



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN  
NICOLÁS DE HIDALGO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

***CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE MARCOS DE  
ACERO CON CONTRAVENTE EXCÉNTRICO***

**T E S I S**

**PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE  
ESTRUCTURAS**

**PRESENTA:**

**JOSÉ ALEJANDRO LÓPEZ ROCHA**

**ASESOR:**

**MAESTRO EN CIENCIAS RAFAEL ROJAS ROJAS**

**MORELIA, MICHOACÁN. JULIO DE 2014**

---

---





# AGRADECIMIENTOS

A MI FAMILIA

Por la ayuda brindada y el apoyo incondicional.

AL M.C. RAFAEL ROJAS ROJAS

Por su tiempo, observaciones y ayuda.

AL DR. GUILLERMO MARTÍNEZ RUIZ

Por su paciencia, colaboración y conocimiento brindado.

AL DR JOSÉ DE JESÚS ÁLVAREZ SERENO

Por el interés generado para la elaboración en este trabajo.

A MIS AMIGOS Y COLEGAS

Por estar en las buenas y no tan buenas.

“Gracias a todos y no se venguen tantos olvidados”



## RESUMEN

Para soportar los efectos de grandes temblores, en el medio ingenieril se emplean diferentes configuraciones estructurales para las edificaciones de acero, entre otras se tienen marcos rígidos, marcos con contraventeo concéntrico y marcos con contraventeo excéntrico. Los marcos rígidos pueden diseñarse y construirse de tal manera que desarrollen un comportamiento dúctil, sin embargo, son relativamente flexibles. En contrasentido, los marcos con contraventeo concéntrico poseen una gran rigidez lateral, pero baja capacidad de disipación de energía. Los marcos con contraventeo excéntrico constituyen un sistema híbrido, compuesto por los dos primeros, combinando sus ventajas y minimizando sus desventajas. No obstante, a pesar de que las primeras investigaciones a nivel internacional sobre esta tipología datan de hace tres décadas, se trata de un sistema estructural que prácticamente no se usa en nuestro país, por lo que se pretende profundizar en su comportamiento.

En este trabajo se presenta el diseño por capacidad de un conjunto de estructuras a base de marcos de acero con contraventeo excéntrico empleando como base la normativa ANSI/AISC 341-10. Esta tipología estructural disipa energía por la fluencia, en cortante o en flexión, de un pequeño tramo de las trabes denominado *eslabón*. Sin embargo, para que esto ocurra, no basta con llevar a cabo un diseño por resistencia basado en un análisis modal espectral, es necesario garantizar que el eslabón fluya mientras el resto de los elementos estructurales permanecen sin daño. Como resultado de la investigación se presenta la metodología a seguir para lograr una respuesta dúctil de la estructura, verificando tanto las demandas rotacionales en los eslabones y comparando con las máximas aceptables, como las distorsiones de entrepiso que se usarán para determinar el nivel de daño que sufrirían los elementos de ese entrepiso.

**Palabras clave:** eslabones de sección I, eslabones a cortante, marcos dúctiles, contraventeo excéntrico.

**ABSTRACT**

To withstand the effects of large earthquakes, in engineering different structural configurations have been used for steel buildings, such as rigid frames, concentric bracing frames and eccentric bracing frames. The rigid frames can be designed and constructed in such a way as to develop a ductile behavior; however, they are relatively flexible. In contradiction, the frames with concentric bracing possess great lateral stiffness, but low energy dissipation capacity. Frames with eccentric bracing constitute a hybrid system formed by the first two frames, combining their advantages and minimizing their disadvantages. However, although the first international researches about this type of frames date back to three decades ago, this structural system is practically not used in our country, so that is the reason why we want to go deeper into their behavior.

In this paper the design capacity is presented for a set of structures based on steel frames with eccentric bracing basis using the ANSI / AISC 341-10 regulations. This structural typology dissipates energy by the steel yielding, due to shear or bending, of a small section of the beam called link. However, for this to happen, it is not enough just to conduct a strength design based on a modal spectral analysis, it is necessary to ensure that the link flow while the rest of the structural elements remain with no damage. As a result of this research it is presented a methodology to achieve a ductile response of the structure, verifying both, the rotational demands on the links (and comparing with the maximum acceptable values), and so the distortions that will be used to determine the level of damaged elements of each floor.

**Keywords:** I - shaped links, shear link, ductile frames, eccentrically bracing.

## **OBJETIVO GENERAL**

El objetivo general de este trabajo es evaluar la respuesta sísmica de marcos de acero con contraventeo excéntrico obteniendo su factor de ductilidad a través de un análisis estático no lineal monotónico incremental y poder comparar este factor de ductilidad con el que proponen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004.

## **OBJETIVOS PARTICULARES**

- a) Diseñar, con apoyo en la normativa internacional, un conjunto de edificios de acero con estructura de marcos con contraventeo excéntrico, considerando la normativa vigente de las NTCS-04;
- b) Evaluar la capacidad estructural de estas estructuras en términos de su ductilidad por distorsión de entrepiso; y
- c) Emitir características de diseño sísmico de esta tipología estructural.



ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....v

ABSTRACT .....VI

OBJETIVO GENERAL .....VII

OBJETIVOS PARTICULARES.....VII

ÍNDICE GENERAL .....IX

ÍNDICE DE TABLAS.....XV

ÍNDICE DE FIGURAS.....XIX

**- C A P Í T U L O 1-**

**INTRODUCCIÓN ..... 1**

**1.1 MARCOS CON CONTRAVENTE O EXCÉNTRICO ..... 1**

1.1.1. FUERZA EN EL ESLABÓN ..... 2

1.1.2. PROPIEDADES DE LOS MCE ..... 3

- Demanda de rotación y límites de distorsión de entrepiso del eslabón ..... 3
- Rigidez..... 4
- Resistencia última ..... 4

1.1.3. RESULTADOS EXPERIMENTALES EN LOS MCE ..... 5

- Pruebas en los eslabones con un momento igual en los extremos ..... 5
- Pruebas en los eslabones con un momento diferente en los extremos ..... 5

1.1.4. PRUEBAS EN ESLABONES COMPUESTOS ..... 5

1.1.5. REQUISITOS DEL LA LONGITUD Y REFUERZO DE LOS ESLABONES..... 6

- Longitud del eslabón..... 6

1.1.6. DISEÑO DE MCE..... 6

- Consideraciones preliminares ..... 6
- Filosofía del diseño ..... 6

1.1.7. DETALLES DE ESLABONES Y CONEXIONES ..... 7

**1.2 DUCTILIDAD Y RESISTENCIA ÚLTIMA DE MCE ..... 8**

1.2.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ..... 8

1.2.2. OBSERVACIONES ..... 9

**1.3 MARCOS CONTRAVENTEADOS EXCÉNTRICAMENTE CON REDUCCIÓN DEL ALMA EN LOS ESLABONES ..... 11**

1.3.1. COMPORTAMIENTO DEL RENDIMIENTO DEL ESLABÓN ANTE LA PÉRDIDA DE SECCIÓN DEL ALMA ..... 12

- La adición de agujeros..... 12
- Influencia del tamaño del agujero y la rotación..... 12
- Influencia por concentraciones de deformación por la distancia entre los agujeros ..... 12

1.3.2. OBSERVACIONES ..... 12

**1.4 DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVENTE O EXCÉNTRICO DISEÑADOS PARA REGIONES CON SISMO MODERADO..... 13**

1.4.1. DISEÑO EN BASE DE RESISTENCIA ..... 13

<b>1.5</b>	<b>DISEÑO SÍSMICO DE UN MARCO CON CONTRAVIENTO EXCÉNTRICO .....</b>	<b>15</b>
1.5.1.	<i>VARIABLES IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE UN MCE .....</i>	15
•	Configuración del contraviento.....	15
•	Proporciones del marco .....	16
•	Longitud del eslabón.....	16
•	Sección del eslabón.....	17
•	Criterios de diseño .....	17
1.5.2.	<i>ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS DEL MARCO .....</i>	17
•	Para el eslabón.....	17
•	Para los patines de la viga.....	17
•	El diseño de las columnas .....	18
•	El diseño de la cimentación.....	18
1.5.3.	<i>CONEXIONES .....</i>	18
•	Contraviento a viga .....	18
1.5.4.	<i>CONEXIÓN DEL CONTRAVIENTO A LA VIGA Y COLUMNA.....</i>	19
1.5.5.	<i>RESUMEN DEL ESLABÓN DEL DISEÑO DE UN MCE.....</i>	21
<b>1.6</b>	<b>DISPOSICIONES DE DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVIENTO EXCÉNTRICOS.....</b>	<b>21</b>
1.6.1.	<i>FILOSOFÍA DISEÑO.....</i>	22
•	Características en el eslabón.....	22
•	Columna, contraviento diagonal y viga fuera del eslabón .....	22
<b>1.7</b>	<b>DESARROLLO DEL DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVIENTO EXCÉNTRICO CON ESLABONES DE CORTANTE REMPLAZABLES .....</b>	<b>23</b>
1.7.1.	<i>OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....</i>	23
1.7.2.	<i>COMPORTAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE MARCOS EXCÉNTRICAMENTE CONTRAVIENTEADOS Y ESLABONES DE CORTANTE .....</i>	25
•	Diseño de la capacidad de los otros miembros del MCE.....	26
•	Eslabones a cortante reemplazables.....	26
1.7.3.	<i>OBJETIVOS DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES.....</i>	26
•	El diseño de los eslabones reemplazables .....	26
1.7.4.	<i>VALIDACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS MCE CON ESLABONES A CORTANTE REMPLAZABLES..</i>	28
 <b>- CAPÍTULO 2-</b>		
	<b>REVISIÓN DE NORMAS INTERNACIONALES DE DISEÑO SÍSMICO .....</b>	<b>31</b>
<b>2.1</b>	<b>ANSI/AISC 341-10 .....</b>	<b>31</b>
2.1.1.	<i>BASES DEL DISEÑO .....</i>	31
2.1.2.	<i>ANÁLISIS .....</i>	32
•	Excepciones para la fuerza ajustada en el eslabón .....	32
2.1.3.	<i>REQUISITOS DEL SISTEMA .....</i>	34
•	Ángulo de rotación del eslabón .....	34
•	Atiesadores en el eslabón .....	34
2.1.4.	<i>MIEMBROS .....</i>	35
•	Requisitos básicos .....	35
•	Conexión contraviento-eslabón .....	36
•	Limitaciones .....	37
•	Cortante resistente del eslabón.....	38
•	Longitud del eslabón.....	39
•	Refuerzos para los eslabones con las secciones I .....	40
2.1.5.	<i>CONEXIONES .....</i>	40
•	Exigir soldaduras críticas .....	40
•	Conexiones Viga-columna.....	41

•	Conexiones del contraviento diagonal.....	41
•	Empalmes de columnas .....	41
<b>2.2</b>	<b>EURO CÓDIGO 8 .....</b>	<b>42</b>
2.2.1.	CRITERIOS DE DISEÑO .....	42
2.2.2.	ESLABONES SÍSMICOS .....	42
2.2.3.	MIEMBROS QUE NO CONTIENEN ESLABONES SÍSMICOS .....	45
2.2.4.	CONEXIONES DE LOS ESLABONES SÍSMICOS .....	46
<b>- CAPÍTULO 3-</b>		
	<b>DISEÑO DE MARCOS DE ACERO .....</b>	<b>47</b>
<b>3.1</b>	<b>PRIMERA CONFIGURACIÓN DE LOS EDIFICIOS .....</b>	<b>47</b>
3.1.1.	DEFINICIÓN DE CARGAS Y SISTEMA DE PISO.....	48
3.1.2.	DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL DISEÑO POR SOBRESISTENCIA DE CADA EDIFICIO.....	53
3.1.3.	DETALLE DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES.....	55
<b>3.2</b>	<b>ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES .....</b>	<b>60</b>
3.2.1.	ANÁLISIS Y DISEÑO POR SOBRESISTENCIA .....	60
•	Primer iteración .....	61
3.2.2.	RIGIDEZ DE LOS MARCOS .....	62
•	Elementos mecánicos de los eslabones .....	65
•	Segunda iteración .....	70
•	Tercera iteración.....	87
3.2.3.	REVISIÓN POR CARGA MUERTA .....	89
3.2.4.	REVISIÓN POR SISMO .....	90
3.2.5.	VERIFICACIÓN DEL PORCENTAJE DE RIGIDEZ DE LOS CONTRAVIENTOS .....	94
<b>3.3</b>	<b>DISEÑO FINAL DE LOS MODELOS .....</b>	<b>97</b>
3.3.1.	MODELO DE 4 NIVELES.....	97
3.3.2.	MODELO DE 8 NIVELES.....	98
3.3.3.	MODELO DE 12 NIVELES.....	99
3.3.4.	MODELO DE 16 NIVELES.....	100
<b>- CAPÍTULO 4-</b>		
	<b>ANÁLISIS NO LINEAL .....</b>	<b>103</b>
<b>4.1</b>	<b>METODOLOGÍA DE ANÁLISIS .....</b>	<b>103</b>
4.1.1.	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO .....	103
4.1.2.	TÉCNICA TRADICIONAL.....	104
4.1.3.	CARGAS GRAVITACIONALES .....	105
4.1.4.	PATRÓN DE CARGAS LATERALES PARA UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	105
<b>4.2</b>	<b>CARACTERIZACIÓN DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS .....</b>	<b>106</b>
4.2.1.	MODELO CONSTITUTIVO DEL FEMA 356.....	108
4.2.2.	CARACTERIZACIÓN DE LAS ARTICULACIONES.....	109
•	En columnas y vigas .....	109
•	En eslabones .....	110
•	En contravientos .....	110
4.2.3.	LONGITUD Y LOCALIZACIÓN DEL CENTROIDE DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS.....	111
•	Para las vigas.....	111
•	Para las columnas .....	116
<b>4.3</b>	<b>ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....</b>	<b>120</b>
4.3.1.	DEFINICIÓN DE DAÑO EN LAS ARTICULACIONES.....	120
4.3.2.	OBTENCIÓN DE CURVAS DE CAPACIDAD Y MECANISMOS DE COLAPSO .....	122

4.3.3.	RECTIFICACIÓN DE LOS MODELOS EN LOS EDIFICIOS 4 Y 8.....	129
4.3.4.	CURVAS FUERZA CORTANTE NORMALIZADA-DISTORSIÓN.....	133
4.3.5.	RESUMEN DE LAS DUCTILIDADES DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	143
4.3.6.	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS CURVAS CORTANTE NORMALIZADO - DISTORSIÓN GLOBAL ... .....	143
•	Edificio de 4 niveles.....	144
•	Edificio de 8 niveles.....	146
•	Edificio de 12 niveles.....	147
•	Edificio de 16 niveles.....	148
<b>4.4</b>	<b>ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO .....</b>	<b>149</b>
4.4.1.	CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS .....	149
4.4.2.	RESULTADOS DE DUCTILIDADES Y DISTORSIONES .....	155
4.4.3.	LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES EN LOS EDIFICIOS.....	163
•	Edificio de 4 niveles.....	164
•	Edificio de 8 niveles.....	166
•	Edificio de 12 niveles.....	171
•	Edificio de 16 niveles.....	173
<b>4.5</b>	<b>FACTORES DE DUCTILIDAD .....</b>	<b>175</b>
<b>4.6</b>	<b>CARACTERÍSTICAS PARA EL DISEÑO.....</b>	<b>176</b>
4.6.1.	CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	176
4.6.2.	CARACTERÍSTICAS DE LOS ESLABONES.....	176
 <b>- CAPÍTULO 5-</b>		
<b>CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....</b>		<b>178</b>
<b>5.1</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>178</b>
<b>5.2</b>	<b>FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>180</b>
 <b>ANEXO 1</b>		
<b>ESPECTROS .....</b>		<b>182</b>
<b>A1)</b>	<b>ESPECTRO DE ACELERACIÓN PARA DISEÑO SÍSMICO .....</b>	<b>182</b>
A1-1)	ESPECTRO ELÁSTICO.....	182
•	Reducción de fuerzas sísmicas:.....	183
•	Factor de comportamiento sísmico Q.....	183
•	Condiciones de Regularidad.....	183
•	Factor de reducción Q'.....	183
A1-2)	ESPECTRO INELÁSTICO .....	184
 <b>ANEXO 2</b>		
<b>FORMULAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL .....</b>		<b>186</b>
<b>A2)</b>	<b>ANSI/AISC 341-10; ANSI/AISC 360-10 .....</b>	<b>186</b>
<b>A2-1)</b>	<b>DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN .....</b>	<b>186</b>
•	Clasificación de la sección en cajón, sujeta a compresión: .....	187
•	Clasificación de la sección I sujeta a flexión: .....	187
•	Clasificación de la sección I sujeta a compresión: .....	187
•	Fuerza de compresión nominal.....	188
•	Fuerza a compresión nominal en vigas.....	189
<b>A2-2)</b>	<b>DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN.....</b>	<b>189</b>
•	El momento flexionante nominal de vigas I de sección compacta.....	190
•	Clasificación de la sección en cajón sujeta a flexión .....	191

