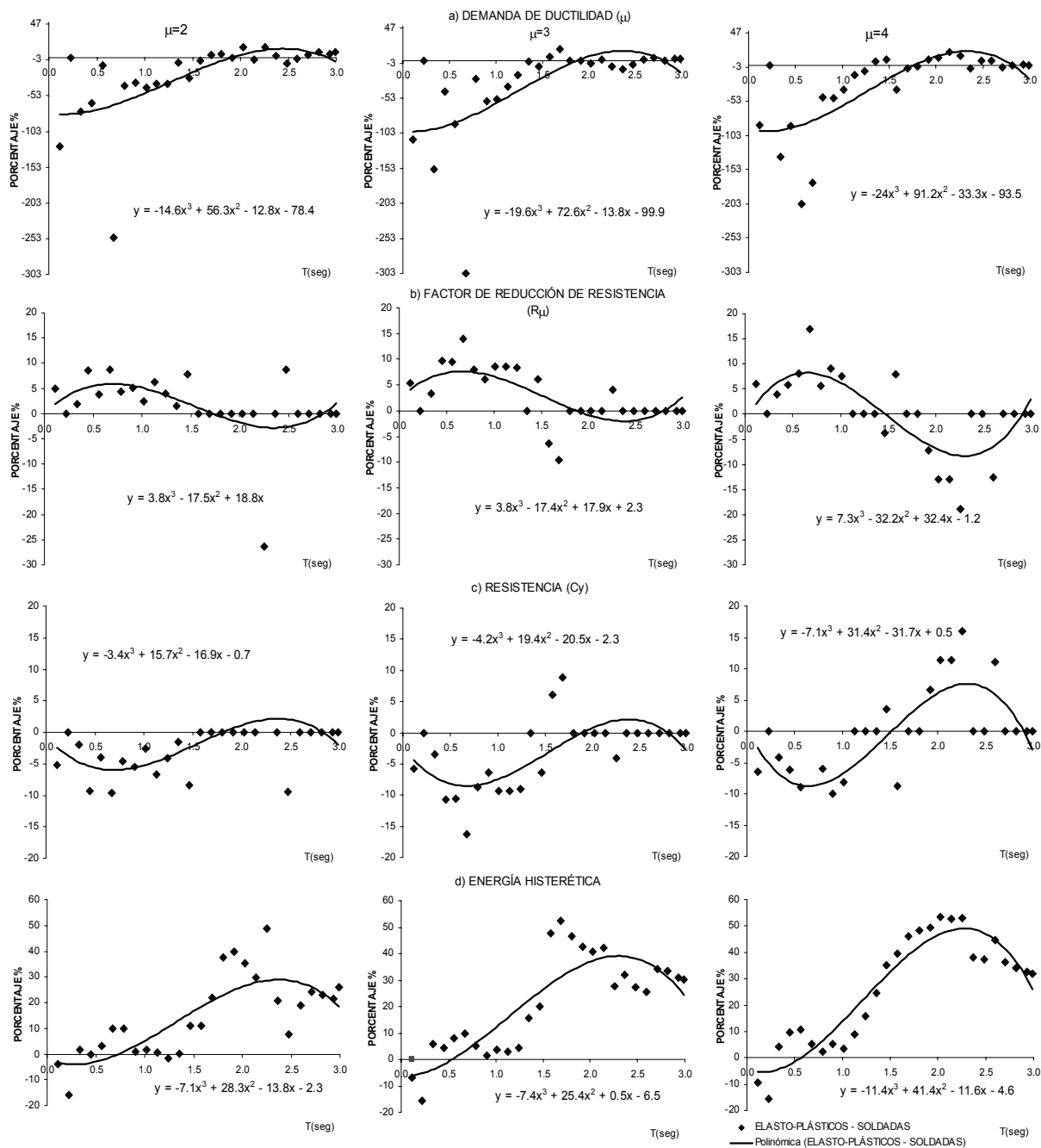


Fig. 3.16.- Incremento porcentual de las ordenadas espectrales con conexiones soldadas, respecto de las ideales (elasto-plásticas), para el registro "SCT 1985 E-W".

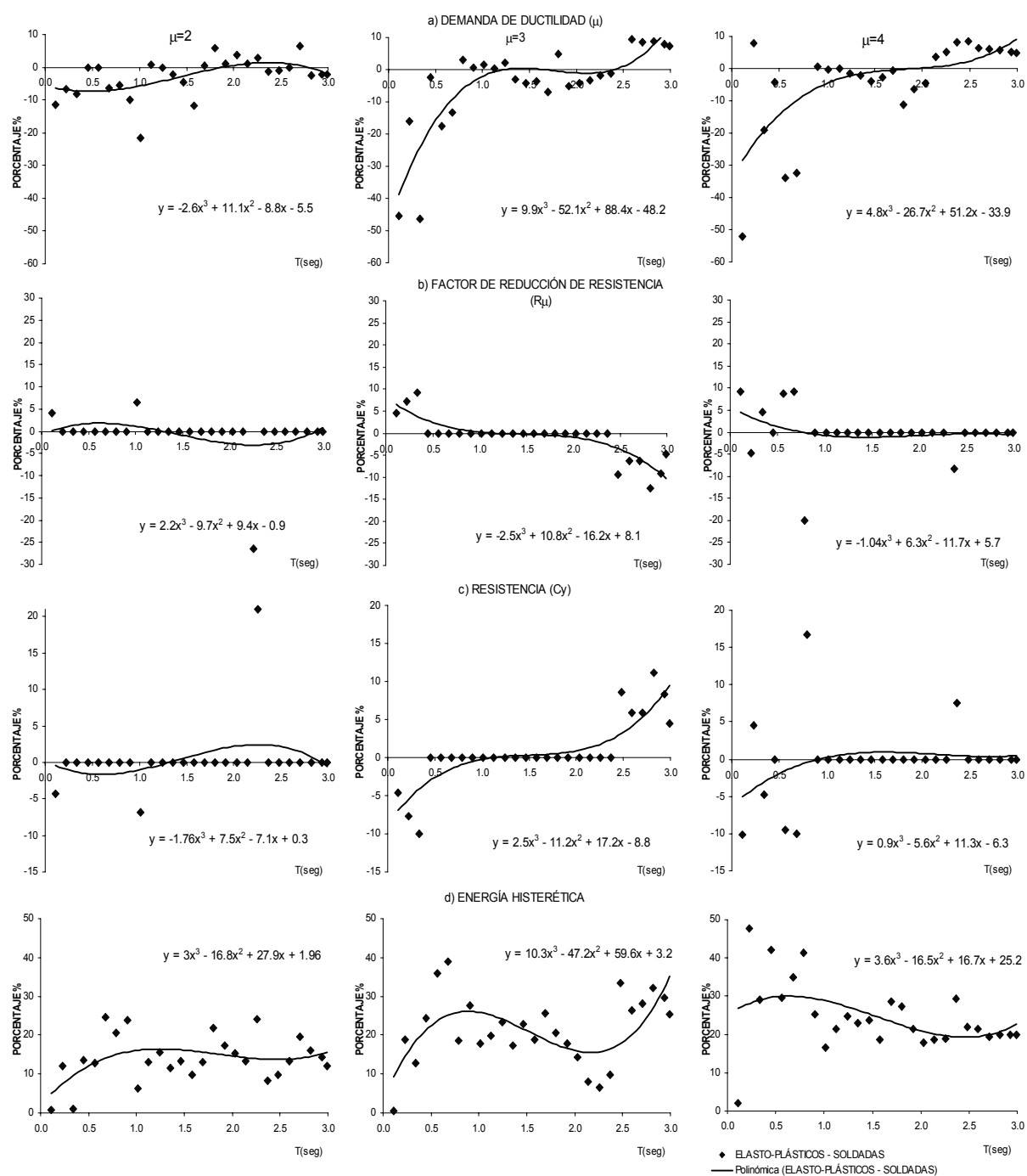


Fig. 3.17.- Incremento porcentual de las ordenadas espectrales con conexiones soldadas, respecto de las ideales (elasto-plásticas), para el registro "El Centro 1940 N-S".

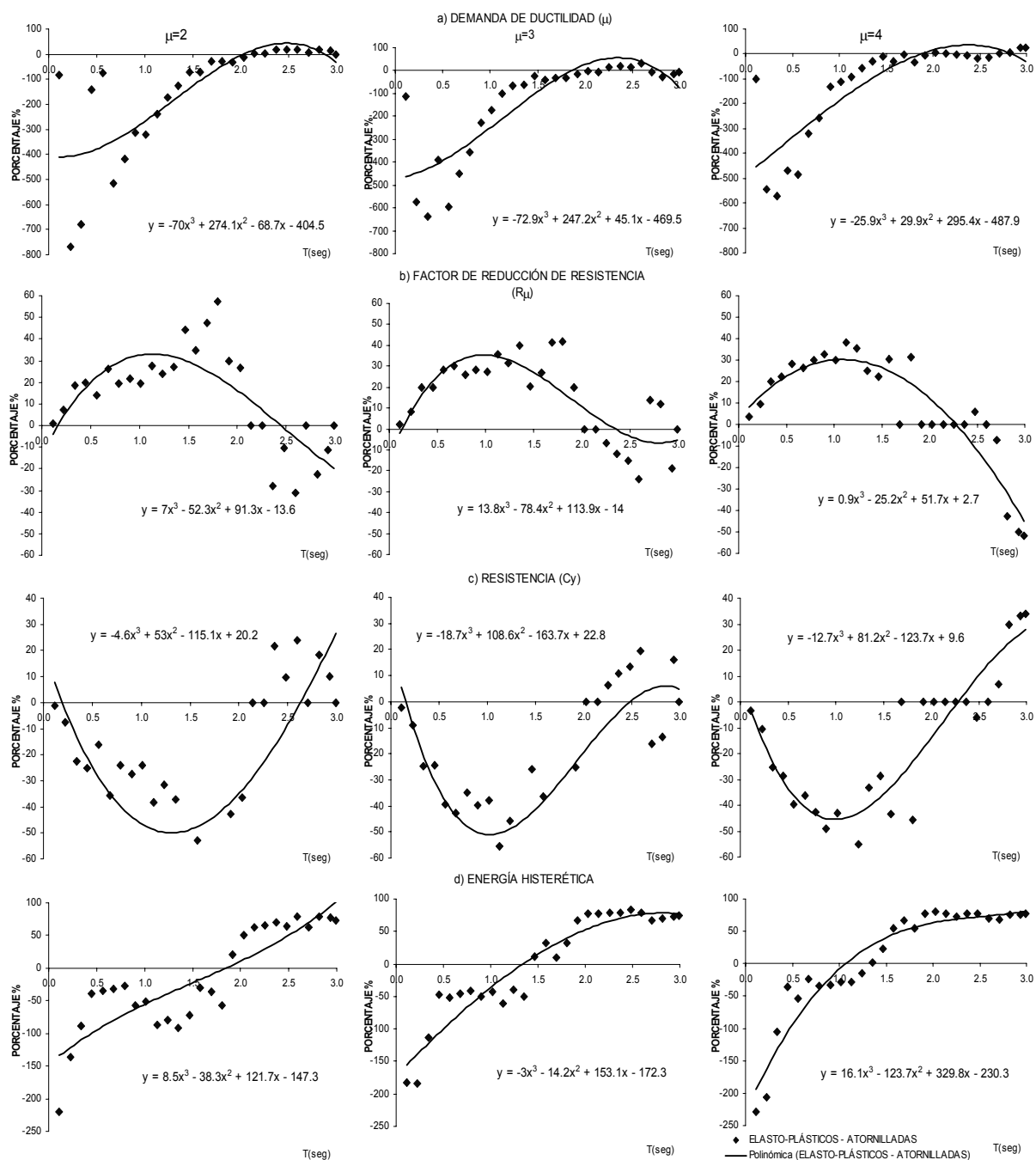


Fig. 3.18.- Incremento porcentual de las ordenadas espectrales con conexiones atornilladas, respecto de las ideales (elasto-plásticas), para el registro "SCT 1985 E-W".