•	Momento flexionante nominal en secciones tipo cajón .....	191
<b>A2-3)</b>	<b>DISEÑO DE ELEMENTOS A CORTANTE .....</b>	<b>192</b>
•	Fuerza cortante nominal para eslabones cortos .....	192
•	Fuerza cortante nominal para vigas I .....	192
•	Fuerza cortante nominal, en secciones tipo cajón .....	193
<b>A2-4)</b>	<b>DISEÑO DE ELEMENTO FLEXO-COMPRESIONADOS .....</b>	<b>193</b>
<b>A2-5)</b>	<b>CÁLCULO DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA Y FACTORES DE AMPLIFICACIÓN .....</b>	<b>194</b>
•	Factores de amplificación $B_1$ Y $B_2$ .....	194
•	Fórmula para calcular el momento flexionante y fuerza axial por los factores de amplificación .....	194
<b>A2-6)</b>	<b>PROPIEDADES DEL ESLABÓN .....</b>	<b>194</b>
•	Longitud máxima e del eslabón: .....	194
•	Atiesadores .....	195
•	el ángulo de rotación: .....	196
•	Sobrerresistencia .....	197
•	Lista de símbolos del anexo A2: .....	197
<b>ANEXO 3</b>		
<b>DETALLADO DE ARTICULACIONES .....</b>		<b>200</b>
<b>A3)</b>	<b>CRITERIOS DE ACEPTACIÓN SEGÚN FEMA 356 .....</b>	<b>200</b>
<b>A3-1)</b>	<b>LOS CRITERIOS DE SEGURIDAD DE LAS ARTICULACIONES .....</b>	<b>201</b>
•	Lista de símbolos del Anexo A3-1: .....	204
<b>A3-2)</b>	<b>ARTICULACIÓN EN LOS ESLABONES DEL FEMA 274 .....</b>	<b>205</b>
<b>A3-3)</b>	<b>MODELADO DE LAS ARTICULACIONES EN ETABS 2013 .....</b>	<b>207</b>
<b>REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA .....</b>		<b>234</b>



# ÍNDICE DE TABLAS

**- CAPÍTULO 1-**

**INTRODUCCIÓN ..... 1**  
 TABLA 1.1 LONGITUD DEL ESLABÓN Y COMPORTAMIENTO PREVISTO ..... 16

**- CAPÍTULO 2-**

**REVISIÓN DE NORMAS INTERNACIONALES DE DISEÑO SÍSMICO ..... 31**  
 TABLA 2.1 LÍMITES PARA LAS RELACIONES ANCHO/ESPELOR DE ELEMENTOS ALTAMENTE O MODERADAMENTE DÚCTILES. 36

**- CAPÍTULO 3-**

**DISEÑO DE MARCOS DE ACERO ..... 47**

TABLA 3.1 SECCIÓN INICIAL PARA LOS 4 EDIFICIOS. .... 48  
 TABLA 3.2 CARGAS SOBRE LAS LOSAS PARA LOS ENTREPISOS..... 49  
 TABLA 3.3 PESOS POR CARGA MUERTA ..... 49  
 TABLA 3.4 CLARO MÁXIMOS SIN APUNTALAMIENTO, PARA LOSACERO “IMSA” (IMSA; TABLA S4-5) ..... 50  
 TABLA 3.5 SOBRECARGAS ADMISIBLES PARA LA LOSACERO (IMSA; TABLA S4-7)..... 50  
 TABLA 3.6 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA QUE SE USARÁN EN EL MODELO ..... 51  
 TABLA 3.7 FACTORES DE PARTICIPACIÓN MODAL ..... 61  
 TABLA 3.8 CORTANTE DE ENTREPISO Y FUERZA SÍSMICA..... 61  
 TABLA 3.9 DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO POR BAJO LAS CARGAS DE LAS FIGURA 3.13, FIGURA 3.14 Y FIGURA 3.15 . 63  
 TABLA 3.10 RIGIDEZ DE CADA MARCO POR ENTREPISO..... 63  
 TABLA 3.11 PORCENTAJE DE RIGIDEZ QUE CONTRIBUYE CADA MARCO ..... 63  
 TABLA 3.12 FUERZAS HORIZONTALES DE ENTREPISO..... 63  
 TABLA 3.13 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ESLABÓN, CON LAS SECCIONES ORIGINALES (PRIMER ITERACIÓN) ..... 68  
 TABLA 3.14 LONGITUD Y ROTACIÓN EN EL ESLABÓN, CON LAS SECCIONES ORIGINALES (PRIMER ITERACIÓN)..... 68  
 TABLA 3.15 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ESLABÓN, CON LAS SECCIONES MODIFICADAS (PRIMER ITERACIÓN) ..... 69  
 TABLA 3.16 LONGITUD Y ROTACIÓN EN EL ESLABÓN, CON LAS SECCIONES MODIFICADAS (PRIMER ITERACIÓN) ..... 69  
 TABLA 3.17 PORCENTAJE DE RIGIDEZ QUE CONTRIBUYE CADA MARCO..... 70  
 TABLA 3.18 FUERZAS HORIZONTALES DE ENTREPISO PARA CADA MARCO ..... 70  
 TABLA 3.19 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ESLABÓN, CON LAS SECCIONES ORIGINALES (SEGUNDA ITERACIÓN)..... 71  
 TABLA 3.20 LONGITUD Y ROTACIÓN EN EL ESLABÓN, CON LAS SECCIONES ORIGINALES (SEGUNDA ITERACIÓN) ..... 71  
 TABLA 3.21 RESUMEN DE LOS ESLABONES EN LAS SIGUIENTES ITERACIONES ..... 72  
 TABLA 3.22 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS CONTRAVIENTOS ..... 75  
 TABLA 3.23 RELACIÓN DE ESBELTEZ Y VALOR DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL ..... 75  
 TABLA 3.24 CRITERIO DE SECCIÓN COMPACTA (SECCIÓN HUECA)..... 75  
 TABLA 3.25 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS CONTRAVIENTOS ..... 76  
 TABLA 3.26 RELACIÓN DE ESBELTEZ Y VALOR DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL ..... 76  
 TABLA 3.27 CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL..... 76  
 TABLA 3.28 COMPRESIÓN RESISTENTE Y ÚLTIMA ..... 76  
 TABLA 3.29 CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA, DEL PERFIL EMPLEADO ..... 77  
 TABLA 3.30 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL PERFIL EMPLEADO, TOMADOS DEL IMCA ..... 77  
 TABLA 3.31 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS PERFIL EMPLEADO, TOMADOS DEL IMCA, CONTINUACIÓN..... 77  
 TABLA 3.32 CÁLCULO DEL MOMENTO Y DEL CORTANTE RESISTENTE..... 77  
 TABLA 3.33 COMPARACIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS RESISTENTES CON LOS ÚLTIMOS ..... 78  
 TABLA 3.34 CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA ..... 78

TABLA 3.35	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS NUEVOS PERFILES, TOMADOS DEL IMCA.....	78
TABLA 3.36	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS PERFILES, TOMADOS DEL IMCA, CONTINUACIÓN .....	79
TABLA 3.37	CÁLCULO DEL MOMENTO Y DEL CORTANTE RESISTENTE.....	79
TABLA 3.38	COMPARACIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS RESISTENTES CON LOS ÚLTIMOS .....	80
TABLA 3.39	ELEMENTOS MECÁNICOS DE LAS VIGAS QUE ESTÁN JUNTO AL ESLABÓN.....	80
TABLA 3.40	COMPRESIÓN Y CÁLCULO DE LA ECUACIÓN A-2.33 .....	80
TABLA 3.41	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS COLUMNAS .....	81
TABLA 3.42	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS COLUMNAS, CONTINUACIÓN .....	81
TABLA 3.43	RELACIÓN DE ESBELTEZ DE LA COLUMNA .....	82
TABLA 3.44	RELACIÓN DE ESBELTEZ DE LOS ELEMENTOS DE LA COLUMNA A COMPRESIÓN .....	82
TABLA 3.45	CÁLCULO DE LA FUERZA AXIAL DE LA COLUMNA .....	82
TABLA 3.46	FUERZA AXIAL POR EL ESLABÓN Y POR CARGA MUERTA SOBRE LA COLUMNA.....	83
TABLA 3.47	CRITERIO DE SECCIONES ALTAMENTE DÚCTILES.....	83
TABLA 3.48	RELACIÓN DE ESBELTEZ DE LOS ELEMENTOS DE LA COLUMNA A FLEXIÓN.....	84
TABLA 3.49	MOMENTO RESISTENTE DE LA COLUMNA.....	84
TABLA 3.50	MOMENTOS ÚLTIMOS EN LA COLUMNA POR EL ESLABÓN Y LA CARGA MUERTA .....	85
TABLA 3.51	PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LOS FACTORES DE AMPLIFICACIÓN .....	85
TABLA 3.52	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN Y VALOR DE LA RELACIÓN DE SOLICITACIONES COMBINADAS.....	86
TABLA 3.53	DISEÑO POR CORTANTE .....	87
TABLA 3.54	PROPIEDADES DE LOS ESLABONES DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES .....	87
TABLA 3.55	SEPARACIÓN DE ATIESADORES INTERMEDIOS DEL ESLABÓN .....	88
TABLA 3.56	NÚMERO DE Y LOCALIZACIÓN DE ATIESADORES .....	88
TABLA 3.57	DISEÑO FINAL DE LOS ESLABONES POR NIVEL CON DETALLE DE SUS ATIESADORES.....	88
TABLA 3.58	DISEÑO FINAL DE LOS CONTRAVIENTOS POR NIVEL .....	88
TABLA 3.59	DISEÑO FINAL DE VIGAS Y COLUMNAS DIFERENCIANDO LA ZONA CENTRAL DEL MARCO QUE CONTIENE 2 ESLABONES.....	88
TABLA 3.60	DISEÑO FINAL PARA LAS VIGAS SECUNDARIAS.....	89
TABLA 3.61	ELEMENTOS MECÁNICOS RESISTENTE Y ÚLTIMOS EN LOS CONTRAVIENTOS.....	89
TABLA 3.62	ELEMENTOS MECÁNICOS RESISTENTES Y ÚLTIMOS EN LAS VIGAS.....	89
TABLA 3.63	TABLA RESUMEN DE LAS COLUMNAS CON LA COMBINACIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS MÁS CRÍTICOS. ....	89
TABLA 3.64	FACTORES DE PARTICIPACIÓN MODAL DE LOS EDIFICIOS .....	91
TABLA 3.65	ELEMENTO MECÁNICO RESISTENTE Y ÚLTIMO EN LOS CONTRAVIENTOS .....	91
TABLA 3.66	ELEMENTOS MECÁNICOS RESISTENTES Y ÚLTIMOS EN LAS VIGAS.....	91
TABLA 3.67	VALORES CONSTANTES REQUERIDOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE LAS COLUMNAS .....	92
TABLA 3.68	TABLA RESUMEN DE LAS COLUMNAS CON LA COMBINACIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS MÁS CRÍTICOS EN EL MARCO M-2E CENTRO. ....	92
TABLA 3.69	TABLA RESUMEN DE LAS COLUMNAS CON LA COMBINACIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS MÁS CRÍTICOS EN EL MARCO M-2E CENTRO (CONTINUACIÓN) .....	92
TABLA 3.70	TABLA RESUMEN DE LAS COLUMNAS CON LA COMBINACIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS MÁS CRÍTICOS EN LOS MARCOS M-0E, M-1E, M-2E. ....	93
TABLA 3.71	RESUMEN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA POR SISMO EN EL MARCO EN LOS MARCO M-2E CENTRO.....	94
TABLA 3.72	RIGIDEZ DE LOS ENTREPISOS DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES.....	95
TABLA 3.73	PORCENTAJE DE RIGIDEZ QUE PROPORCIONA EL MARCO .....	95
TABLA 3.74	PORCENTAJE DE RIGIDEZ QUE APORTA CADA MARCO EN LOS EDIFICIOS DE 16 Y 12 NIVELES .....	96
TABLA 3.75	PORCENTAJE DE RIGIDEZ QUE APORTA CADA MARCO EN LOS EDIFICIOS DE 8 Y 4 NIVELES .....	96
TABLA 3.76	DISEÑO FINAL DE LOS ESLABONES POR NIVEL CON DETALLE DE SUS ATIESADORES.....	97
TABLA 3.77	DISEÑO FINAL DE LOS CONTRAVIENTOS POR NIVEL .....	97
TABLA 3.78	DISEÑO FINAL DE VIGAS Y COLUMNAS DIFERENCIANDO LA ZONA CENTRAL DEL MARCO QUE CONTIENE 2 ESLABONES.....	97

TABLA 3.79	DISEÑO FINAL PARA LAS VIGAS SECUNDARIAS.....	97
TABLA 3.80	DISEÑO FINAL DE LOS ESLABONES POR NIVEL CON DETALLE DE SUS ATIESADORES.....	98
TABLA 3.81	DISEÑO FINAL DE LOS CONTRAVIENTOS POR NIVEL .....	98
TABLA 3.82	DISEÑO FINAL DE VIGAS Y COLUMNAS DIFERENCIANDO LA ZONA CENTRAL DEL MARCO QUE CONTIENE 2 ESLABONES .....	98
TABLA 3.83	DISEÑO FINAL PARA LAS VIGAS SECUNDARIAS.....	98
TABLA 3.84	DISEÑO FINAL DE LOS ESLABONES CON DETALLE DE SUS ATIESADORES POR NIVEL.....	99
TABLA 3.85	DISEÑO FINAL DE LOS CONTRAVIENTOS POR NIVEL .....	99
TABLA 3.86	DISEÑO FINAL DE VIGAS Y COLUMNAS DIFERENCIANDO LA ZONA CENTRAL DE MARCO QUE CONTIENE 2 ESLABONES .....	99
TABLA 3.87	DISEÑO FINAL DE VIGAS Y COLUMNAS DIFERENCIANDO LA ZONA CENTRAL DE MARCO QUE CONTIENE 2 ESLABONES (CONTINUACIÓN) .....	100
TABLA 3.88	DISEÑO FINAL PARA LAS VIGAS SECUNDARIAS.....	100
TABLA 3.89	DISEÑO FINAL DE LOS ESLABONES CON DETALLE DE SUS ATIESADORES POR NIVEL.....	100
TABLA 3.90	DISEÑO FINAL DE LOS CONTRAVIENTOS POR NIVEL .....	101
TABLA 3.91	DISEÑO FINAL DE VIGAS Y COLUMNAS DIFERENCIANDO LA ZONA CENTRAL DE MARCO QUE CONTIENE 2 ESLABONES .....	101
TABLA 3.92	DISEÑO FINAL PARA LAS VIGAS SECUNDARIAS.....	102

**- CAPÍTULO 4-**

<b>ANÁLISIS NO LINEAL .....</b>	<b>103</b>	
TABLA 4.1	DISTRIBUCIÓN DE CARGAS LATERALES PARA LOS EDIFICIOS.....	106
TABLA 4.2	EJEMPLOS DE POSIBLES ACCIONES DE CONTROL POR DESPLAZAMIENTO O POR CONTROL DE FUERZAS (FEMA 356) .....	107
TABLA 4.3	ELEMENTOS MECÁNICOS QUE GOBIERNAN EL COMPORTAMIENTO DE CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL .....	107
TABLA 4.4	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DEL FEMA 356 PARA UMBRALES DE DAÑO, COMPARÁNDOLO CON LAS REGIONES DE LA CURVA DEL ACERO PARA ELEMENTOS PRIMARIOS .....	109
TABLA 4.5	RESUMEN DE LAS ARTICULACIONES EN VIGAS .....	114
TABLA 4.6	L.A.P Y CENTROIDE DE VIGAS JUNTO AL ESLABÓN .....	115
TABLA 4.7	L.A.P Y CENTROIDE DE VIGAS JUNTO AL ESLABÓN (CONTINUACIÓN) .....	116
TABLA 4.8	SIMBOLOGÍA DE LAS ARTICULACIONES TIPO .....	117
TABLA 4.9	PROPIEDADES DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS; LAP Y SU LONGITUD RELATIVA, COLUMNAS C1, C2, C7, C8, C9 Y C15.....	119
TABLA 4.10	PROPIEDADES DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS; LAP Y SU LONGITUD RELATIVA, COLUMNAS C3, C13 ...	119
TABLA 4.11	IDENTIFICACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO PLÁSTICO DE LOS ELEMENTOS DE LOS EDIFICIOS, EN FUNCIÓN DE LOS CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.....	120
TABLA 4.12	RELACIÓN DE LAS COLUMNAS PARA LA IDENTIFICACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DE LA TABLA 4.11.....	121
TABLA 4.13	DISEÑO FINAL DE LOS CONTRAVIENTOS POR NIVEL EDIFICIO DE 4 NIVELES.....	129
TABLA 4.14	DISEÑO FINAL DE LOS ESLABONES POR NIVEL CON DETALLE DE SUS ATIESADORES EDIFICIO DE 8 NIVELES.....	129
TABLA 4.15	DISEÑO FINAL DE LOS CONTRAVIENTOS POR NIVEL EDIFICIO DE 8 NIVELES.....	129
TABLA 4.16	DISEÑO FINAL DE VIGAS Y COLUMNAS DIFERENCIANDO LA ZONA CENTRAL DEL MARCO QUE CONTIENE 2 ESLABONES EDIFICIO DE 8 NIVELES .....	130
TABLA 4.17	DISTORSIONES PERMISIBLES DE ENTREPISO PARA SEGURIDAD CONTRA COLAPSO .....	135
TABLA 4.18	DISTORSIÓN PRIMERA DE FLUENCIA POR ENTREPISO .....	135
TABLA 4.19	DUCTILIDADES POR ENTREPISO Y GLOBALES .....	143
TABLA 4.20	DESCRIPCIÓN DE LOS PUNTOS DE LA FIGURA 4.60 .....	145
TABLA 4.21	DESCRIPCIÓN DE LOS PUNTOS DE LA FIGURA 4.61 .....	146
TABLA 4.22	DESCRIPCIÓN DE LOS PUNTOS DE LA FIGURA 4.62 .....	147
TABLA 4.23	DESCRIPCIÓN DE LOS PUNTOS DE LA FIGURA 4.63 .....	148