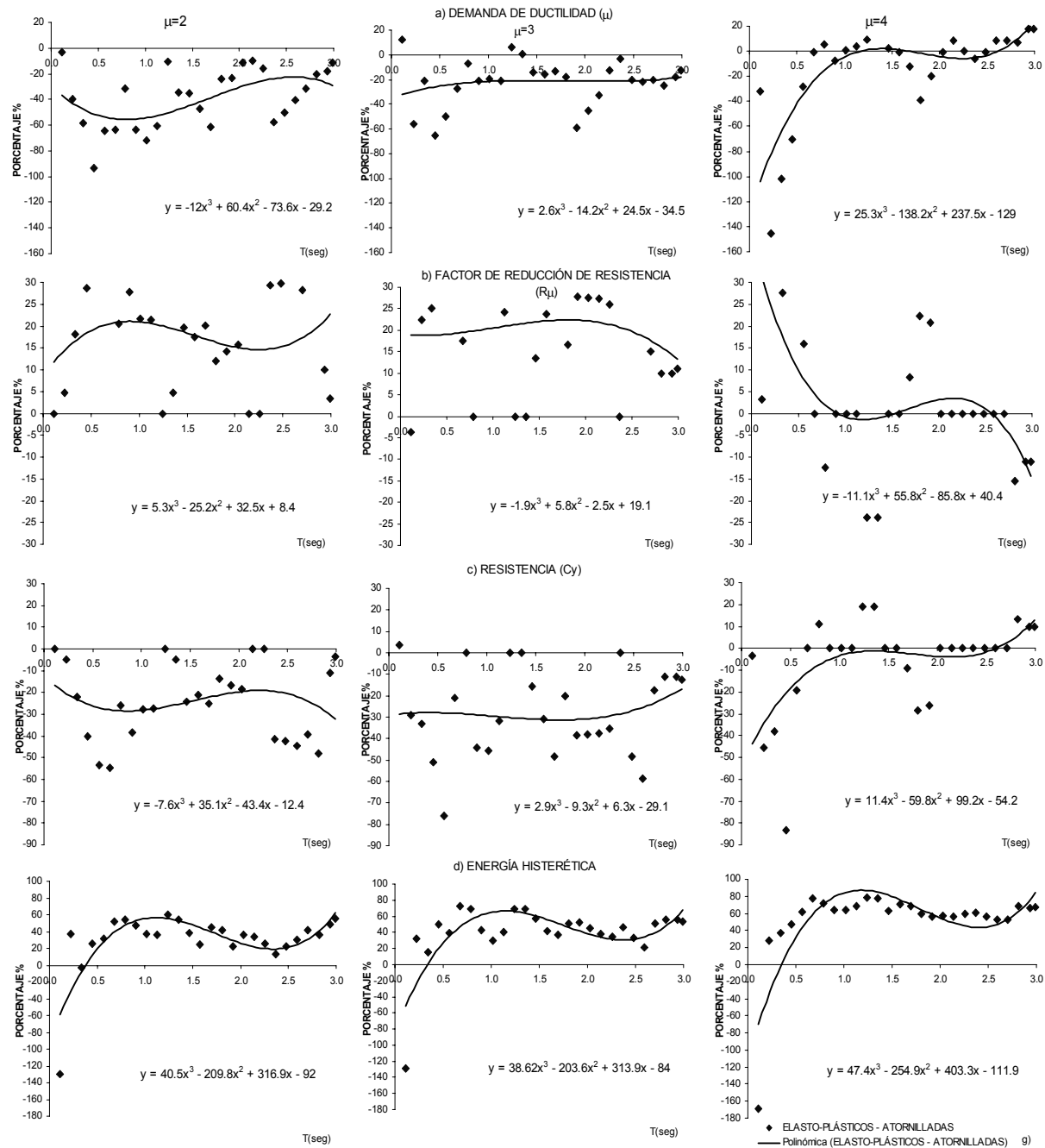


Fig. 3.19.- Incremento porcentual de las ordenadas espectrales con conexiones atornilladas, respecto de las ideales (elasto-plásticas), para el registro "El Centro 1940 N-S".

Con base a los resultados graficados en las figuras 3.14 y 3.15 se obtuvieron los incrementos porcentuales de las ordenadas espectrales (respecto a las elasto-plásticas), en función del periodo natural de vibración de la estructura (figs. 3.16, 3.17, 3.18 y 3.19). Dichos porcentajes pueden ser utilizados para obtener un factor de corrección del factor de comportamiento sísmico (Q), cuando se usen conexiones soldadas o atornilladas, de la siguiente forma:

$$Q_c = \frac{Q}{F_c}$$

$$F_c = 1 + \frac{y}{100} \geq 1.0$$

Si se utilizan conexiones soldadas:

$$\text{si } \mu=2 \quad y = -3.4T_s^3 + 15.7T_s^2 - 16.9T_s - 0.7$$

$$\text{si } \mu=3 \quad y = -4.2T_s^3 + 19.4T_s^2 - 20.5T_s - 2.3$$

$$\text{si } \mu=4 \quad y = -7.1T_s^3 + 31.4T_s^2 - 31.7T_s + 0.5$$

Si se usan conexiones atornilladas:

$$\text{si } \mu=2 \quad y = -4.6T_s^3 + 53T_s^2 - 115.1T_s + 20.2$$

$$\text{si } \mu=3 \quad y = -18.7T_s^3 + 108.6T_s^2 - 163.7T_s + 22.8$$

$$\text{si } \mu=4 \quad y = -12.7T_s^3 + 81.2T_s^2 - 123.7T_s + 9.6$$

en donde:

Q_c = Factor de comportamiento sísmico corregido por el uso de conexiones soldadas o atornilladas.

Q = Factor de comportamiento sísmico sin corregir.

F_c = factor de corrección.

y = incremento porcentual de la ordenada espectral.

T_s = periodo natural de vibración de la estructura (seg).

4.- ANÁLISIS DE LA HISTORIA EN EL TIEMPO.

Se realizaron los análisis de la historia en el tiempo de los edificios de 6 y 12 niveles, con los registros SCT 1985 E-W y El Centro 1940 N-S; usando para cada edificio y registro las reglas de histéresis con que se obtuvieron los espectros inelásticos del capítulo anterior. Las reglas son representativas del comportamiento elasto-plástico de estructuras de acero, de aquellas soldadas y atornilladas, de acuerdo con los estudios aquí usados (Calado-Mele 2003).

En la tabla 4.1 y la figura 4.1 se reportan cambios en los resultados, debidos a la regla usada para conexiones soldadas, pero son mayores aquellos producto del uso de conexiones atornilladas; principalmente para el edificio de 12 niveles (periodo largo) con el registro SCT 1985 E-W, debido a la cercanía entre el periodo de la estructura ($T=1.607\text{seg}$) y el del terreno ($T_g=2\text{seg}$). Para ambos registros, se acentúa la diferencia entre las ordenadas, obtenidas con diferentes reglas, en los periodos cercanos al periodo dominante del terreno (fig. 4.1), lo cual es digno de tomarse en cuenta, pues podrían estarse despreciando efectos importantes en estructuras sumamente vulnerables ante ciertas excitaciones, debido a su periodo fundamental de vibración.