TABLA 4.24	DESCRIPCIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS PARA EL ANÁLISIS .....	149
TABLA 4.25	CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS .....	149
TABLA 4.26	RESUMEN DE LA ACELERACIÓN DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA EN FUNCIÓN DE G.....	154
TABLA 4.27	VALORES DE DUCTILIDAD PARA EL EDIFICIO DE 4 NIVELES .....	155
TABLA 4.28	VALORES DE DUCTILIDAD PARA EL EDIFICIO DE 4 NIVELES (CONTINUACIÓN) .....	156
TABLA 4.29	VALORES DE DUCTILIDAD PARA EL EDIFICIO DE 8 NIVELES. ....	156
TABLA 4.30	VALORES DE DUCTILIDAD PARA EL EDIFICIO DE 8 NIVELES (CONTINUACIÓN) .....	157
TABLA 4.31	VALORES DE DUCTILIDAD PARA EL EDIFICIO DE 12 NIVELES .....	158
TABLA 4.32	VALORES DE DUCTILIDAD PARA EL EDIFICIO DE 12 NIVELES (CONTINUACIÓN) .....	159
TABLA 4.33	VALORES DE DUCTILIDAD PARA EL EDIFICIO DE 16 NIVELES .....	160
TABLA 4.34	VALORES DE DUCTILIDAD PARA EL EDIFICIO DE 16 NIVELES (CONTINUACIÓN) .....	161
TABLA 4.35	VALORES DE DUCTILIDAD PARA EL EDIFICIO DE 16 NIVELES (CONTINUACIÓN) .....	162
TABLA 4.36	DUCTILIDADES GLOBALES Y DISTORSIONES PROMEDIO DE LOS EDIFICIOS.....	163
 <b>ANEXO 1</b>		
<b>ESPECTROS</b> .....		<b>182</b>
TABLA A-1.1	VALORES DE LOS PARÁMETROS PARA CALCULAR LOS ESPECTROS DE ACELERACIONES .....	182
 <b>ANEXO 2</b>		
<b>FORMULAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL</b> .....		<b>186</b>
TABLA A-2.1	CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA SECCIÓN TIPO CAJÓN SUJETA A COMPRESIÓN.....	187
TABLA A-2.2	CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA LAS VIGAS .....	187
TABLA A-2.3	CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA LAS VIGAS .....	187
TABLA A-2.4	CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS EN UNA SECCIÓN TIPO CAJÓN.....	191
TABLA A-2.5	CARACTERÍSTICAS DE LOS ATIESADORES EXTREMOS EN LOS ESLABONES .....	195
TABLA A-2.6	CARACTERÍSTICAS DE LOS ATIESADORES INTERMEDIOS EN LOS ESLABONES .....	196
TABLA A-2.7	SEPARACIÓN ENTRE ATIESADORES INTERMEDIOS.....	196
 <b>ANEXO 3</b>		
<b>DETALLADO DE ARTICULACIONES</b> .....		<b>200</b>
TABLA A-3.1	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DEL FEMA 356 EN FUNCIÓN DE LA REGIÓN DE LA CURVA DEL ACERO .....	200
TABLA A-3.2	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DEL FEMA 356 EN FUNCIÓN DE LA REGIÓN DE LA CURVA DEL ACERO .....	201
TABLA A-3.3	RESUMEN DE LA TABLA 5.5 DEL FEMA 356 PARA LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES CON ROTACIÓN PLÁSTICA .....	202
TABLA A-3.4	RESUMEN DE LA TABLA 5.5 DEL FEMA 356 PARA LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES CON DEFORMACIÓN PLÁSTICA .....	203

# ÍNDICE DE FIGURAS

## - CAPÍTULO 1-

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
FIGURA 1.1 CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA TÍPICA DE LOS MCE (POPOV, ENGELHARDT; 1988) .....	<b>1</b>
FIGURA 1.2 DISTRIBUCIONES TÍPICAS DE FUERZAS EN VIGAS DE MCE BAJO CARGAS LATERALES (POPOV, ENGELHARDT; 1988).....	<b>2</b>
FIGURA 1.3 ELEMENTOS MECÁNICOS TÍPICOS EN LOS ESLABONES (BECKER, ISHLER; 1996).....	<b>3</b>
FIGURA 1.4 DEFORMACIÓN PARA LOS MECANISMOS DE FALLA ADMISIBLE EN MCE (POPOV, KASAI, ENGELHARDT; 1987)	<b>3</b>
FIGURA 1.5 VARIACIÓN DE LA DEMANDA DE ROTACIÓN DEL ESLABÓN CON E/L (POPOV, ENGELHARDT; 1988) .....	<b>4</b>
FIGURA 1.6 VARIACIÓN EN LA RIGIDEZ LATERAL CON LA RELACIÓN E/L (POPOV, ENGELHARDT; 1988) .....	<b>4</b>
FIGURA 1.7 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE APROXIMADO PARA UN MCE TIPO K (POPOV, ENGELHARDT; 1988) .....	<b>7</b>
FIGURA 1.8 DETALLE TÍPICO DE LOS ESLABONES CON CONTRAVIENTOS EN CAJÓN (POPOV, ENGELHARDT; 1988) .....	<b>7</b>
FIGURA 1.9 DETALLE DEL MCE DE ESTUDIO (HAMID; 2011).....	<b>8</b>
FIGURA 1.10 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS DEL MARCO (HAMID; 2011) .....	<b>9</b>
FIGURA 1.11 RESULTADOS PARA DIFERENTES ESPACIAMIENTOS ENTRE LOS ATIESADORES (HAMID; 2011).....	<b>9</b>
FIGURA 1.12 RESULTADOS PARA DIFERENTES ESPESORES DE ATIESADORES (HASHEMI; 2011).....	<b>10</b>
FIGURA 1.13 DIAGRAMAS DUCTILIDAD Y DE SOBRERRESISTENCIA RELATIVA DE LOS MARCOS CON CAMBIOS EN EL ESPESOR DE LOS ATIESADORES DEL ESLABÓN (HAMID; 2011).....	<b>10</b>
FIGURA 1.14 DETALLE DE UNA CONEXIÓN VIGA-CONTRAVIENTO-ESLABÓN (HINES; 2009) .....	<b>14</b>
FIGURA 1.15 IDENTIFICACIÓN DEL ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO (BECKER, ISHLER; 1996).....	<b>16</b>
FIGURA 1.16 ROTACIÓN DEL ESLABÓN (BECKER, ISHLER; 1996).....	<b>17</b>
FIGURA 1.17 CONEXIÓN TÍPICA VIGA-CONTRAVIENTO (BECKER, ISHLER; 1996).....	<b>19</b>
FIGURA 1.18 CONEXIÓN VIGA-CONTRAVIENTO (BECKER, ISHLER; 1996).....	<b>19</b>
FIGURA 1.19 CONEXIÓN CONTRAVIENTO A COLUMNAS Y VIGA CON PLACA SOLDADA (BECKER, ISHLER; 1996) .....	<b>20</b>
FIGURA 1.20 CONEXIÓN CONTRAVIENTO A COLUMNAS Y VIGA CON PLACA ATORNILLADA (BECKER, ISHLER; 1996).....	<b>20</b>
FIGURA 1.21 ELEMENTOS DE UN MCE (RAI, 2006) .....	<b>21</b>
FIGURA 1.22 ARTICULACIÓN EN EL ESLABÓN (RAI; 2006).....	<b>22</b>
FIGURA 1.23 CONEXIÓN PROPUESTA CON ESLABÓN REMPLAZABLE EN UN MCE CON CONTRAVIENTOS EN K DIVIDIDOS (MANSOUR; 2010).....	<b>24</b>
FIGURA 1.24 ESLABÓN A CORTANTE OPCIÓN 1 (MANSOUR; 2010) .....	<b>25</b>
FIGURA 1.25 ESLABÓN A CORTANTE REEMPLAZABLE DESACOPLANDO DE E' (MANSOUR; 2010) .....	<b>25</b>
FIGURA 1.26 ESPÉCIMEN DEL ESLABÓN I, DETALLES (MANSOUR; 2010).....	<b>27</b>
FIGURA 1.27 ESLABÓN REEMPLAZABLE DE SECCIÓN I CON PLACAS TERMINAL. (MANSOUR; 2010) .....	<b>27</b>
FIGURA 1.28 MCE DE PRUEBA DE LA ESCUELA POLITÉCNICA DE MONTREAL (MANSOUR; 2010).....	<b>28</b>
FIGURA 1.29 ESLABÓN CON GRIETA ORIGINADA EN EL ORIFICIO DE LA SOLDADURA. (MANSOUR; 2010) .....	<b>29</b>

## - CAPÍTULO 2-

<b>REVISIÓN DE NORMAS INTERNACIONALES DE DISEÑO SÍSMICO</b> .....	<b>31</b>
FIGURA 2.1 MCE CON CONTRAVIENTOS EN "K" SEPARADA (AISC; 2010; FIG. C-F3.1) .....	<b>31</b>
FIGURA 2.2 GEOMETRÍA DEL ÁNGULO DE ROTACIÓN DEL ESLABÓN (AISC; 2010; FIG. C-F3.4).....	<b>34</b>
FIGURA 2.3 MCE CON CONTRAVIENTOS HSS, PARA $x < e$ (AISC; 2010; FIG. C-F3.6).....	<b>37</b>
FIGURA 2.4 MCE CON CONTRAVIENTOS SECCIÓN I, PARA $x > e$ (AISC; 2010; FIG. C-F3.7).....	<b>37</b>
FIGURA 2.5 DEFINICIÓN DE LOS SIMBOLOS PARA ESLABONES DE SECCIÓN I (EUROCODE 8; 2003 FIGURE 6.13) .....	<b>43</b>
FIGURA 2.6 MOMENTOS IGUAL EN LOS EXTREMOS DEL ESLABON (EUROCODE 8; 2003; FIGURE 6.14).....	<b>44</b>

**- CAPÍTULO 3-**

**DISEÑO DE MARCOS DE ACERO ..... 47**

FIGURA 3.1 ACELEROGRAMA A EMPLEAR PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO  $Q=3$ . ..... 48

FIGURA 3.2 SECCIÓN PROPUESTA PARA USAR EL SISTEMA DE PISO EN LOS EDIFICIOS ..... 51

FIGURA 3.3 SELECCIÓN DE LA LOSACERO PARA EL MODELO (ETABS; 2013) ..... 51

FIGURA 3.4 PLANTA TIPO DE LAS ESTRUCTURA ..... 55

FIGURA 3.5 ISOMÉTRICO SIN LOSA ..... 56

FIGURA 3.6 MARCO TIPO M-2E..... 57

FIGURA 3.7 MARCO TIPO M-1E..... 58

FIGURA 3.8 MARCO TIPO M-0E..... 59

FIGURA 3.9 DISTORSIONES DE ENTREPISO ..... 60

FIGURA 3.10 CORTANTE DE ENTREPISO PARA LOS 4 NIVELES, DIRECCIÓN X (ETABS; 2009) ..... 61

FIGURA 3.11 PARA EL MARCO M-2E (ETABS; 2013)..... 62

FIGURA 3.12 PARA EL MARCO M-1E (ETABS; 2013)..... 62

FIGURA 3.13 PARA EL MARCO M-0E (ETABS; 2013) ..... 63

FIGURA 3.14 MARCO M-2E CON SUS FUERZAS LATERALES(T) CORRESPONDIENTES ..... 64

FIGURA 3.15 MARCO M-2E CON SUS FUERZAS LATERALES(T) CORRESPONDIENTES ..... 64

FIGURA 3.16 FUERZA CORTANTE (T) PARA EL MARCO M-2E POR FUERZA SÍSMICA (ETABS; 2013) ..... 65

FIGURA 3.17 FUERZA CORTANTE (T) PARA EL MARCO M-2E POR CARGA MUERTA Y VIVA. (ETABS; 2013) ..... 65

FIGURA 3.18 FUERZAS AXIALES (T) PARA EL MARCO M-2E POR FUERZA SÍSMICA (ETABS; 2013) ..... 66

FIGURA 3.19 FUERZA CORTANTE (T) PARA EL MARCO M-1E POR FUERZA SÍSMICA (ETABS; 2013) ..... 66

FIGURA 3.20 FUERZA CORTANTE (T) PARA EL MARCO M-2E POR CARGA MUERTA Y VIVA. (ETABS; 2013) ..... 67

FIGURA 3.21 FUERZAS AXIALES (T) PARA EL MARCO M-2E POR FUERZA SÍSMICA (ETABS; 2013) ..... 67

FIGURA 3.22 MODELO DEL MECANISMO PARA EL SUBMARCO M-1EA (ETABS; 2013)..... 73

FIGURA 3.23 MODELO DEL MECANISMO PARA EL SUBMARCO M-2EA (ETABS; 2013)..... 73

FIGURA 3.24 MODELO DEL MECANISMO PARA EL SUBMARCO M-2Eb (ETABS; 2013)..... 73

FIGURA 3.25 SUBMARCO M-1EA CON LAS FUERZAS DE SOBRERRESISTENCIA DE LOS ESLABONES (ETABS; 2013) ..... 74

FIGURA 3.26 SUBMARCO M-2EA CON LAS FUERZAS DE SOBRERRESISTENCIA DE LOS ESLABONES (ETABS; 2013) ..... 74

FIGURA 3.27 SUBMARCO M-2Eb CON LAS FUERZAS DE SOBRERRESISTENCIA DE LOS ESLABONES (ETABS; 2013) ..... 74

FIGURA 3.28 PRIMER MODO DE VIBRAR PERIODO 0.5544 s (ETABS; 2013)..... 90

FIGURA 3.29 SEGUNDO MODO DE VIBRAR PERIODO 0.554 s (ETABS; 2013) ..... 90

FIGURA 3.30 TERCER MODO DE VIBRAR PERIODO 0.395 s (ETABS; 2013) ..... 91

**- CAPÍTULO 4-**

**ANÁLISIS NO LINEAL ..... 103**

FIGURA 4.1 MARCO RESISTENTE A MOMENTO (MRM) Y MARCO CON CONTRAVENTE EXCÉNTRICO (MCE) ..... 103

FIGURA 4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE EMPUJE INCREMENTAL Y CURVA DE CAPACIDAD (NAVARRO, FERNÁNDEZ; 2006)..... 104

FIGURA 4.3 RELACIÓN FUERZA NORMALIZADA-DESPLAZAMIENTO TÍPICA DE UNA ARTICULACIÓN PLÁSTICA (FEMA 356) ..... 108

FIGURA 4.4 DEFINICIÓN DE CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN PARA LOS ESLABONES (FEMA 274) ..... 109

FIGURA 4.5 ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS EN VIGAS Y COLUMNAS ..... 110

FIGURA 4.6 CARGA TÍPICA DE UN ESLABÓN ..... 110

FIGURA 4.7 ESQUEMA GENERAL DE UNA ZONA PLASTIFICADA EN ELEMENTOS DE ACERO..... 111

FIGURA 4.8 CORTE A DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES PARA EL CÁLCULO DE LAP EN VIGAS (ETABS; 2013)..... 112

FIGURA 4.9 UBICACIÓN DEL CENTROIDE DE LAS ZONAS PLÁSTICAS EN VIGAS ..... 113

FIGURA 4.10 MOMENTOS EN LAS VIGAS FUERA DE LOS ESLABONES (IZQUIERDA); COMPORTAMIENTO DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS (DERECHA); (ETABS; 2013)..... 115

FIGURA 4.11 DISCRETIZACIÓN DE LAS COLUMNAS POR PLANTA TIPO, PARA LAS DIFERENTES ARTICULACIONES. .... 116

FIGURA 4.12 NUMERACIÓN DE LAS COLUMNAS PARA LAS ARTICULACIONES TIPO DE CADA NIVEL ..... 117

FIGURA 4.13 CORTE A DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES PARA EL CÁLCULO DE LAP EN COLUMNAS (ETABS; 2013)..... 118

FIGURA 4.14 MARCO AISLADO PARA EL CÁLCULO DE LAS ARTICULACIONES EN VIGAS ..... 118

FIGURA 4.15 ESLABÓN EN LA ZONA B (MANSOUR; 2010) ..... 121

FIGURA 4.16 ESLABÓN EN LA ZONA IO (MANSOUR; 2010)..... 121

FIGURA 4.17 ESLABÓN EN LA ZONA LS (MANSOUR; 2010)..... 121

FIGURA 4.18 ESLABÓN EN LA ZONA C (MANSOUR; 2010) ..... 121

FIGURA 4.19 CURVA  $V-\Delta$  PARA EL EDIFICIO DE 4 NIVELES..... 122

FIGURA 4.20 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES. (ETABS; 2013)..... 122

FIGURA 4.21 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-1E DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES (ETABS; 2013)..... 122

FIGURA 4.22 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-0E DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES (ETABS; 2013)..... 123

FIGURA 4.23 CURVA  $V-\Delta$  PARA EL EDIFICIO DE 8 NIVELES..... 123

FIGURA 4.24 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 8 NIVELES (ETABS; 2013)..... 123

FIGURA 4.25 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-1E DEL EDIFICIO DE 8 NIVELES (ETABS; 2013)..... 124

FIGURA 4.26 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-0E DEL EDIFICIO DE 8 NIVELES (ETABS; 2013)..... 124

FIGURA 4.27 CURVA  $V-\Delta$  PARA EL EDIFICIO DE 12 NIVELES..... 124

FIGURA 4.28 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES (ETABS; 2013)..... 125