En la figura 4.1 se graficaron los espectros de respuesta de los registros El Centro 1940 N-S y SCT 1985 E-W, correspondientes a reglas que describan comportamiento de estructuras ideales, soldadas y atornilladas; con ductilidad de 4 en todos los casos. Junto a los espectros del registro El Centro 1940 N-S se graficaron los espectros de diseño de zona I y II de las NTC-S '04 (correspondientes a suelo firme y de transición); así como la respuesta de los dos edificios ante este mismo registro. En la gráfica de los espectros del registro SCT 1985 E-W se incluyó el espectro de diseño de zona IIIa de las NTC-S '04 (suelo blando), junto con la respuesta de los edificios con las tres diferentes reglas histeréticas. La razón por la que se graficaron los espectros de ductilidad de 4 es

porque los edificios, tanto de 6 como de 12 niveles, fueron diseñados de manera que fueran capaces de desarrollar dicha ductilidad.

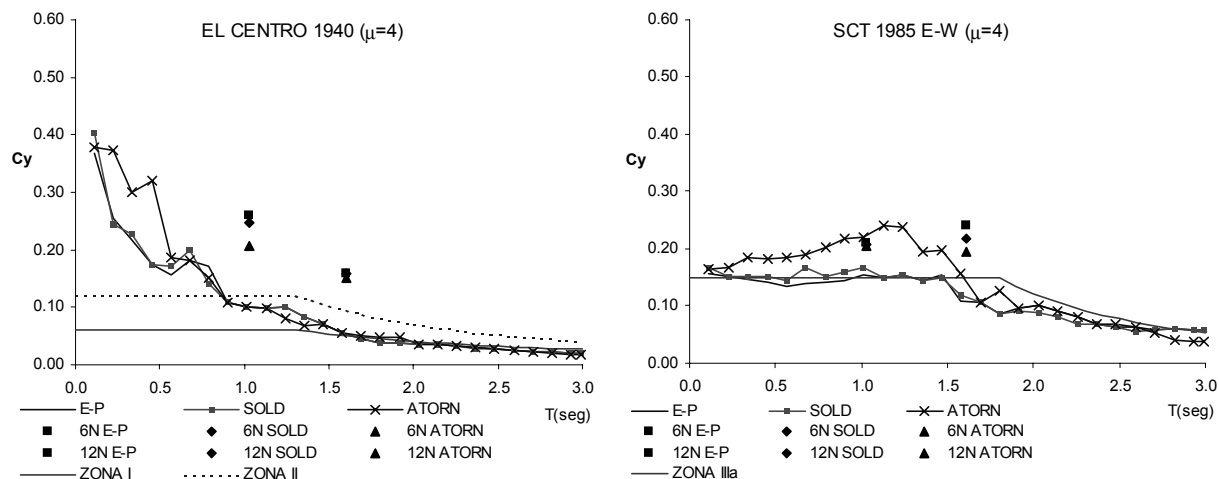


Fig. 4.1.- Espectros de resistencia para $\mu=4$ y V_b/W de los edificios ante los de SCT '85 E-W y El Centro '40 N-S.

Se obtuvieron las respuestas máximas de cada edificio ante ambos registros con las tres diferentes reglas, de manera que se pudieran comparar con las respuestas esperadas con el modelo de un g.d.l. según el espectro correspondiente (Tabla 4.1).

En la tabla 4.1 se observa que para el registro SCT 1985 E-W en el edificio de 6 niveles la pseudo aceleración disminuye usando conexiones atornilladas; opuesto a esto, en el edificio de 12 niveles, esa aumenta. Ya se había mencionado que los incrementos de las ordenadas espectrales, en periodos relativamente cortos, son menores que en periodos largos, pero observamos que incluso pueden llegar a ser negativos (decrementos), a diferencia de los periodos largos, en donde siempre hay importantes incrementos positivos.

Los desplazamientos, curvaturas y, por consiguiente, las demandas de ductilidad son mayores para conexiones atornilladas, mientras que los cortantes basales son

menores que aquellos de los análisis de estructuras soldadas e ideales, los cuales registran respuestas casi iguales entre sí.

Lo descrito puede explicarse observando la figura 4.2, en donde se aprecia que los edificios de 6 niveles no fluyen ante el registro SCT 1985 E-W, sin importar el tipo de conexión (debido al periodo relativamente corto de los edificios). En cambio los de 12 pisos sí fluyen, y en el caso del edificio atornillado, se aprecia mayor área dentro de los lazos de histéresis, esto se traduce en mayor capacidad para disipar energía, pues los desplazamientos y deformaciones son mayores, mientras que los cortantes basales son menores que en las estructuras soldadas e ideales.

Para poder comparar lógicamente las respuestas de los edificios, usando el registro de El Centro 1940 N-S, con los valores de los espectros correspondientes (fig. 4.1); estas estructuras deberían haber sido diseñadas con el espectro de Zona I ó II de NTC-S '04. En cambio, al comparar los resultados del análisis usando registro SCT 1985 E-W, se observan respuestas similares a las esperadas según los espectros, ya que los edificios fueron diseñados con el espectro de Zona IIIa de NTC-S '04.

Se puede apreciar claramente, en la tabla 4.1, que la demanda máxima de ductilidad local y global, para el registro SCT '85 E-W, se presenta en las estructuras atornilladas; mientras que, para el registro El Centro 1940 N-S, las estructuras soldadas son la que demandan mayor ductilidad. También debe observarse que para el registro SCT '85 E-W, los periodos largos demandan mayor ductilidad local y global; contrario a esto, los periodos cortos reportan mayor demanda de ductilidad ante el registro El Centro 1940 N-S.

En la tabla 4.1 también se observa que para el registro El Centro 1940 N-S, las respuestas del edificio de 12 niveles prácticamente no cambian, sin importar el tipo de comportamiento histerético esperado, pues se mantienen elásticos. No así, el edificio de 6 pisos atornillado registra decrementos importantes en pseudo-

aceleración, desplazamientos, curvaturas, demanda de ductilidad y cortante basal; lo cual resulta benéfico para las estructuras.

Tabla 4.1.- Respuestas máximas de los edificios ante las dos excitaciones, usando las reglas asociadas al comportamiento elasto-plástico, de conexiones soldadas y para conexiones atornilladas.

SEUDO ACELERACIÓN (m/seg²)					
REGISTRO		SCT 1985 E-W		EL CENTRO 1940 N-S	
NIVELES		6	12	6	12
PERIODO (seg)		1.025	1.607	1.025	1.607
TIPO CONEXIÓN	DE ELASTO-PLÁSTICO	1.95	4.01	5.71	6.36
	SOLDADAS	1.94	3.69	5.59	6.36
	ATORNILLADAS	1.61	5.00	5.07	6.36

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (m)					
REGISTRO		SCT 1985 E-W		EL CENTRO 1940 N-S	
NIVELES		6	12	6	12
PERIODO (seg)		1.025	1.607	1.025	1.607
TIPO CONEXIÓN	DE ELASTO-PLÁSTICO	0.07	0.40	0.12	0.15
	SOLDADAS	0.08	0.37	0.12	0.15
	ATORNILLADAS	0.10	0.65	0.11	0.15

DEMANDA MÁXIMA DE DUCTILIDAD GLOBAL ($\mu\Delta$)					
REGISTRO		SCT 1985 E-W		EL CENTRO 1940 N-S	
NIVELES		6	12	6	12
PERIODO (seg)		1.025	1.607	1.025	1.607
TIPO CONEXIÓN	DE ELASTO-PLÁSTICO	1.4	3.4	2.2	1.3
	SOLDADAS	1.4	3.1	2.2	1.3
	ATORNILLADAS	1.8	5.5	2.1	1.3

CURVATURA MÁXIMA EN TRABES (1/m)					
REGISTRO		SCT 1985 E-W		EL CENTRO 1940 N-S	
NIVELES		6	12	6	12
PERIODO (seg)		1.025	1.607	1.025	1.607
TIPO CONEXIÓN	DE ELASTO-PLÁSTICO	0.0091	0.0236	0.0171	0.0094
	SOLDADAS	0.0101	0.0236	0.0171	0.0094
	ATORNILLADAS	0.0103	0.0319	0.0124	0.0094

DEMANDA MÁXIMA DE DUCTILIDAD LOCAL ($\mu\phi$)					
REGISTRO		SCT 1985 E-W		EL CENTRO 1940 N-S	
NIVELES		6	12	6	12
PERIODO (seg)		1.025	1.607	1.025	1.607
TIPO CONEXIÓN	DE ELASTO-PLÁSTICO	1.7	4.5	3.2	1.8
	SOLDADAS	1.9	4.5	3.2	1.8
	ATORNILLADAS	2.0	6.1	2.3	1.8

CORTANTE BASAL / PESO DE LA ESTRUCTURA (Cy)					
REGISTRO		SCT 1985 E-W		EL CENTRO 1940 N-S	
NIVELES		6	12	6	12
PERIODO (seg)		1.025	1.607	1.025	1.607
TIPO CONEXIÓN	DE ELASTO-PLÁSTICO	0.209	0.241	0.259	0.159
	SOLDADAS	0.208	0.217	0.248	0.159
	ATORNILLADAS	0.206	0.195	0.206	0.151

El comportamiento histerético de edificios soldados ante el registro SCT '85 E-W (fig. 4.2) es muy cercano al ideal, sin embargo, podemos apreciar diferencias importantes con el comportamiento de los edificios atornillados (con desplazamientos mayores), lo cual es congruente con los grandes incrementos en las ordenadas espectrales, obtenidas para estructuras atornilladas; particularmente para los periodos largos con ductilidades altas; en cambio, en periodos cortos, se han encontrado incrementos pequeños e incluso decrementos similares.

En la figura 4.4 se puede corroborar lo explicado en párrafos anteriores, es decir, los desplazamientos en los dos edificios son mayores para los de conexiones atornilladas (debido al deslizamiento) que para los soldados (mas cercano al comportamiento ideal); aunque la diferencia es menor en el edificio de 6 niveles (periodo corto). También puede notarse, aunque en menor medida, cortantes basales menores en los edificios atornillados que en los soldados e ideales. En dicha figura se observa una vez mas, que la diferencia entre el comportamiento de estructuras atornilladas, con respecto a las ideales, es mayor que la de las soldadas, en términos de demanda de ductilidad y de amortiguamiento histerético; siendo esta última la razón de que el cortante basal sea ligeramente menor en estructuras atornilladas.

Observando la figura 4.4 se puede apreciar que la rigidez lateral de las estructuras atornilladas se degrada con respecto a la de las estructuras soldadas y elasto-plásticas perfectas; por lo que el periodo de los edificios atornillados se ve afectado, alargándose, sobre todo en estructuras de periodo cercano al periodo dominante del terreno.

Se ha mencionado que las estructuras con conexiones viga-columna semirígidas (atornilladas como las de la investigación de Mele y Calado de 2003) presentan mayor capacidad de amortiguamiento histerético; sin embargo, no debe olvidarse que también demandan mayor ductilidad, es decir, los desplazamientos laterales

máximos, que este tipo de estructuras demandan, son muy grandes. Por lo que no deben descuidarse aspectos como las distorsiones de entrepiso, pues podrían sobrepasar a las máximas permisibles, causando daño no estructural excesivo; especialmente si la estructura que se está analizando y diseñando es de periodo largo.

Por todo lo expuesto en los párrafos anteriores, se puede reiterar la importancia de considerar la respuesta que pueden tener las estructuras, en la elección del factor de comportamiento sísmico, dependiendo del tipo de uniones viga – columna que estas tengan (soldadas o atornilladas); y no basta con solamente idealizar comportamiento elasto–plástico perfecto, pues de no ser así, se podrían ignorar demandas de ductilidad importantes.

Se propone que la corrección del factor de comportamiento sísmico de las NTC-S '04, por el tipo de conexiones que se usen, se haga con ecuaciones similares a las presentadas en el capítulo anterior; las del registro El Centro 1940 N-S para periodos cortos en los espectros de zona I y II; y con las ecuaciones del registro de SCT 1985 E-W para periodos largos en los espectros de zona IIIa, IIIb, IIIc y III d de NTC-S '04.

Otra alternativa, para no despreciar el incremento debido al tipo de conexión, sería construir los espectros de diseño de NTC-S '04 con reglas de histéresis similares a las utilizadas en esta investigación, sin embargo, se vuelve muy complicada esta opción, por lo que parece mas viable la propuesta anterior.