FIGURA 4.29 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-1E DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES (ETABS; 2013)..... 125

FIGURA 4.30 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-0E DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES (ETABS; 2013)..... 126

FIGURA 4.31 CURVA  $V-\Delta$  PARA EL EDIFICIO DE 16 NIVELES..... 126

FIGURA 4.32 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES (ETABS; 2013)..... 127

FIGURA 4.33 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-1E DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES (ETABS; 2013)..... 127

FIGURA 4.34 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-0E DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES (ETABS; 2013)..... 128

FIGURA 4.35 CURVA  $V-\Delta$  PARA EL EDIFICIO DE 4 NIVELES..... 130

FIGURA 4.36 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES (ETABS; 2013)..... 131

FIGURA 4.37 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES (ETABS; 2013)..... 131

FIGURA 4.38 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES (ETABS; 2013)..... 131

FIGURA 4.39 CURVA  $V-\Delta$  PARA EL EDIFICIO DE 8 NIVELES..... 132

FIGURA 4.40 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 8 NIVELES (ETABS; 2013)..... 132

FIGURA 4.41 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 8 NIVELES (ETABS; 2013)..... 132

FIGURA 4.42 MECANISMO DE COLAPSO DEL MARCO M-2E DEL EDIFICIO DE 8 NIVELES (ETABS; 2013)..... 133

FIGURA 4.43 ÁREAS SUPERIOR E INFERIOR PARA IGUALACIÓN DE ÁREAS..... 134

FIGURA 4.44 DEFINICIÓN DE LA DISTORSIÓN EN PRIMERA FLUENCIA Y LA DISTORSIÓN DE FLUENCIA. .... 134

FIGURA 4.45 CURVA  $V/W-\Delta_c$  BILINEAL EDIFICIO 4 NIVELES ..... 136

FIGURA 4.46 DISTORSIÓN DE ENTREPISOS ASOCIADA AL DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO..... 136

FIGURA 4.47 CURVAS  $V/W-\Delta$  BILINEAL POR ENTREPISO DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES..... 136

FIGURA 4.48 CURVA  $V/W-\Delta_c$  BILINEAL EDIFICIO 8 NIVELES ..... 137

FIGURA 4.49 DISTORSIÓN DE ENTREPISOS ASOCIADA AL DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO..... 137

FIGURA 4.50 CURVAS  $V/W-\Delta$  BILINEAL POR ENTREPISO DEL EDIFICIO DE 8 NIVELES PISO DE 8 Y 7..... 137

FIGURA 4.51 CURVAS  $V/W-\Delta$  BILINEAL POR ENTREPISO DEL EDIFICIO DE 8 NIVELES PISO DE 6 A 1..... 138

FIGURA 4.52 CURVA  $V/W-\Delta_c$  BILINEAL EDIFICIO 12 NIVELES..... 138

FIGURA 4.53 DISTORSIÓN DE ENTREPISOS ASOCIADA AL DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO..... 139

FIGURA 4.54 CURVAS  $V/W-\Delta$  BILINEAL POR ENTREPISO DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES PISO DE 12 A 7..... 139

FIGURA 4.55 CURVAS  $V/W-\Delta$  BILINEAL POR ENTREPISO DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES PISO DE 6 A 1..... 140

FIGURA 4.56 CURVA  $V/W-\Delta_c$  BILINEAL EDIFICIO 16 NIVELES..... 140

FIGURA 4.57 DISTORSIÓN DE ENTREPISOS ASOCIADA AL DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO..... 141

FIGURA 4.58 CURVAS  $V/W-\Delta$  BILINEAL POR ENTREPISO DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES PISO DE 16 A 11..... 141

FIGURA 4.59 CURVAS  $V/W-\Delta$  BILINEAL POR ENTREPISO DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES PISO DE 10 A 1..... 142

FIGURA 4.60 DESCRIPCIÓN DE LA APARICIÓN DE ROTULAS EN EL EDIFICIO DE 4 NIVELES SOBRE LA CURVA  $V/W-\Delta_G$ ..... 144

FIGURA 4.61 DESCRIPCIÓN DE LA APARICIÓN DE ROTULAS EN EL EDIFICIO DE 8 NIVELES SOBRE LA CURVA  $V/W-\Delta_G$ ..... 146

FIGURA 4.62 DESCRIPCIÓN DE LA APARICIÓN DE ROTULAS EN EL EDIFICIO DE 12 NIVELES SOBRE LA CURVA  $V/W-\Delta_G$ ..... 147

FIGURA 4.63 DESCRIPCIÓN DE LA APARICIÓN DE ROTULAS EN EL EDIFICIO DE 16 NIVELES SOBRE LA CURVA  $V/W-\Delta_G$ ..... 148

FIGURA 4.64 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “CHICHI\_L” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS ..... 151

FIGURA 4.65 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS ..... 151

FIGURA 4.66 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “CENTRO” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS ..... 151

FIGURA 4.67 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “FRIULI” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS.. ..... 152

FIGURA 4.68 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “KOBE” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS ... ..... 152

FIGURA 4.69 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “LOMAP” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS. .... 152

FIGURA 4.70 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “MANZA” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS ..... 153

FIGURA 4.71 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “NR” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS ..... 153

FIGURA 4.72 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “SAKARIA” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS ..... 153

FIGURA 4.73 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA EL REGISTRO “SCT-85” UBICANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LOS EDIFICIOS ..... 154

FIGURA 4.74 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_L” MARCO M-2E ..... 164

FIGURA 4.75 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_L” MARCO M-1E ..... 164

FIGURA 4.76 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-2E ..... 164

FIGURA 4.77 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-1E ..... 164

FIGURA 4.78 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CENTRO” MARCO M-2E..... 165

FIGURA 4.79 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CENTRO” MARCO M-1E..... 165

FIGURA 4.80 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “NR” MARCO M-1E ..... 165

FIGURA 4.81 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “NR” MARCO M-1E ..... 165

FIGURA 4.82 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “SAKARIA” MARCO M-1E ..... 166

FIGURA 4.83 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “SAKARIA” MARCO M-1E ..... 166

FIGURA 4.84 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_L” MARCO M-2E ..... 166

FIGURA 4.85 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_L” MARCO M-1E ..... 167

FIGURA 4.86 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-2E ..... 167

FIGURA 4.87 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-1E ..... 168

FIGURA 4.88 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-0E ..... 168

FIGURA 4.89 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “NR” MARCO M-2E ..... 169

FIGURA 4.90 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “NR” MARCO M-1E ..... 169

FIGURA 4.91 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “SAKARIA” MARCO M-2E ..... 170

FIGURA 4.92 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “SAKARIA” MARCO M-2E ..... 170

FIGURA 4.93 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_L” MARCO M-2E ..... 171

FIGURA 4.94 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_L” MARCO M-1E ..... 171

FIGURA 4.95 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-2E ..... 172

FIGURA 4.96 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-1E ..... 172

FIGURA 4.97 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-0E ..... 172

FIGURA 4.98 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-2E ..... 173

FIGURA 4.99 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-1E ..... 173

FIGURA 4.100 LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES PARA EL REGISTRO “CHICHI\_T” MARCO M-0E..... 174

**ANEXO 2**

**FORMULAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL ..... 186**

FIGURA A-2.1 MECANISMO DE ROTACIÓN DEL ESLABÓN (AISC; 2010)..... 196

**ANEXO 3**

**DETALLADO DE ARTICULACIONES ..... 200**

FIGURA A-3.1 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DEL FEMA EN TÉRMINOS DE LAS DEFORMACIONES CON EL CRITERIOS PROPUESTO ...  
..... 200

FIGURA A-3.2 DIAGRAMA GENERAL NORMALIZADO AL PUNTO DE FLUENCIA B (FEMA 356, MODIFICADO) ..... 201

FIGURA A-3.3 ÁNGULO DE ROTACIÓN DEL ESLABÓN..... 205

FIGURA A-3.4 DEFINICIÓN DE CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN PARA LOS ESLABONES (FEMA 274) ..... 206

FIGURA A-3.5 CICLO HISTERÉTICO DE UN ESLABÓN (NABIL, 2010) ..... 206



## INTRODUCCIÓN

### 1.1 MARCOS CON CONTRAVENTEADO EXCÉNTRICO<sup>1</sup>

Los “Marcos con Contraventeado Excéntrico” (MCE) son considerados como un sistema híbrido de resistencia ante carga lateral, entre “Marcos Resistentes a Momento” (MRM) y los “Marcos con Contraventeado Concéntrico” (MCC), haciendo que los MCE tengan una alta rigidez lateral y una buena ductilidad. Se puede ver que existe un tramo de viga entre los contravientos Figura 1.1 denominado eslabón de longitud  $e$ , donde llegan los contravientos. Figura 1.1b esta configuración geométrica recibe el nombre de “MCE con contravientos en K dividida”, tiene el eslabón al centro del claro. Esta tesis se enfoca en este tipo de arreglo de marcos ya que se evita el diseño por cortante y flexión extra que le produciría el eslabón a la columna como en la Figura 1.1a (esta configuración del marco se denomina “MCE con contravientos en D”) y al de la Figura 1.1c (“MCE con contravientos en V invertida”), entre otras ventajas que se mencionarán más adelante.

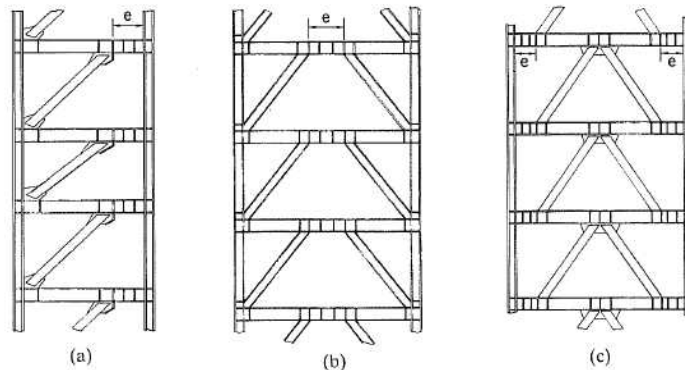


FIGURA 1.1 Configuración geométrica típica de los MCE (Popov, Engelhardt; 1988)

Los MCE con contravientos en K dividida se han estudiado desde 1977 en la Universidad de California, con modelos a una escala de un tercio, después de este estudio se empezó a usar este sistema estructural. Este tipo de sistema ha tenido numerosas aplicaciones actuales en la práctica. Se pueden llegar a convertir en un sistema de estructuras de acero muy conveniente para soportar cargas laterales en zonas altamente sísmicas. Dando recomendaciones de diseño para el eslabón y las conexiones. Enfocándose a eslabones que se plastifican a cortante que también se denominan eslabones cortos; ya que esta configuración estructural proporciona la máxima rigidez, fuerza,

<sup>1</sup> P. Popov, M. D. Engelhardt (1988),  
“Seismic Eccentrically Braced Frames”  
J. Construct. Steel Research 10 (pp 321-354)

ductilidad y capacidad de disipación de energía en comparación con los MRM, MCC y MCE con eslabones largos. Convirtiéndose en las características más atractivas de este tipo de marcos.

Dependiendo de la posición geométrica del eslabón se tienen elementos mecánicos distintos debiendo ser considerados para el diseño de la columna o viga ya sea el caso (Figura 1.2).

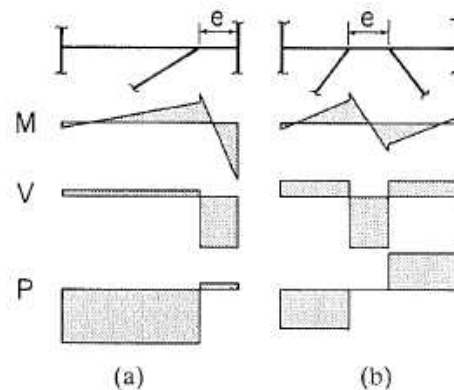


FIGURA 1.2 Distribuciones típicas de fuerzas en vigas de MCE bajo cargas laterales (Popov, Engelhardt; 1988)

Una de sus propiedades en estos marcos es la ductilidad, y se atribuye a que el eslabón restringe principalmente la actividad inelástica ya que es diseñado y detallado para que soporte grandes deformaciones inelásticas sin pérdida de fuerza.

El comportamiento del eslabón limita la fuerza máxima que se transfiere al marco, actuando en el marco como un fusible para el resto de los miembros, por este motivo el eslabón llega a un comportamiento en el rango inelástico y el resto de los elementos se mantienen en el rango elástico, limitando así las deformaciones excesivas en el resto de los elementos del marco ante eventos sísmicos, se pueden diseñar columnas estables por consecuente ofrece ventajas sobre la cimentación. También es conveniente mencionar el espacio libre que permite este tipo de contraviento.

### 1.1.1. FUERZA EN EL ESLABÓN

Si el eslabón es muy corto se denomina “eslabón de corte” formándose una articulación plástica de cortante, con pequeños momentos en los extremos del eslabón; pero si el eslabón es muy largo se denominan “eslabón de momento” formándose articulaciones plásticas por momento en los extremos del eslabón presentándose o no un cortante pequeño. Por supuesto hay un rango intermedio entre las dos longitudes anteriores presentándose momento y cortante. El eslabón a cortante tiene el mejor comportamiento de los 3 tipos de posibles eslabones (Figura 1.3)

Para decir si un eslabón es corto o es largo, la longitud del eslabón denominada comúnmente “e”, se compara con la relación  $2M_p/V_p$  de acuerdo a lo siguiente, si  $e < 2M_p/V_p$  es un eslabón corto, si  $e > 2M_p/V_p$  es un eslabón largo; donde  $M_p$  y  $V_p$  son el momento y el cortante en el extremo del eslabón respectivamente.

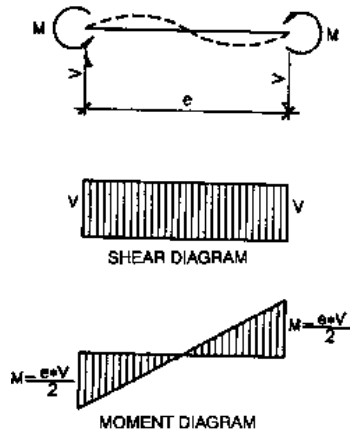


FIGURA 1.3 Elementos mecánicos típicos en los eslabones (Becker, Ishler; 1996)

**1.1.2. PROPIEDADES DE LOS MCE**

- DEMANDA DE ROTACIÓN Y LÍMITES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO DEL ESLABÓN

Para fines de diseño las rotaciones inelásticas del eslabón deben ser cuantificadas, estas rotaciones se establecen fácilmente a través del criterio, comúnmente conocido como mecanismo de falla o colapso, el cual es considerado como la forma de que el marco disipa energía. La demanda de rotación en los eslabones se puede determinar a partir de la geometría del mecanismo de falla con  $\gamma = L/e \theta$ , donde  $\gamma$  es el ángulo de rotación del eslabón. Las líneas que se marcan en los eslabones (Figura 1.4) se refieren a que en el eslabón ya se ha formado una articulación plástica.

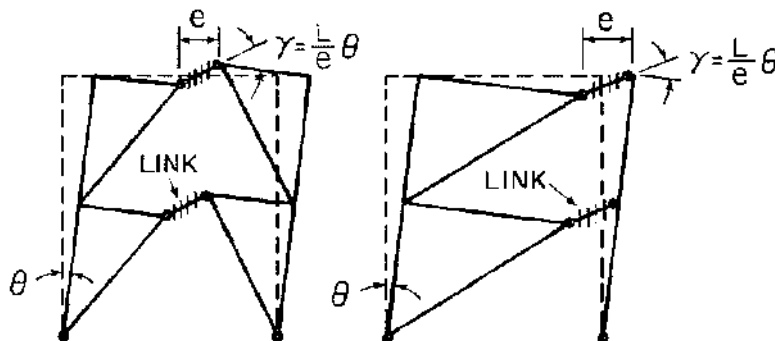


FIGURA 1.4 Deformación para los mecanismos de falla admisible en MCE (Popov, Kasai, Engelhardt; 1987)

La demanda de rotación crece rápidamente si la longitud del eslabón disminuye (Figura 1.5)

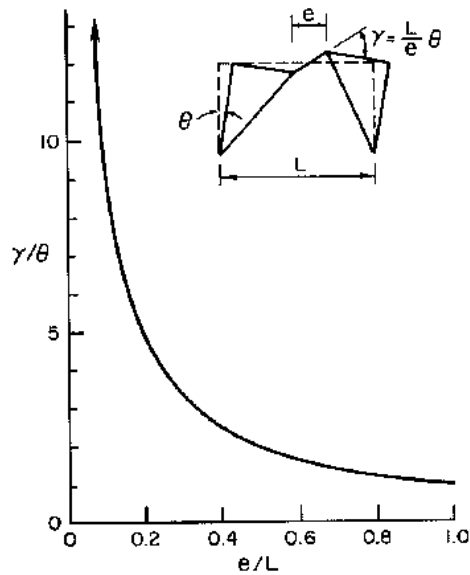


FIGURA 1.5 Variación de la demanda de rotación del eslabón con  $e/L$  (Popov, Engelhardt; 1988)

• RIGIDEZ

La relación  $e/L$ , donde  $L$  es la longitud entre las columnas, influye directamente en la rigidez relativa del marco cómo se ve en la Figura 1.6, cuidando que el eslabón no sea demasiado corto, porque la demanda de deformación inelástica  $\gamma$ , del eslabón se hace excesiva, como se ve en la Figura 1.6 la gráfica tiene un comportamiento asintótico al eje de las ordenadas.