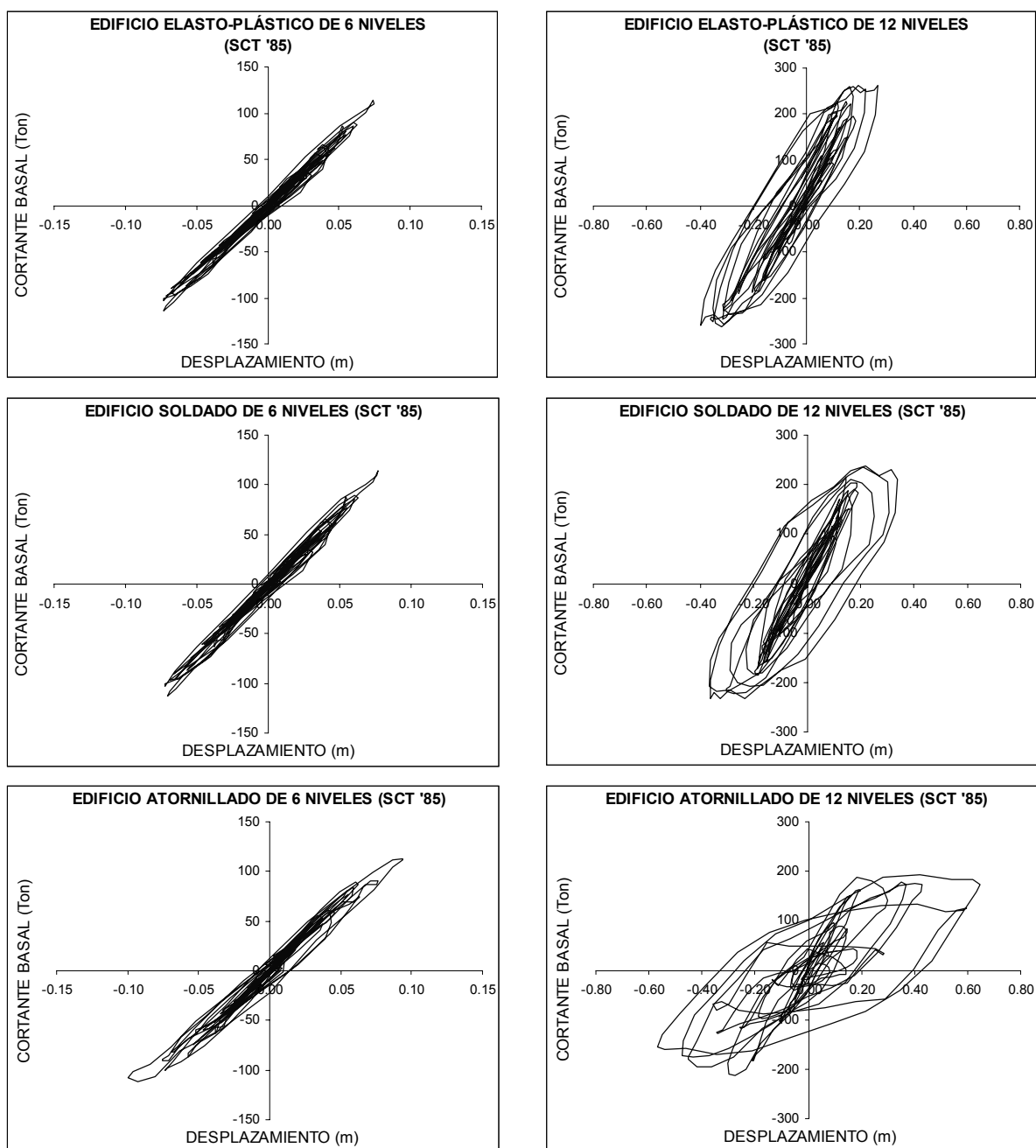


Fig. 4.2.- Comportamiento histerético de los edificios ante el registro SCT 1985 EW con los tres tipos de conexiones.

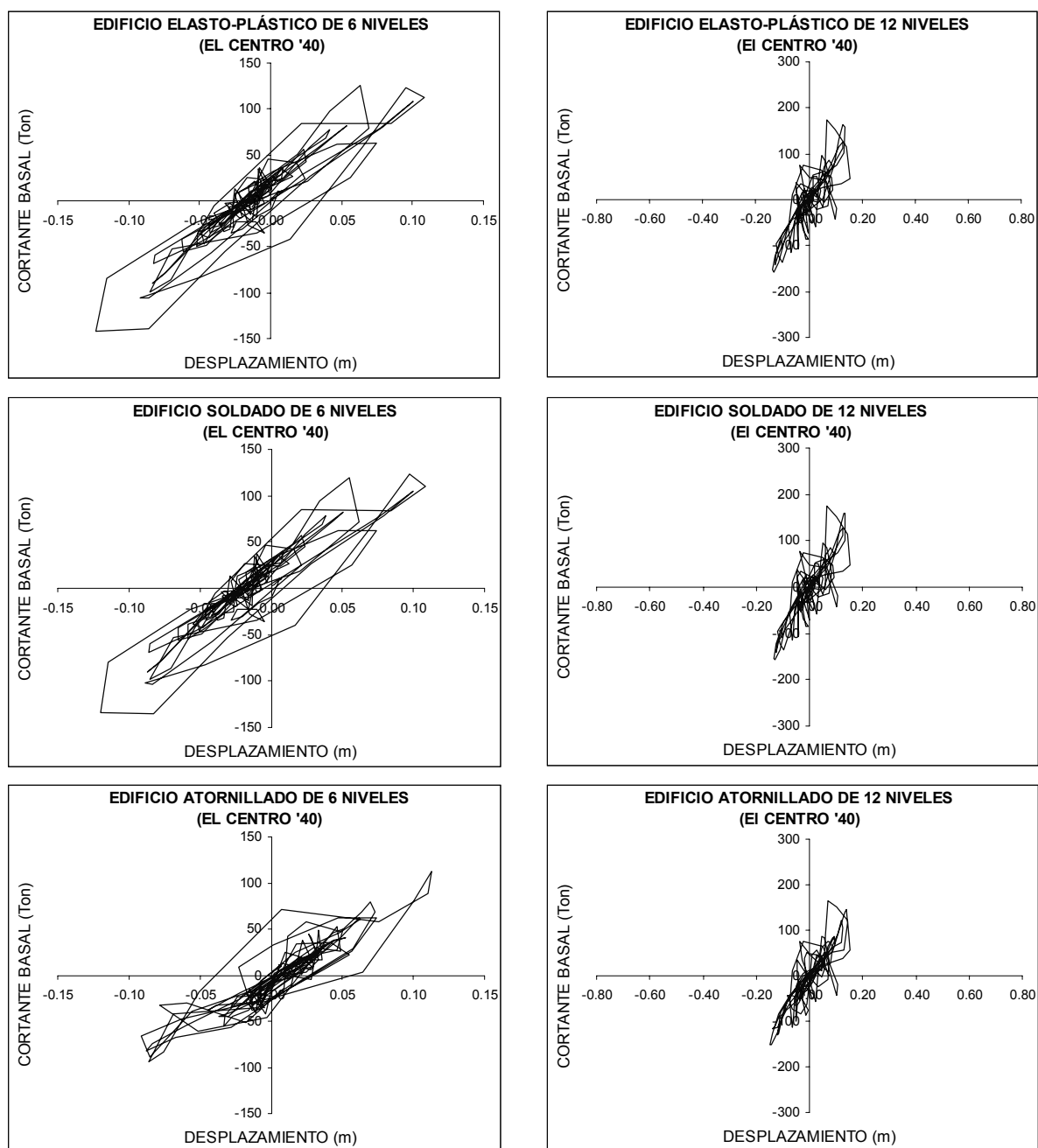


Fig. 4.3.- Comportamiento histerético de los edificios ante el registro El Centro 1940 N-S con los tres tipos de conexiones.

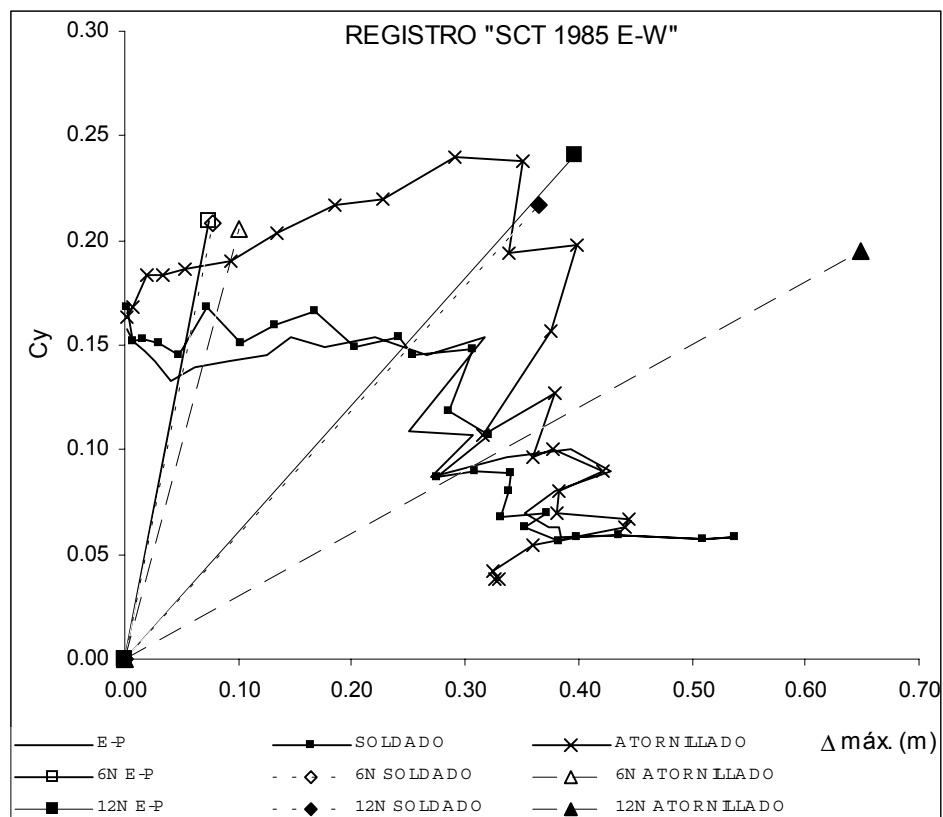


Fig. 4.4.- Gráfica de resistencia normalizada contra desplazamiento máximo, de espectros y estructuras de 6 y 12 niveles para el registro SCT 1985 E-W.

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En esta investigación se ha estudiado el comportamiento de estructuras elasto-plásticas, soldadas y atornilladas, ante la incidencia de sismos característicos de suelo firme y blando (registro “El Centro” y “SCT ‘85” respectivamente); comportamiento que se ha evaluado a nivel de estructuras de un solo grado de libertad (espectros) y de múltiples grados de libertad (historia en el tiempo), para ductilidades de 1, 2, 3 y 4 en ambos casos. En base a los resultados de dichos análisis, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- La demanda de ductilidad de las estructuras soldadas es muy cercana a la de las estructuras idealizadas con comportamiento elasto-plástico perfecto.
- En el caso de las estructuras con conexiones atornilladas, como las aquí estudiadas, la demanda de ductilidad es mucho mayor que la de que aquellas conectadas con soldadura, y aún mas grande que la de las elasto-plásticas perfectas.
- Se encontró que las estructuras atornilladas demandan mayores deformaciones que las soldadas, sin embargo, al tratarse de conexiones semirígidas, las uniones atornilladas son capaces de desarrollar ductilidades mayores que las soldadas.
- Para ambos tipos de conexiones los incrementos mas grandes de las ordenadas espectrales se presentan en los periodos cercanos al periodo dominante del terreno (corto en suelo firme y largo en suelo blando). Por supuesto, este fenómeno es mucho mas notable en estructuras con uniones viga-columna atornilladas.
- Se observó que el uso de conexiones atornilladas no solamente incrementa los desplazamientos laterales (debido al deslizamiento previo a la fluencia,

representado por el adelgazamiento de la curva de histéresis), sino que además disminuye ligeramente la fuerza lateral de la respuesta; por consiguiente la rigidez lateral de la estructura se ve disminuida, alargando el periodo natural de la misma. Este fenómeno se aprecia en mayor medida en los periodos cercanos al periodo dominante del terreno.

- En estructuras atornilladas, el hecho de que la resistencia lateral disminuya, provoca que el desplazamiento de fluencia disminuya; esto aunado al incremento de los desplazamientos por el deslizamiento, produce demandas de ductilidad muy altas, sin embargo, según los estudios usados en esta investigación (Calado - Mele 2003), este tipo de conexiones es capaz de desarrollar tales niveles de ductilidad.
- Una desventaja importante que se encontró en las estructuras atornilladas, consiste en que el incremento de desplazamientos (mostrado en el análisis de la historia en el tiempo) conduciría a distorsiones de entrepiso importantes, lo cual puede causar daños severos en elementos no estructurales.
- El área dentro de los lazos histeréticos, de estructuras conectadas con tornillos, es mayor que aquella dentro de los ciclos de histéresis de estructuras soldadas; lo cual indica mayor amortiguamiento histerético de las estructuras atornilladas. Sin embargo esto no se refleja en una disminución importante de los valores de respuesta; debido a que el amortiguamiento viscoso equivalente, obtenido con una u otra regla histerética, es muy similar al correspondiente a la regla elasto-plástica.