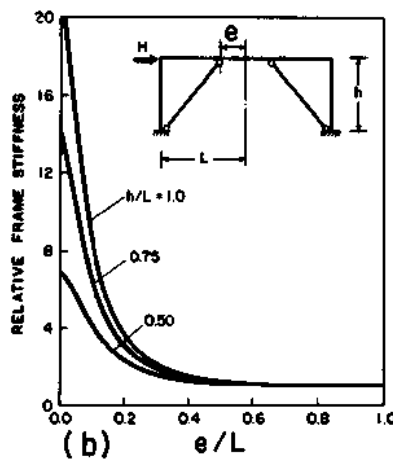


FIGURA 1.6 Variación en la rigidez lateral con la relación  $e/L$  (Popov, Engelhardt; 1988)

• RESISTENCIA ÚLTIMA

También está en función de la relación  $e/L$ , ésta afecta a la resistencia elástica del marco ante carga lateral. Resulta que la fuerza del marco incrementa rápidamente cuando la longitud del eslabón decrece pero sin llegar a ser cero, ya que se convertiría en un MCC.

### **1.1.3. RESULTADOS EXPERIMENTALES EN LOS MCE**

La gran mayoría de los experimentos han sido hechos en relación a los eslabones de cortante, la extrapolación a los eslabones largos no es recomendable.

- **PRUEBAS EN LOS ESLABONES CON UN MOMENTO IGUAL EN LOS EXTREMOS**

Se sabe a través de experimentos que si a los eslabones se les implementan atiesadores en el alma tienen mejor comportamiento histerético, buena ductilidad y buena disipación de energía. Ya que si no posee estos atiesadores causa deterioro de la capacidad de carga, deformaciones no deseadas que se pueden combinar con pandeo lateral del alma.

Una lista de observaciones hechas a partir de estos estudios es:

- Que los eslabones de cortante pueden producir articulaciones plásticas con una gran disipación de energía.
- El posible pandeo que pueda sufrir el alma se puede retrasar reforzando el alma con atiesadores.
- Los eslabones que se le colocan atiesadores incrementan su capacidad ante fuerza cortante entre 40% a 50%.
- Para eslabones poco peraltados, sólo es necesario usar atiesadores de un solo lado

- **PRUEBAS EN LOS ESLABONES CON UN MOMENTO DIFERENTE EN LOS EXTREMOS**

Esto se aplica para eslabones que se localizan junto a la columna y por ello el comportamiento en todo el eslabón no es igual. En estos eslabones el acero se comporta como un material perfectamente plástico. Para estos eslabones la fuerza axial puede causar un deterioro significativo en la capacidad a cortante del eslabón.

### **1.1.4. PRUEBAS EN ESLABONES COMPUESTOS**

También se tiene pruebas del comportamiento de sistemas de piso de acero-concreto, para determinar la eficacia que la cubierta restringe al eslabón lateralmente. En la cubierta de la losacero estudiada se empleó un concreto ligero, lo que se concluye de estas pruebas es:

- Todo el comportamiento histerético es similar a las pruebas de eslabones sin cubierta, incluyendo las rotaciones.
- El daño debido a la deformación del eslabón se localiza solamente en la región del eslabón
- La fuerza última de corte en el eslabón se incrementó de un 1% a 13%

### 1.1.5. REQUISITOS DEL LA LONGITUD Y REFUERZO DE LOS ESLABONES

- **LONGITUD DEL ESLABÓN**

Si no hay interacción momento-cortante y se supone plasticidad perfecta el límite entre eslabón corto o largo sería:

$$e = 2 M_p / V_p$$

Pero como en la práctica no se puede asumir plasticidad perfecta no es razonable, creando un endurecimiento por deformación incrementando el cortante que permite el eslabón hasta  $1.5V_p$ . El momento  $M_p$  que se presenta en los extremos del eslabón se debe calcular para  $1.2M_p$ .

$$e = 2 (1.2M_p) / (1.5V_p) = 1.6 M_p / V_p$$

La rotación plástica se reduce cuando la longitud del eslabón se incrementa

### 1.1.6. DISEÑO DE MCE

- **CONSIDERACIONES PRELIMINARES**

La longitud está en el orden de 1.0 a 1.3  $M_p/V_p$  para que la articulación que se forme sea por cortante. Se puede hacer un prediseño de la longitud del eslabón en el orden de 1.5 a 2.0 veces el peralte nominal de la viga.

- **FILOSOFÍA DEL DISEÑO**

La resistencia y la ductilidad se deben contemplar para el diseño de este tipo de marcos. La filosofía del diseño se puede resumir en:

- 1) El tamaño de los eslabones debe ser el suficiente para soportar en el nivel la fuerza cortante a la que se ven sometidos los marcos.
- 2) El diseño de traveses y columnas del marco deben ser más fuertes que los eslabones para garantizar la fuerza y la ductilidad en los eslabones, y por lo tanto que el marco puede desarrollar completamente su ductilidad.

Los eslabones son diseñados con códigos o especificaciones de fuerzas sísmicas para marcos con contraventeo excéntrico en "K". Sumando momentos respecto a un punto A (Figura 1.7), se obtiene la siguiente relación:

$$V_{\text{eslabón}} = \frac{h}{L} V_{\text{cum}}$$

Donde  $V_{\text{cum}}$  es el cortante acumulado del nivel de estudio hacia niveles inferiores.

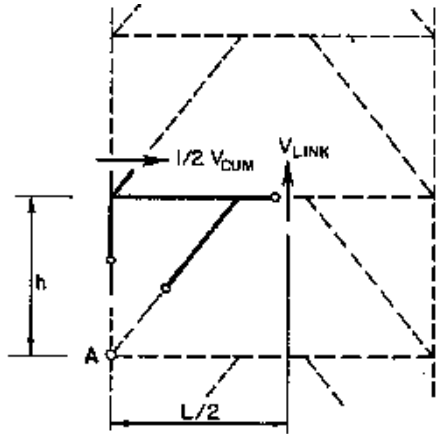


FIGURA 1.7 Diagrama de cuerpo libre aproximado para un MCE tipo K (Popov, Engelhardt; 1988)

Con  $V_{eslabón} = \frac{h}{L} V_{cum}$ ; h y L son la altura de entrepiso y la longitud entre columnas, respectivamente.

La fuerza cortante última es  $V_{ult} = V_p$ , el momento al final del eslabón es,  $M_a = \frac{V_{ult} e}{2}$ .

Las columnas de MCE deben permanecer elásticas bajo las fuerzas últimas del eslabón y condiciones de peso muerto.

**1.1.7. DETALLES DE ESLABONES Y CONEXIONES**

Los elementos clave para el desarrollo total de la capacidad de rotación deben ser, en el eslabón de corte, la rigidez adecuada y los atiesadores del alma. La colocación de atiesadores se hace por un lado en vigas menores de 60 cm y por ambos lados del alma cuando son mayores, este último detalle se debe tener muy en cuenta ya que previene el pandeo anticipado del alma o un desgarre por tensión; debiendo ir los atiesadores en todo el peralte. Ejemplo de estos detalles son en la figura 1.8.

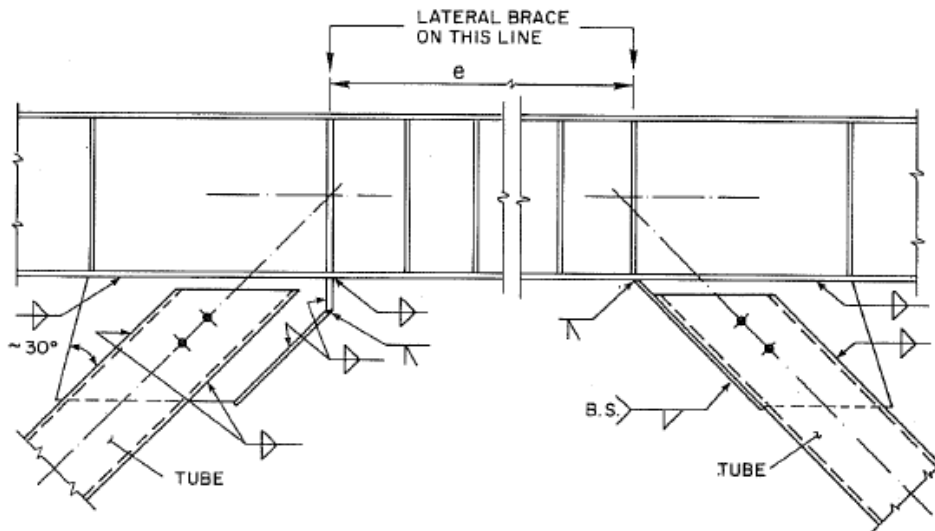


FIGURA 1.8 Detalle típico de los eslabones con contravientos en cajón (Popov, Engelhardt; 1988)

## 1.2 DUCTILIDAD Y RESISTENCIA ÚLTIMA DE MCE<sup>2</sup>

Una de las características de los MCE es que tienen la rigidez lateral adecuada para soportar adecuadamente las cargas de servicio, lo que conduce a la reducción de las deformaciones en la estructura. El estudio en este artículo se basa en eslabones cortos que se ven regidos a cortante, para los cuales se varía la separación y espesor de atiesadores para ver la influencia que esto genera en los MCE, considerándose un eslabón de sección I. Se usan eslabones cortos ya que garantizan que toda la longitud del eslabón se plastifique y no presente rotaciones grandes evitando el desarrollo de tensiones locales de mayor relevancia en el alma del eslabón. Los atiesadores que se colocan en el eslabón se deben asegurarse que la soldadura en estos sea completa, tanto al patín como en el alma del eslabón.

### 1.2.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Las ventajas de colocarle atiesadores al eslabón, ante cargas cíclicas y después de la fluencia del alma del eslabón, son las siguientes:

1. El retraso del pandeo no lineal del alma.
2. La participación en el aumento de la carga resistente del alma.
3. El aumento de la rigidez plástica del marco.
4. Prevención de falla frágil y repentina del eslabón.
5. El aumento de la ductilidad y de sobrerresistencia del marco.

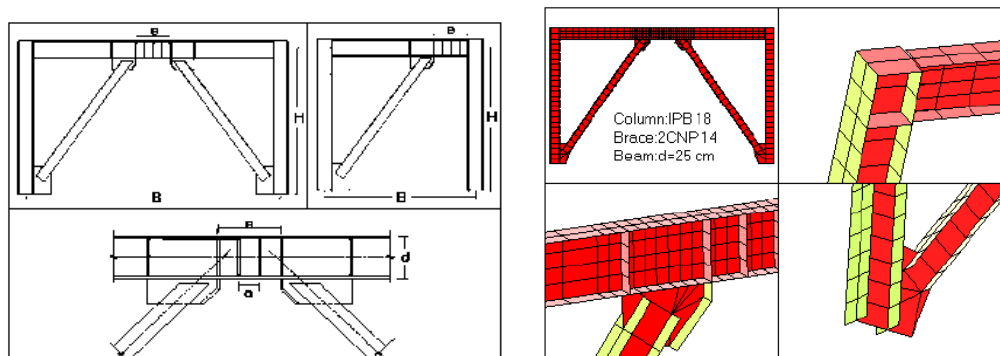


FIGURA 1.9 Detalle del MCE de estudio (Hamid; 2011)

Simbología empleada para las figuras 1.9 a 1.13:

ts;	Espesor de los atiesadores	tf;	Espesor de los patines
a;	Espacio entre atiesadores	bf;	Ancho del patín
d;	Peralte del eslabón	tw;	Espesor del alma
e;	Longitud del eslabón		

<sup>2</sup> Seyed Hamid Hashemi (2011)

"Ductility and Ultimate Strength of Eccentric Braced Frame"

2011 International Conference on Advanced Materials Engineering, IPCSIT Vol. 15

1.2.2. OBSERVACIONES

Verificando la influencia del espaciamiento de los atiesadores para diferentes cargas, los atiesadores junto con los patines del eslabón también garantizan que no haya desgarramiento en el alma por trabajar a cortante, así que si los atiesadores se colocan a espacios menores, la energía de disipación histerética es mayor (Figura 1.10).

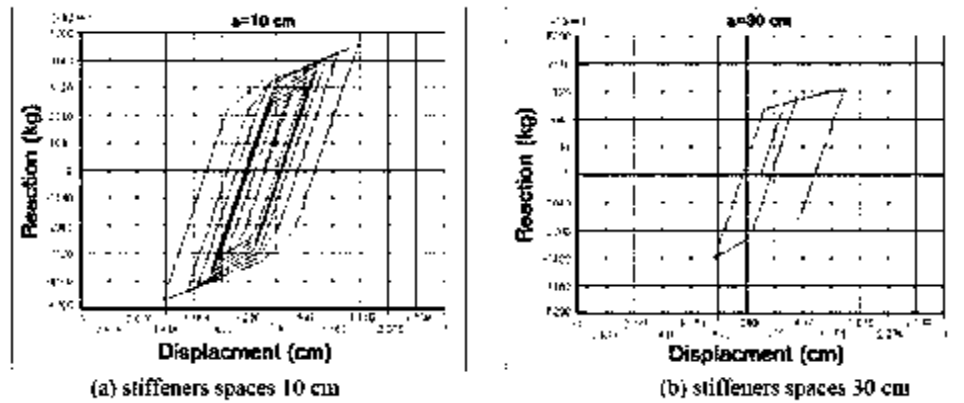


FIGURA 1.10 Diagrama de histéresis del marco (Hamid; 2011)

Se puede identificar que la rigidez del marco está dada por la longitud del eslabón y sus atiesadores, y a que a menor longitud entre atiesadores el marco presenta una rigidez extra en el marco (Figura 1.11), mientras que la ductilidad por el alma del eslabón. Cuando los atiesadores se distribuyen de manera constante en el eslabón, la zona donde el marco tendrá la máxima disipación de energía será la zona del eslabón ya que la tensión por cortante que puede sufrir el alma del eslabón es menor porque se impiden el movimiento repentino del eslabón, la sobrerresistencia del marco deja de aumentar para cierto valor de separación de los atiesadores. Al variar el espesor de los atiesadores (Figura 1.12) a espesores mayores no se puede esperar que el marco presente menores desplazamientos laterales, pero debe asegurarse que el mínimo espesor de los atiesadores sea mayor que el espesor del patín para lograr un comportamiento dúctil del eslabón.

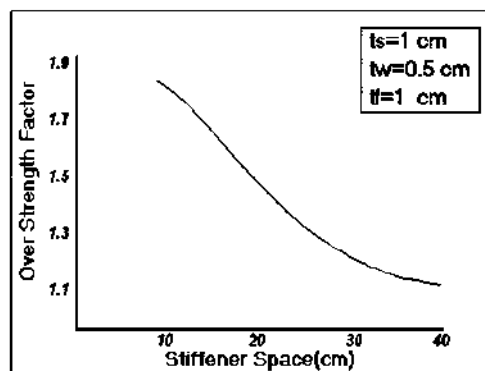


FIGURA 1.11 Resultados para diferentes espaciamientos entre los atiesadores (Hamid; 2011)

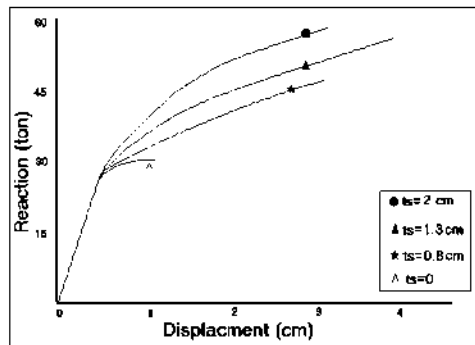


FIGURA 1.12 Resultados para diferentes espesores de atiesadores (Hashemi; 2011)

Ante espesores de atiesadores excesivos el comportamiento dúctil del eslabón decae (Figura 1.13), se puede decir que mientras más semejantes sean los espesores del atiesador y del patín del eslabón, se obtiene la ductilidad máxima que puede ofrecer el eslabón; y ante menor separación de los atiesadores esta ductilidad máxima estará dada por diversos espesores de atiesadores.

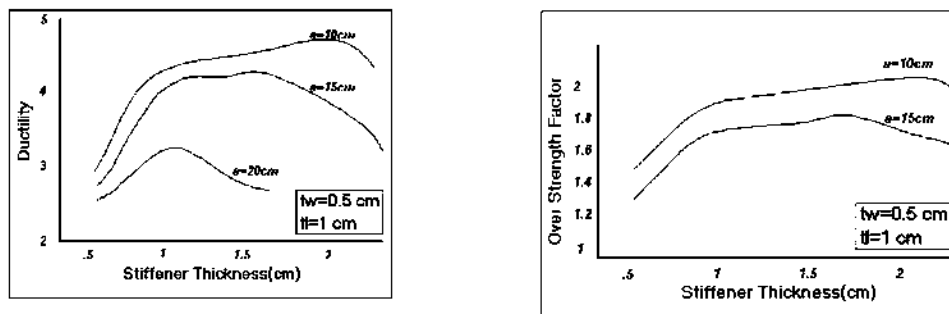


FIGURA 1.13 Diagramas ductilidad y de sobrerresistencia relativa de los marcos con cambios en el espesor de los atiesadores del eslabón (Hamid; 2011)

Para variaciones de la relación  $d/t_w$  de 25 a 77, es decir si se incrementa la esbeltez del alma, el desplazamiento lateral del marco para el cual los eslabones fluyen es menor y la fuerza de fluencia se incrementa pero, la rigidez lateral del marco permanece constante. Para una espesor del alma del eslabón de 0.4 cm el diagrama de histéresis es mayor que para un espesor de 0.6 cm.

Para variaciones del alma de 0.3 cm y 0.45 cm, con un mismo espesor de patines, y espesor de atiesadores de 1 cm y con una separación de 15 cm de estos últimos; la rigidez del marco decae debido al pandeo anticipado del alma. Mientras que si el espesor que se varia es el de los patines de 0.8 a 1.4 centímetros, para un espesor del alma de 0.5 cm y con la misma separación anterior entre atiesadores; la rigidez del marco aumenta. Cuando el espesor de los patines es 1.3 cm se obtiene la mayor rigidez del marco, y ya no cambia para espesores mayores en los patines porque para ese espesor de alma sufre pandeo.

Los eslabones que trabajan a flexión muestran primero el pandeo primero en los patines razón por lo que se presenta una disipación de energía menor, esto se puede mejorar si se colocan atiesadores en el alma del eslabón pero resulta menos efectivo porque se presentan problemas de torsión.

Para eslabones de clasificación intermedia, el alma presenta su zona de mayores esfuerzos de fluencia en los extremos donde va la conexión del eslabón, los esfuerzos de fluencia en los patines también se presenta en los extremos, obligando así a poner dos atiesadores en forma de 'riel' con espesor de 0.75bf y separación entre estos de 1.5bf.

La colocación adecuada de atiesadores en los eslabones a cortante garantiza el endurecimiento por deformación completo del alma, presentándose una falla dúctil, estos atiesadores incrementan la rigidez plástica del marco. Para cada sección de eslabón se debe hacer el cálculo correcto del espesor de los atiesadores ya que después de cierto espesor resultan inútiles, la selección del espesor del alma influye más que el espesor de los patines sin olvidar que se emplean atiesadores para evitar el pandeo del alma.

### 1.3 MARCOS CONTRAVENTEADOS EXCÉNTRICAMENTE CON REDUCCIÓN DEL ALMA EN LOS ESLABONES <sup>3</sup>

Los MCE tienen una buena ductilidad, si en los eslabones se aseguran que puedan desarrollar las rotaciones inelásticas impuestas por la carga sísmica severa. La mayoría de los ensayos experimentales para determinar la capacidad del eslabón a rotación inelástica, indican que el rendimiento a corte en los eslabones situados a la mitad de la viga debe ser capaz de alcanzar rotaciones inelásticas más allá de 0,08 radianes. Los eslabones situados junto a la columna tienen menos capacidad de rotación inelástica que los eslabones a la mitad del claro, ya que tienden a fracturar en con las conexiones de eslabón a la columna.

Lo que se propone el patín, cerca de la conexión. Las especificaciones sísmicas AISC 2005 reconocen las dificultades actuales para poder garantizar el adecuado comportamiento de la conexión eslabón-columna es a través de debilitamiento de los patines que vendría siendo una reducción de patín en forma de "hueso de perro" o el debilitamiento del alma con agujeros, la ventaja de uno sobre otro es evidente, la segunda se esperaría que tuviera un mejor comportamiento porque se está reduciendo material que proporciona la capacidad de corte del eslabón, la desventaja es la concentración de esfuerzos alrededor de los agujeros. Los estudios que se han hecho para estas

<sup>3</sup> G.S. Prinz, P.W. Richards (2009)  
"Eccentrically braced frame links with reduced web sections"  
*Journal of Constructional Steel Research* 65 (pp. 1971-1978)

condiciones de reducción son con el modelado de elementos finitos no lineal, mostrado buena predicción en el comportamiento, para poder partir de esto a modelos reales.

### **1.3.1. COMPORTAMIENTO DEL RENDIMIENTO DEL ESLABÓN ANTE LA PÉRDIDA DE SECCIÓN DEL ALMA**

- **LA ADICIÓN DE AGUJEROS**

En el alma tiene poca influencia en el pandeo de esta, por lo tanto no se obtuvieron rotaciones menores a las que se esperan, 0.08 radianes. Como es de esperar alrededor de los agujeros se ve una concentración de esfuerzos y deformaciones pero, disminuyen los esfuerzos y las deformaciones plásticas disminuyen significativamente en los patines de la sección.

Queda demostrado por los autores del artículo, que la adición de agujeros en el alma del eslabón no aumentará la rotación  $\gamma$  del eslabón, pero se tienen altos valores de esfuerzos alrededor de los bordes de los agujeros. Comparando modelos de alma completa contra modelos de una reducción del 15% del alma dieron valores de rotación de 0.05 rad y 0.04 rad respectivamente.

- **INFLUENCIA DEL TAMAÑO DEL AGUJERO Y LA ROTACIÓN**

Los agujeros más grandes dan valores menores de la rotación. A medida que el área de los agujeros aumenta en el alma la rotación disminuye. La mayor rotación fue de 0,04 rad para reducciones del alma que van desde 6% a 12% a través de los agujeros. Lo que indica que los agujeros en el alma no benefician al comportamiento del eslabón.

- **INFLUENCIA POR CONCENTRACIONES DE DEFORMACIÓN POR LA DISTANCIA ENTRE LOS AGUJEROS**

Medidos de centro a centro de agujero (incluyendo agujeros separados por atiesadores), los agujeros muy juntos causan aumento de las deformaciones y valores más bajos de rotación en el eslabón porque los esfuerzos alrededor de los agujeros se sobreponen entre ellos, creando concentraciones de esfuerzos que se presentan alrededor de los agujeros.

Se espera que al hacer pruebas experimentales los valores de rotación obtenidos analíticamente se incrementen 0.01 radianes, que para cualquier eslabón con reducción del alma a través de agujeros, la rotación dará un valor inferior al esperado de 0.08 radianes.

### **1.3.2. OBSERVACIONES**

Las siguientes conclusiones son con respecto a modelos de cómputo de eslabones en MCE cuya sección tiene agujeros en el alma:

1. Poner los agujeros en el alma del eslabón reduce las deformaciones plásticas en los patines, que se suelen presentar cerca de la conexión eslabón-columna.
2. Los agujeros del alma en el eslabón aumentan las deformaciones plásticas antes del pandeo en el alma sobre los bordes de los agujeros.

3. El esfuerzo y la deformación en el borde de los orificios del alma es mayor que en los patines cuando no hay agujeros. Esto sugiere que los eslabones con los agujeros en el alma tendrán un modo de fallo distinto, porque los esfuerzos se concentran cerca de los agujeros, por lo tanto también presentarán una menor y a lo mucho similar capacidad de la rotación a los eslabones sin agujeros del alma.

## 1.4 DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVENTE EXCÉNTRICO DISEÑADOS PARA REGIONES CON SISMO MODERADO<sup>4</sup>

Puede darse el caso de que en la región donde se vayan a construir los marcos sea poca la demanda sísmica, pero que deba soportar vientos grandes, recurriendo a esta tipología de marcos algunos sistemas de MCE prometen menor cortante en la base por sismo que por cargas de viento.

### 1.4.1. DISEÑO EN BASE DE RESISTENCIA

Se deben tener 3 consideraciones:

1. En los MCE el cortante basal por sismo puede ser excedido por el producido por viento.
2. La capacidad de diseño requerida en los MCE para los contravientos, vigas y columnas conducen a diseños ligeramente más grandes ante cargas de viento.
3. En los MCE el diseño por capacidad que requieren las vigas fuera de la zona del eslabón limitan el diseño por momento ya que se llegan a presentar cargas axiales que no se pueden despreciar.

El caso de diseño de un MCE en regiones sísmicas moderadas ofrece un punto de vista distinto, tales como:

1. Cortante de diseño por sismo excede al de viento. Ya que el cortante en la base por sismo es excedido al que se calcula por viento, con excepción al primer nivel en algunos casos; implica que los marcos MCE estarán sobrediseñados bajo las fuerzas sísmicas esperadas, entonces no se puede esperar que tenga la ductilidad óptima que se requiera ante sismo.
2. El dimensionamiento por viento excede poco al de por sismo. Solo se requiere que los eslabones tengan el tamaño requerido para soportar carga de viento, se debe acortar o alargar el eslabón para asemejarse al cortante esperado.
3. Requerimientos de diseño para un MCE de sus vigas fuera de las regiones del eslabón. Con los pequeños eslabones se tienen la necesidad de que deben ser fabricados por separado

<sup>4</sup> Eric M Hines (2009)  
"Eccentric Braced Frame Design for Moderate Seismic Regions."  
Structures Congress 2009 (pp. 1-10)

con el fin de que actúen como vigas. Sin dejar de tener en cuenta que deben ser fabricados a un costo razonable.

Se sabe que los MCE pueden ser diseñados para ajustarse a las disposiciones sísmicas del AISC sin exceder la ductilidad de tres de los MCC, sin exceder en gastos a través de los requisitos de diseño, se pueden mantener bajo control mediante la sección del eslabón haciéndolo lo más pequeño posible para resistir la fuerza del viento. De acuerdo con estas modificaciones, se espera que el eslabón pueda proporcionar una importante capacidad de deformación inelástica, produciendo en él, cortante o flexión.

Los eslabones se pueden fabricar por separado de las vigas y atornillados entre sí como un solo elemento de taller. Durante la construcción las vigas y los contraventeos se montan como si se tratara de un MCC, sin requisitos especiales. El esfuerzo adicional por trabajar con estos elementos vale la pena por los confiables beneficios.

Cuando se trata de diseños de los MCE en zonas poco sísmicas el diseñador puede tener mayor libertad en el diseño, ya que se espera demandas bajas. Para vigas fuera de los eslabones se llegan a sobrecargar axialmente en  $(\pm 0.7P_y)$  permitiendo alcanzar rotación plástica en los eslabones de aproximadamente 0.02 radianes. Se muestra el detalle a nivel de techo (Figura 1.14) de una conexión viga-contraviento-eslabón.

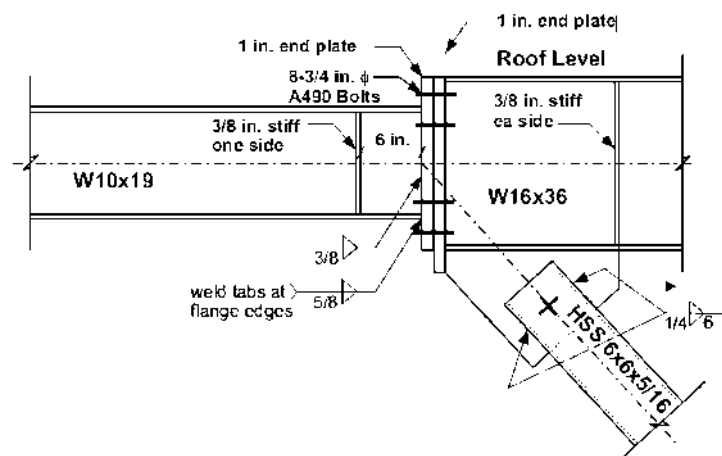


FIGURA 1.14

Detalle de una conexión viga-contraviento-eslabón (Hines; 2009)

## 1.5 DISEÑO SÍSMICO DE UN MARCO CON CONTRAVIENTEO EXCÉNTRICO<sup>5</sup>

Los MCE se emplean por el hecho de ser un sistema con rigidez lateral que incluye una importante capacidad de disipación de energía para resistir grandes fuerzas sísmicas. Los MCE formado por una viga, uno o dos contravientos y columnas, uno de los lados de cada contraviento deben estar conectados excéntricamente a la viga del marco. La conexión excéntrica introduce fuerzas de flexión y cortante tanto en la viga como en el contraviento. Pudiéndose manejar dos casos extremos por la geometría del eslabón; si es corto el marco se vuelve más rígido, tanto como un MCC; si se hace largo, el marco es más flexible acercándose a un MRM.

La filosofía de diseño para todos los elementos (con excepción del eslabón que trabajará inelásticamente) es que trabajen elásticamente. El comportamiento previsto durante un terremoto de gran magnitud es que el eslabón se deforme inelásticamente con una ductilidad y energía de disipación grandes. Los códigos manejan las disposiciones que deben garantizar esta permanencia en el comportamiento elástico esperándose que ante la presencia de grandes terremotos únicamente el eslabón presentará daño estructural.

### 1.5.1. VARIABLES IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE UN MCE

Las variables importantes en el diseño de un MCE son, la configuración del contraviento, la longitud del eslabón y las propiedades de la sección del eslabón. Cuando se define lo anterior tiene un proceso iterativo para evaluar las variables más importantes del diseño del MCE. Se puede tener la siguiente metodología, establecer los criterios de diseño, identificar una configuración de los contravientos, diseño del eslabón, diseño del resto de los componentes del marco.

La primera aproximación en la longitud del eslabón se puede hacer en base al cortante de diseño. Y estimaciones razonables para los contravientos, vigas y las columnas con la fuerza por sobrerresistencia que se espera produzcan los eslabones. Después se puede auxiliar de un programa de análisis para el refinamiento sobre todo durante el periodo de construcción.

- **CONFIGURACIÓN DEL CONTRAVIENTO**

Depende de muchos factores como por ejemplo la altura, longitud de las crujías y la ubicación de los espacios abiertos necesarios.

---

<sup>5</sup> Roy Becker, Michael Ishler (1996)  
"Seismic Design Practice For Eccentrically Braced Frames based on the 1994 UBC"  
Structural Steel Educational Council.

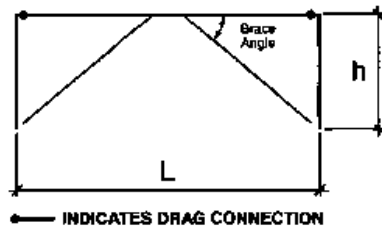


FIGURA 1.15 Identificación del ángulo del contraviento (Becker, Ishler; 1996)

- **PROPORCIONES DEL MARCO**

Es deseable que el ángulo del contraviento (Figura 1.15) se mantenga entre 35° y 60°. Para facilitar el montaje de los elementos y resto de las conexiones, influye la estrecha coordinación entre el arquitecto y el ingeniero y así optimizar el comportamiento estructural con las exigencias arquitectónicas.

- **LONGITUD DEL ESLABÓN**

La longitud influye en el comportamiento inelástico del eslabón, pudiendo predecir qué elementos mecánicos, ya sea cortante o momento flexionante, harán que el eslabón se plastifique. Incrementando su longitud se tiene un mejor comportamiento dúctil hasta un límite, debiéndose reforzar contra el pandeo. Con estas características el eslabón se comporta como una viga corta sometida a cargas iguales en sus extremos. Se puede ver algunos de estas diferencias en la longitud del eslabón en la tabla 1.1.

TABLA 1.1 Longitud del eslabón y comportamiento previsto

$e < 1.3 \frac{M_s}{V_x}$	Asegura el comportamiento de cortante, límite superior recomendado para los eslabones de cortante
$e < 1.6 \frac{M_s}{V_x}$	Se considera como post-deformación elástica controlado por el cortante de fluencia.
$e = 2.0 \frac{M_s}{V_x}$	Comportamiento del eslabón, teóricamente un equilibrio entre corte y flexión de fluencia.
$e < 2.0 \frac{M_s}{V_x}$	Comportamiento del eslabón considerado, para ser controlado por flexión
$e > 3.0 \frac{M_s}{V_x}$	Se considera como post-deformación elástica controlado por la flexión de fluencia.

Siempre se buscan eslabones diseñados por cortante ya que son los que ofrecen una mejor ductilidad. Si la longitud mínima del eslabón está limitada se puede añadir placas sobre los patines para aumentar la capacidad de flexión y transformar un eslabón largo a eslabón corto. Si se pretende construir el eslabón con placas en taller, se crea una discontinuidad en la curvatura de deflexión de la viga.

- **SECCIÓN DEL ESLABÓN**

Se suele seleccionar el área mínima del alma para resistir la fuerza cortante de un MCE, ya que se requiere que los demás elementos del marco estén sobredimensionados para resistir la fuerza de sobrerresistencia que proporcionará el eslabón así que se busca optimizar el área del alma a la más cercana que asegure resistir la fuerza cortante.

- **CRITERIOS DE DISEÑO**

Se recomienda un diseño de excentricidad mínima de torsión, que suele ser del 5% de la dimensión perpendicular del edificio. Para vigas y columnas, la carga de gravedad no es necesario que se incluya en el prediseño ante cargas laterales, se supone que el contraventeo no existe.

### 1.5.2. ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS DEL MARCO

- **PARA EL ESLABÓN**

Cuando la reglamentación nos indica que la fluencia por flexión ocurre antes de que se produzca cortante debe cambiarse la sección a una con mayor capacidad de flexión, ya que debe fallar primero a cortante que a flexión. El momento de diseño para el eslabón puede ser determinado por un análisis elástico de la estructura.

- **PARA LOS PATINES DE LA VIGA**

Debe reforzarse la viga para los patines superior e inferior en los extremos de las vigas. La viga junto al eslabón debe tener la capacidad suficiente para resistir cortante y flexión que proporciona el eslabón. El comportamiento dúctil de un MCE requiere en el eslabón una deformación inelástica. El marco puede ser modelado como un cuerpo rígido, con los puntos de pivote en el eslabón y una deformación impuesta, se hace esta suposición porque ante cargas sísmicas para las cuales se diseña el marco, se producirán articulaciones plásticas o sea, estos pivotes en el eslabón (Figura 1.16).