Las conclusiones anteriores permiten hacer las recomendaciones siguientes:

- Se debe recordar que en esta investigación solamente se utilizaron dos registros, uno para suelo blando y otro para suelo firme; sin embargo, para

realizar una corrección confiable al factor “Q” de las NTC-S, conviene hacer un estudio a futuro, que involucre el conjunto de los registros que se utilizaron para definir los espectros de diseño de dicha norma y una mayor variedad de estructuras.

- El reglamento no debería limitarse a considerar solamente la geometría de la estructura, el tipo de secciones transversales, la distribución de masas y de rigidez lateral para asignar un factor de comportamiento sísmico (Q) que modifique la ordenada espectral de diseño. Al final del capítulo 3 se presenta una metodología para corregir dicho factor, en función del periodo de la estructura y del tipo de conexiones que se use; las cuales, se ha demostrado que sí influyen en la respuesta sísmica de las estructuras de acero. Por medio de una metodología como la mencionada y un estudio mas confiable, se podría proponer un factor de comportamiento sísmico para estructuras soldadas y otro para atornilladas.
- Debe controlarse el incremento de deformaciones debidas al uso de conexiones atornilladas, esto puede lograrse con el método mencionado en el párrafo anterior; es decir, el método del capítulo 3 modifica la resistencia lateral que debe desarrollar la estructura para evitar los desplazamientos excesivos debidos al uso de conexiones atornilladas.
- Sería conveniente estudiar el comportamiento de estructuras soldadas y atornilladas, ante la incidencia de dos o mas sismos de intensidad similar; pues la mayoría de las investigaciones sólo estudian el comportamiento de las estructuras ante la incidencia de uno solo. Esto con el objeto de evaluar el daño acumulado durante su vida útil; determinando así, que tipo de conexión resulta más eficiente en el comportamiento de las estructuras metálicas a largo plazo.

- No debe olvidarse que las reglas histeréticas, utilizadas en esta investigación, fueron definidas en base al comportamiento observado en los trabajos de Calado y Mele (2003); y no se pueden generalizar, es decir, dichas reglas no son representativas del comportamiento del universo de conexiones soldadas y atornilladas (especialmente en el caso de las atornilladas). Sin embargo, sí se logra el objetivo de demostrar la importancia e influencia que tiene el tipo de conexión viga-columna en la respuesta sísmica de estructuras de acero; por lo que debería influir en la determinación del factor de comportamiento sísmico.

REFERENCIAS.

1. Basilio Sánchez, Ismael y Ayala Milián, Gustavo (2002). Diseño Sísmico por Desempeño de Marcos de Edificios Altos; Universidad Nacional Autónoma de México.
2. Bernuzzi, C.; De Stefano, M.; D'Amore, E. y De Luca, A. (1995). Moment-Rotation behaviour of top and seat angle connections;; Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. Editado por F. M. Mazzolani y V. Gioncu. Publicado por E & FN Spon.
3. Bruneau, Michel; Uang, Chia-Ming y Whittaker, Andrew (1998). Ductile design of steel structures; Ed. McGraw Hill.
4. Calado, L. y Ferreira, J. (1995). Cyclic behaviour of steel beam-to-column connections –An experimental research; Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. Editado por F. M. Mazzolani y V. Gioncu. Publicado por E & FN Spon.
5. Calado, Luis y Mele, Elena (2003). Cyclic behavior of steel beam-to-column joints: governing parameters of welded and bolted connections.
6. Carr, Athol J. (2000). Ruaumoko, Inelastic Dynamic Analysis; University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
7. Chopra, Anil K. (2001). Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, segunda edición, Ed. Prentice Hall.
8. De Buen López de Heredia, Oscar (1991). Manual de Estructuras de Acero; Ed. Limusa.

9. De Buen López de Heredia, Oscar (1993). Comentarios y Ayudas de Diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, DDF; vol. II; Series del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. ES-3.
10. Dimoiu, I. y Dan, S. (1995). Ductility of two welded steel beam-column connections; Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. Editado por F. M. Mazzolani y V. Gioncu. Publicado por E & FN Spon.
11. Fisher, John W. y Struik, John H. A. (1974). Guide to design criteria for bolted and riveted joints; a Wiley-Interscience publication.
12. Leon, Roberto T.; Wan Hu, Jong y Schrauben (1996), Corey. Rotational Capacity and Demand in Top-and-Seat Angle Connections Subjected to Seismic Loading.
13. Maison, Bruce F. y Hale, Tom H. (2004). Case study of a Northridge welded steel moment-frame building having severed columns; Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 3, pp 951-973, EERI.
14. Manual de Construcción en Acero, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C.; Limusa, México, D. F., 2001.
15. Mele, Elena; Calado, Luis y De Luca, Antonello (2003). Experimental investigation on European welded connections; Journal of Structural Engineering ASCE.
16. Mele, Elena; Di Sarno, Luigi y De Luca, Antonello (2004). Seismic behaviour of perimeter and spatial steel frames; Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, No.3, Imperial College Press.

17. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México, D. F., noviembre de 2004.
18. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; México, D. F., noviembre de 2004.
19. Ordaz, M. y Montoya Dulché, C. (2002). Degtra A4 ver. 5.1.0; Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.
20. Ordaz, M. y Pérez-Rocha, L. E. (1998). Estimation of Strength-Reduction Factors for Elastoplastic Systems: A new approach; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 27, pp 889-901.
21. Righiniotis, T. D. (2004). Stiffness and fracture characteristics of the Northridge steel moment resisting connections; Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 4, Imperial College Press.
22. Ruíz, Sonia E. y Badillo, Hiram (2001). Performance-Based Design Approach for Seismic Rehabilitation of Buildings with Displacement-Dependent Dissipators; Earthquake Spectra, vol. 17, No. 3, pp 531-548.
23. Salmon, Charles G. y Jonson, John E. (1996). Steel Structures, Design and Behavior, cuarta edición; Ed. Prentice Hall.
24. Vayas, Ioannis; Sophocleous, Aris y Dinu, Florea (2003). Fatigue analysis of moment resisting steel frames; Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, No.3, Imperial College Press.
25. Wanitkorkul, Assawin; Lukkunaprasit, Panitasn y Filiatrault, Andre (2003). Friction damped steel moment-resisting frames subjected to long-distance

earthquakes: influence of welded fractures; Journal of Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 3, Imperial College Press.