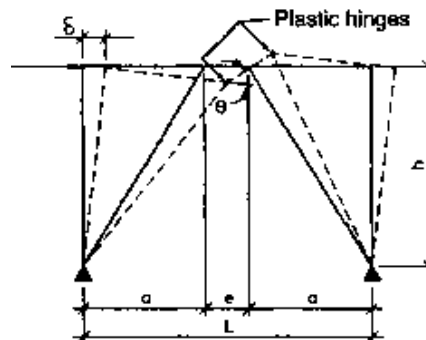


FIGURA 1.16 Rotación del eslabón (Becker, Ishler; 1996)

En la práctica cuando la sección de la viga fuera del eslabón y el eslabón son iguales, la conexión viga-contraviento debe ser capaz de transferir momento de la viga al contraviento, esto es ventajoso

para mantener la tensión crítica ubicada en el eslabón; soliendo suponerse que en el contraviento se aumentará la carga axial última en un 15% o 20% para tener en cuenta los efectos de torsión. No se debe olvidar que se deben proporcionar atiesadores con intervalos regulares en el eslabón para garantizar su comportamiento dúctil.

- **EL DISEÑO DE LAS COLUMNAS**

Debe tener un exceso de capacidad para garantizar que las columnas no fallen antes que el eslabón presente su máxima capacidad de disipación de energía.

- **EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN**

Requiere de una revisión estructural de los cimientos considerando la ductilidad de la cimentación con relación a la de la superestructura. Pudiéndose diseñar la cimentación para que supere la capacidad de la superestructura, garantizando que los fallos de los componentes estructurales se producen en la superestructura, en los eslabones.

### 1.5.3. CONEXIONES

- **CONTRAVIENTO A VIGA**

En esta conexión la placa de conexión no debe extenderse dentro del eslabón, se requiere que la conexión transmita la compresión al contraviento y también transmita esta fuerza en el alma de la viga para evitar problemas de torsión. La distancia libre  $x$  (Figura 1.17) que hay entre el contraviento y la viga debe ser la menor posible, para que la placa de conexión no sufra problemas de pandeo, se sugiere una distancia que sea menor que 2 veces el espesor de la placa de conexión.

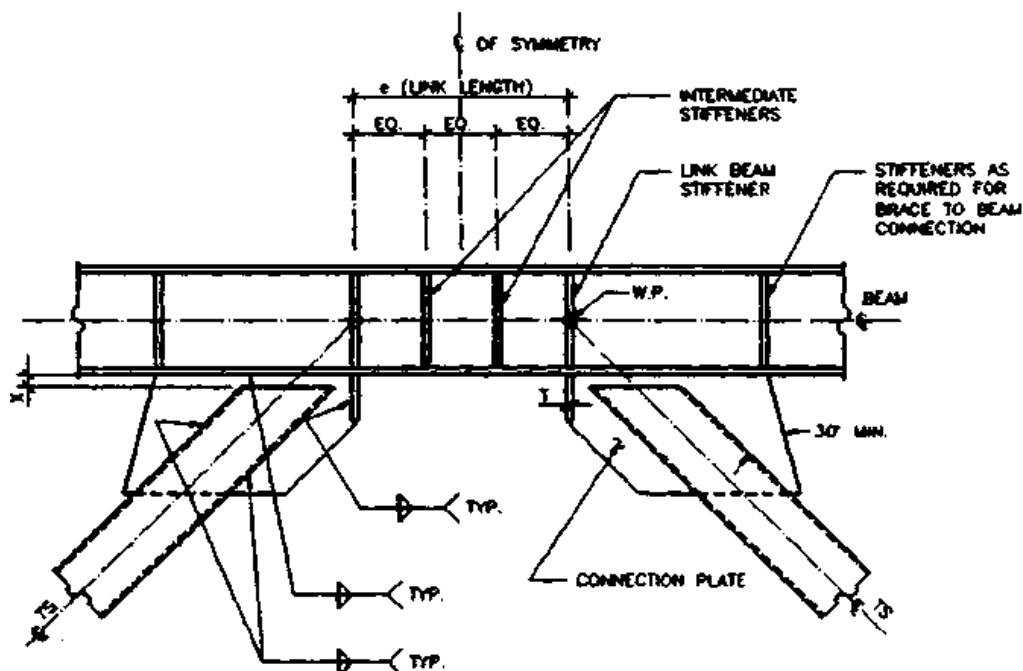


FIGURA 1.17 Conexión típica Viga-contraviento (Becker, Ishler, 1996)

Cuando el centroide del contraviento y el de la soldadura no coinciden debe revisarse la soldadura entre la placa de escuadra y la viga. Se debe comprobar la tensión en el alma de la viga para ver si se requiere un refuerzo en la conexión de la viga y el contraviento, evitando que se presente desgarramiento en el alma de la viga.

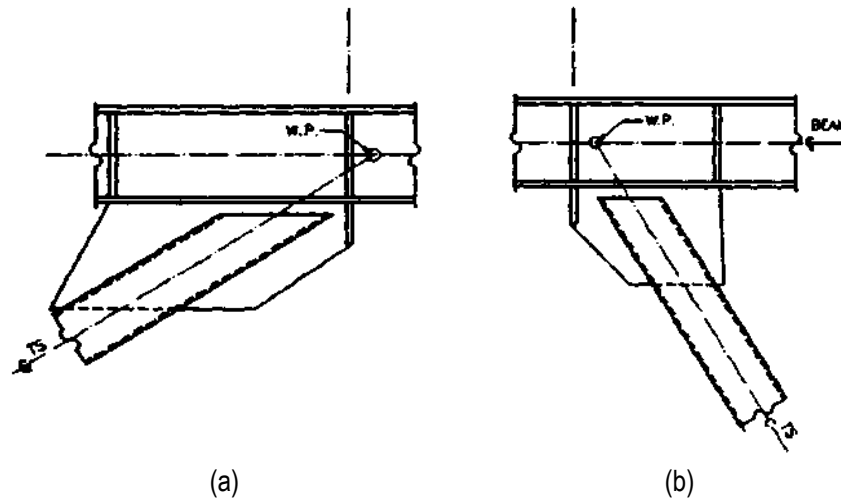


FIGURA 1.18 Conexión viga-contraviento (Becker, Ishler, 1996)

El diseñador debe tener cuidado de asegurarse de que la ubicación del punto de intersección (W.P.) de los centroides del contraviento y la viga queden dentro del eslabón (Figura 1.18 a) ya que de lo contrario (Figura 1.18 b) se crea una excentricidad en la localización de la fuerza del contraviento, variando la localización del máximo esfuerzo combinado por flexión y cortante en el eslabón.

#### 1.5.4. CONEXIÓN DEL CONTRAVIENTO A LA VIGA Y COLUMNA

Para que haya coherencia en el diseño, la conexión del contraviento en la columna debe desarrollar la resistencia a compresión Figura 1.19, si se usa una placa escuadra grande soldada en línea con la viga y columna, la conexión debe revisarse por capacidad de momento.

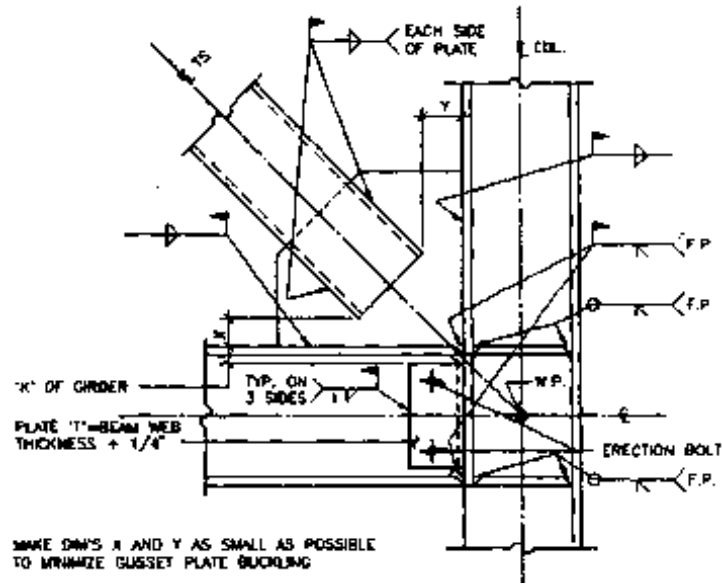


FIGURA 1.19 Conexión contraviento a columnas y viga con placa soldada (Becker, Ishler; 1996)

Se puede hacer otro tipo de conexión, incluyendo atiesadores (Figura 1.20) en la parte superior, media e inferior para evitar cortante en el plano. Si el punto de trabajo de la conexión de la viga y el contraviento cambia a la línea central de la viga, el momento producido por este desplazamiento debe ser incluido en el diseño de la columna.

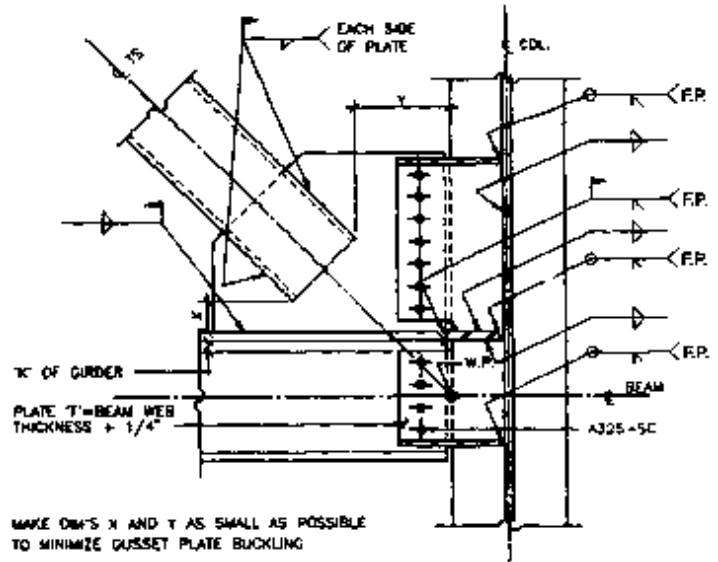


FIGURA 1.20 Conexión contraviento a columnas y viga con placa atornillada (Becker, Ishler; 1996)

### 1.5.5. RESUMEN DEL ESLABÓN DEL DISEÑO DE UN MCE

El eslabón en la viga es el elemento más crítico de un MCE, el eslabón debe cumplir con:

1. Un diseño compacto de almas y patines.
2. Capacidad adecuada de corte, carga axial y de flexión.
3. Una rotación limitada con relación al resto de la viga.

Un MCE posee una excelente ductilidad y limita eficientemente los desplazamientos del edificio. Puede ser un sistema de refuerzos con contravientos muy rentable.

## 1.6 DISPOSICIONES DE DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVIENTEO EXCÉNTRICOS<sup>6</sup>

Se caracterizan porque en el marco se forma al menos un eslabón deformable estable en la viga. Se introduce una excentricidad deliberada. Y sus elementos estructurales son el eslabón, contraviento, columnas, las vigas junto al eslabón ("collector beams") y las conexiones; se muestran dos marcos con contravientos excéntricos en la Figura 1.21.

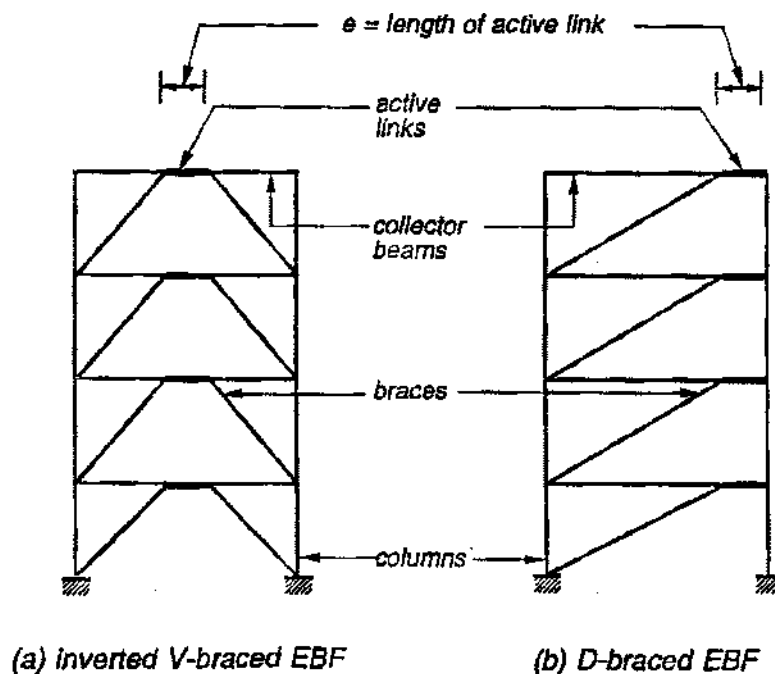


FIGURA 1.21 Elementos de un MCE (Rai, 2006)

<sup>6</sup> Dugresh C. Rai (2006)  
"Development of Design Provisions of Eccentric Braced Frames"  
B. Tech, Project Presentation

Las características principales del eslabón son su rotación y su longitud (Figura 1.22), así:

$$\gamma_P = f(L, e, \theta_p)$$

$$e = f(M, V)$$

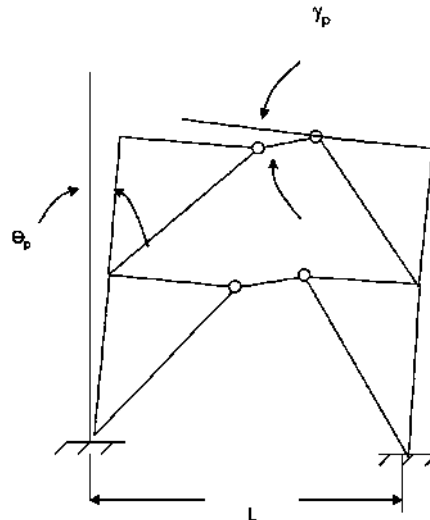


FIGURA 1.22 Articulación en el eslabón (Rai; 2006)

### 1.6.1. FILOSOFÍA DISEÑO

El eslabón es el elemento más activo ante la presencia de un sismo y en este recae principalmente la disipación de energía.

- **CARACTERÍSTICAS EN EL ESLABÓN**

Se debe proporcionar un atiesador de refuerzo de profundidad completa y por ambos lados del eslabón, en el extremo se va a conectar el contraviento o los contravientos. Debe tener previsto como, una sección compacta; el esfuerzo de fluencia mínima del acero utilizado para el eslabón; no será superior al recomendado por las normas y el espesor del alma debe ser considerado individual; se debe proporcionar de atiesadores intermedios ubicados a la misma distancia y atiesadores en los extremos de la conexión viga-contraviento, los primeros por un solo lado o por ambos depende del peralte del eslabón y los segundos por ambos lados, ambos deben cubrir la misma profundidad que el eslabón

- **COLUMNA, CONTRAVIENTO DIAGONAL Y VIGA FUERA DEL ESLABÓN**

Estos 3 elementos se deben diseñar considerando la sobrerresistencia que se generará en el eslabón, más la carga muerta de diseño.

## 1.7 DESARROLLO DEL DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVENTE EXCÉNTRICO CON ESLABONES DE CORTANTE REEMPLAZABLES<sup>7</sup>

El diseño actual de los MCE considera que el eslabón y la viga son un mismo elemento continuo, delimitando al eslabón únicamente por los atiesadores y por los contravientos, dando así eslabones de gran tamaño, conduciendo al sobredimensionamiento de los demás elementos y al de la cimentación. Cómo se espera que el daño se localice en la región delimitada del eslabón suele ser complejo repararlos o reemplazarlos, estos inconvenientes pueden ser disminuidos a través de eslabones reemplazables, que tienen un comportamiento dúctil muy bueno.

### 1.7.1. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Los eslabones con perfiles de sección distinta al resto de la viga pueden lograr las mismas rotaciones que los eslabones tradicionales, definiendo correctamente las configuraciones de conexión, detalle de soldadura y espaciamiento de atiesadores sin requerimiento adicionales a los de los eslabones comunes. Cuando se requieren los incrementos en la rotación inelástica de los eslabones, se puede lograr con eslabones atornillados permitiendo deformaciones en el tornillo de apoyo.

La intercambiabilidad en el sitio de las secciones de eslabón se confirma incluso en presencia de deformaciones residuales de 0.5% de distorsiones de entrepiso.

Los diseños actuales hacen que el eslabón fluya por fuerzas cortantes y que la porción de viga fuera de este resista las fuerzas de endurecimiento del acero. Comúnmente el equilibrio de estos requisitos es un proceso iterativo muy largo, ya que resultan eslabones de grandes tamaños originando así fuerzas por endurecimiento mayores y dando lugar al resto de los elementos de los MCE para resistirlos a través de secciones de mayor tamaño conduciendo esto a un aumento en el costo global de la estructura.

El uso de eslabones reemplazables permite el control independiente de la fuerza, la rigidez y la ductilidad de los MCE, pero con la excepción de que cuando el eslabón del MCE va soldado a la columna se presentan conexiones con mal rendimiento.

Cuando los MCE se ven sometidos a sismos tales que los eslabones se vean dañados, por una simple inspección visual no se sabe que tan dañados estén e inclusive resulta difícil determinar

---

<sup>7</sup> Nabil Mansour (2010)  
"Development of the design of Eccentrically Braced Frames with Replaceable Shear Links"  
Department of Civil Engineering, University of Toronto

cuándo se requiera el cambio de estos. Y ante cualquier carga posterior a un elemento dañado su nivel de rendimiento del MCE se reduce.

El eslabón será dimensionado para satisfacer el requisito de resistencia, como se trata de una sección armada, será realizada con soldadura y procedimientos típicos de taller, la conexión será a través de tornillos facilitando así su montaje y reduciendo el tiempo referido para esto, después de grandes sismos el hecho de reemplazarlos rápidamente hace que la estructura se lleve a su nivel de seguridad original con un bajo costo.

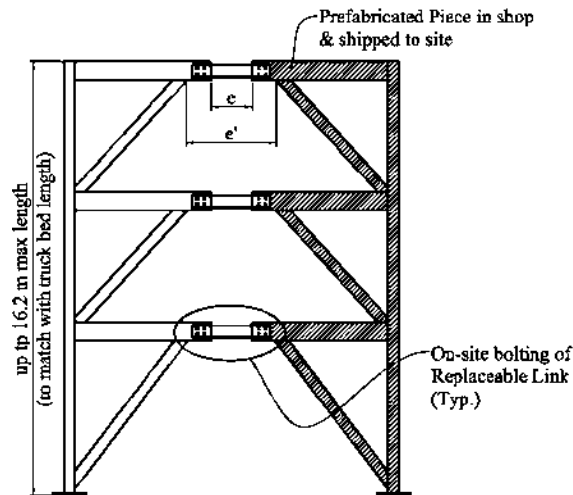


FIGURA 1.23 Conexión propuesta con eslabón reemplazable en un MCE con contravientos en K divididos (Mansour; 2010)

Las categorías de clasificación para los eslabones son:

- Eslabones reemplazables fabricados de sección I con conexiones de placa terminal
- Eslabones reemplazables con sección formada por 2C atornillados al alma.

Sólo se hará mención de la parte de eslabones de sección I y se demuestra que los eslabones a cortante reemplazables cumplen con los criterios de aceptación de ductilidad de 0.08 radianes de rotación.

Todos los eslabones serán de sección I, su comportamiento será a cortante y serán reemplazables e irán soldados en sus extremos a de placas terminales las cuales irán atornilladas, los tornillos de la conexión deben garantizar tener la resistencia adecuada para asegurar que el eslabón fluya y se transfiera correctamente las fuerzas de endurecimiento por deformación (Figura 1.24). Debe garantizarse que el eslabón no esté a ras con el nivel de piso para facilitar su desacoplo cuando se requiera su sustitución. Se busca el uso de sección de almas relativamente delgadas y patines anchos.

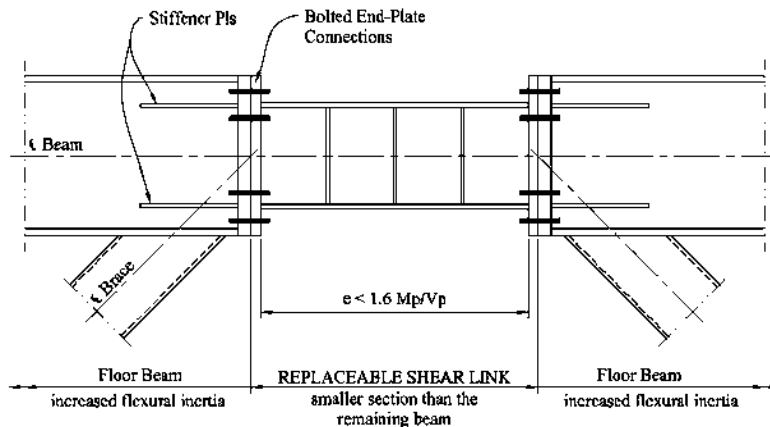


FIGURA 1.24 Eslabón a cortante opción 1 (Mansour; 2010)

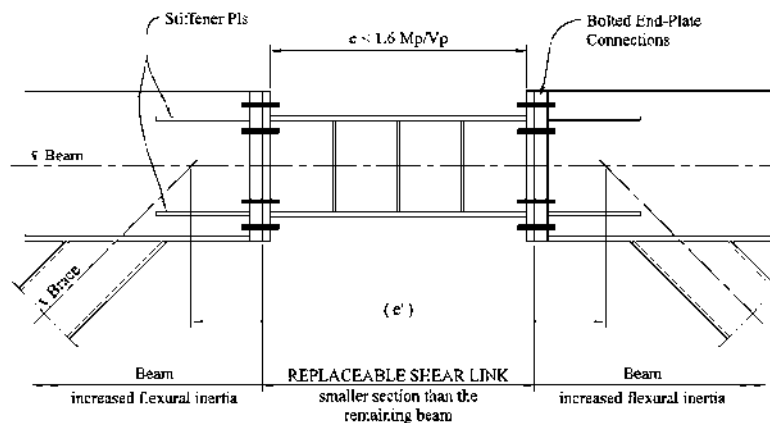


FIGURA 1.25 Eslabón a cortante reemplazable desacoplado  $e$  de  $e'$  (Mansour; 2010)

Cuando la longitud  $e$  es menor a la  $e'$ , el análisis del elemento viga-contraviento debe revisarse por capacidad (ver figura 1.25).

### 1.7.2. COMPORTAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE MARCOS EXCÉNTRICAMENTE CONTRAVENTADOS Y ESLABONES DE CORTANTE

En un MCE bien diseñado, la resistencia y la ductilidad de la estructura están directamente relacionados con la resistencia y ductilidad de los eslabones, el detalle de los eslabones se puede resumir en, el tamaño del eslabón proporciona el nivel de fuerza lateral del marco, el detalle de los atiesadores del eslabón proporcionan la ductilidad, el diseño del resto de los elementos del marco debe SER MAS FUERTES para que los eslabones desarrollen la totalidad de su fuerza y su ductilidad. En los códigos actuales el resto de los elementos del marco no están diseñados para esta sobrerresistencia.

- **DISEÑO DE LA CAPACIDAD DE LOS OTROS MIEMBROS DEL MCE**

La filosofía del diseño de este tipo de marcos es que los eslabones actúen como fusibles sísmicos dúctiles y preservar los demás elementos estructurales en un rango elástico. Se ha estimado que la fuerza última de fluencia en eslabones cortos es con CAN/CSAS16-09 como,  $V_{ult} = 1.3R_yV_p$  donde  $R_y$  es la probabilidad de que el esfuerzo supere al de fluencia. A través de resultados experimentales puede tomarse como  $V_{ult} = 1.58V_p$  (Nabil Mansour, 2010). Todos los elementos se deben sobre diseñar para los elementos mecánicos extras que generen los eslabones ya en su esfuerzo de fluencia totalmente endurecido.

- **ESLABONES A CORTANTE REEMPLAZABLES**

Se habían ya propuesto este tipo de elementos para los MCE pero con una reducción en sus patines en forma de “hueso de perro” en el eslabón sugerido por Balut y Gioncu (2003), pero no dan buenos resultados ya que el eslabón en sí exige distancias cortas para garantizar su buen comportamiento y estas distancias limitadas no son prácticas para las conexiones de las placas terminales con reducciones de este tipo ya que las placas tienen un comportamiento de “deslizamiento crítico” (Nabil Mansour, 2010).

### ***1.7.3. OBJETIVOS DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES***

Un programa experimental a gran escala (ver figura 1.29), diseñado para investigar un número de aspectos importantes del comportamiento de los eslabones de rendimiento de corte reemplazables. Se diseñan para que alcancen la capacidad de ductilidad requerida de 0.08 radianes para rotación plástica.

Finalmente el autor de la tesis analiza 7 muestras en el Laboratorio de Ingeniería Estructural en la Escuela Politécnica de Montreal, donde se utilizó una configuración de marco contraventeado excéntricamente completo para verificar el comportamiento global del sistema propuesto y la intercambiabilidad de los eslabones (Nabil Mansour, 2010)

- **EL DISEÑO DE LOS ESLABONES REEMPLAZABLES**

La selección inicial de los elementos del eslabón depende de la resistencia plástica a cortante del eslabón que tiene que soportar ante las fuerzas cortantes de entrepiso que produce el sismo. La longitud del eslabón es parte de la viga y está acotada por los dos contravientos, asegurándose que sean eslabones cortos por su mecanismo de disipación de energía es más estable. Las conexiones vigas columnas deben ser capaces de transferir las fuerzas generadas por los eslabones completamente endurecidos por deformación, y que los demás elementos permanezcan esencialmente lineal elástica.

Las soldaduras se realizaron con alambre tubular para soldadura por arco, se fabricaron en el taller como una conexión típica. En la figura 1.26 se muestra detalles y requisitos de la soldadura, diámetros de agujeros en las placas terminales así como el espesor de la placa, de un eslabón reemplazable conectado a placas terminales y en la figura 1.27 el eslabón ya terminado.

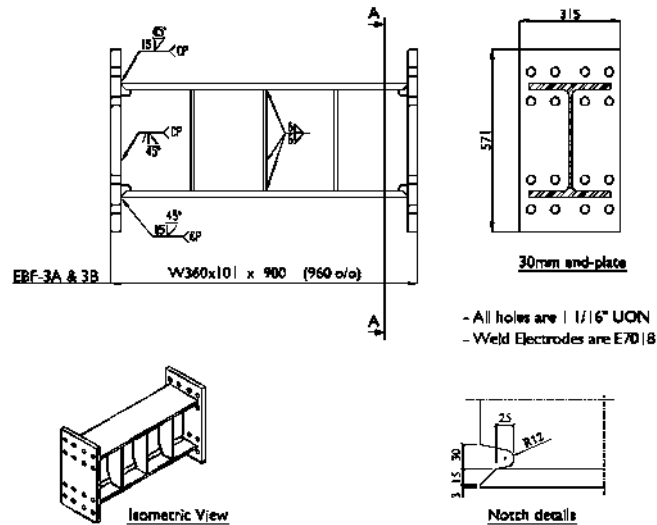


FIGURA 1.26 *Espécimen del eslabón I, detalles (Mansour; 2010).*

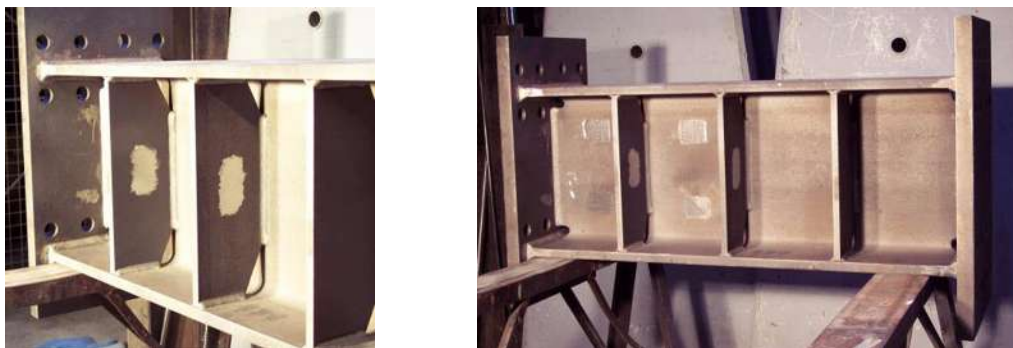


FIGURA 1.27 *Eslabón reemplazable de sección I con placas terminal. (Mansour; 2010)*

Para las rotaciones según los criterios de aceptación que se maneja, mencionan que tomaron de forma conservadora 0.01 rad como la rotación de fluencia del eslabón y el límite de la rotación plástica de 0.08 rad. El marco debe de presentar una distorsión de entrepiso residual de hasta 0.5% después del evento sísmico, para así poder colocar el nuevo eslabón.

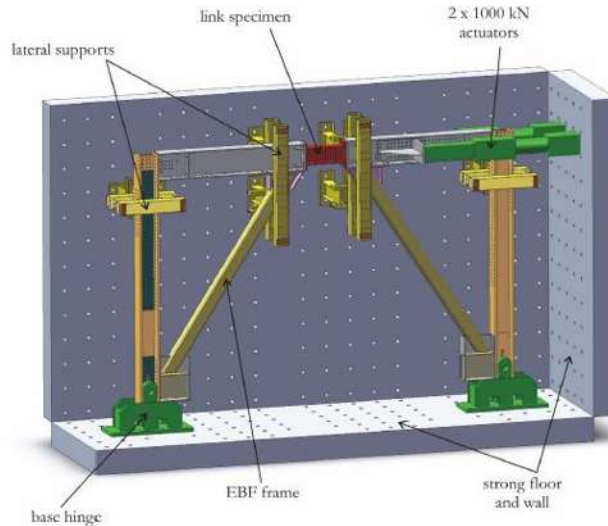


FIGURA 1.28 MCE de prueba de la Escuela Politécnica de Montreal (Mansour; 2010)

El autor reporta distorsiones de entrepiso para eslabones de sección **I** con placa terminal ya en el modelo del marco completo, de 1.52% para una rotación plástica en el eslabón de 0.095, de 1.71% para una rotación plástica en el eslabón de 0.112.

#### **1.7.4. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS MCE CON ESLABONES A CORTANTE REMPLAZABLES**

En las pruebas el incremento de carga se realiza hasta que se observa el pandeo del alma o la formación de una grieta junto con el decremento significativo de la fuerza cortante resistente del eslabón, tratando de detectar lo más pronto las fracturas.

Para los eslabones de placa terminal se observa que se superó el ángulo de rotación inelástica que es de 0.08 radianes ya que es la rotación objetivo, las curvas de histéresis son completas y se asemeja a un eslabón tradicional. Con los resultados de las pruebas de los especímenes se concluye que si las placas finales a las cuales va soldado el eslabón son muy rígidas, no se presentan deformaciones anticipadas en los elementos que componen al eslabón antes de alcanzar su rotación de fluencia. Para altos valores de rotación los patines presentan las primeras deformaciones en las secciones extremas, donde van soldados con las placas terminales. En los orificios de acceso de la soldadura que se hacen en las esquinas del alma del eslabón, se ve que allí inician las grietas y se propagan por toda el alma tanto vertical como horizontalmente (Figura 1.29)

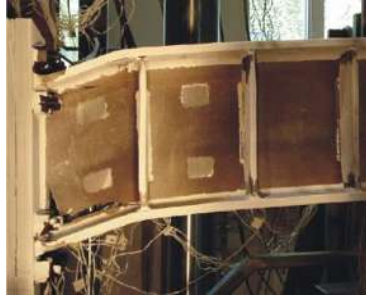


FIGURA 1.29 *Eslabón con grieta originada en el orificio de la soldadura. (Mansour; 2010)*

Ya que los orificios de acceso a la soldadura reducen el área del alma y como en los extremos se presentan los elementos mecánicos máximos, la resistencia al corte que se espera se reduce. Cómo se realizan pruebas de los MCE con eslabones reemplazables con losa de entrepiso y sin ella, se observa que la losa no restringe el eslabón para alcanzar deformaciones máximas por cortante, pero tanto el eslabón y la losa que está sobre este sufren deformaciones, cuando se requiere cambiar el eslabón también se debe cambiar el concreto de la losacero.

Como en el modelo completo del marco (Figura 1.29) los actuadores someten al marco a cargas cíclicas, se observa que los eslabones presentan menor resistencia al corte cuando el actuador jala al marco que cuando lo empuja.



### 2.1 ANSI/AISC 341-10<sup>8</sup>

Los marcos con contraventeo excéntrico se deben diseñar según la sección (F3. ECCENTRICALLY BRACED FRAME [EBF]), en este trabajo sólo se citarán los requerimientos y fórmulas para las siguientes características, MCE con contraviento en k separada (Figura 2.1), sección de eslabones en forma de I, eslabones cortos con momentos iguales en sus extremos. Las normas se basan en la simulación de la fluencia de los eslabones ante carga cíclica.

Los marcos se componen de los siguientes elementos clave (Figura 2.1), eslabones (a), segmentos de viga fuera de los eslabones (b), contravientos en diagonal (c) y columnas (d). Los contravientos deben conectarse de tal forma que produzcan fuerza de cortante al eslabón, éste se define por la excentricidad horizontal entre los puntos de intersección de los contravientos y la línea central de la viga.

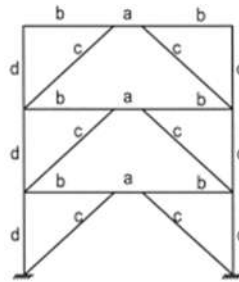


FIGURA 2.1 MCE con Contravientos en "K" separada (AISC; 2010; Fig. C-F3.1)

#### 2.1.1. BASES DEL DISEÑO

Se espera que los MCE diseñados con estas disposiciones disipen energía sísmica a través de la deformación inelástica en los eslabones ante cortante o flexión. Se espera que la longitud del eslabón no sea demasiado corta, intentando garantizar el rendimiento cíclico estable de los eslabones, mientras que el resto de los elementos de los marcos se espera que trabajen en el rango elástico, incluso bajo las fuerzas que puedan desarrollar los eslabones totalmente plastificados y con sus fuerzas de endurecimiento por deformación del acero.

Se considera que los eslabones en el marco desarrollen su capacidad total de fluencia sin la falla de cualquier columna individual o la formación de un "piso blando", que para edificios de baja altura no

<sup>8</sup> American Institute Of Steel Construction  
"Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"  
June 22, 2010

representa gran dificultad para cumplir esta condición, pero si para edificios donde su diseño está controlado por el desplazamiento lateral de entrepiso. Por esto la formación de rótulas plásticas en las columnas se debe evitar cuando se combina con la formación de articulaciones en los eslabones. Debe incluirse la carga máxima transferida a la columna por el marco, incluyendo los efectos de material endurecido y por sobrerresistencia.

### 2.1.2. ANÁLISIS

Las fuerzas requeridas en los elementos que no son eslabones, se basan en las combinaciones de carga que marca el del código de construcción aplicable e incluyen la carga sísmica más la fuerza amplificada del eslabón que es tomada como una carga sísmica amplificada. Como la disipación de energía solo debe hacerse a través del eslabón, los demás elementos deben resistir las cargas desarrolladas por el eslabón totalmente endurecido. En la mayoría de las configuraciones el contraviento y la viga están sujetos a grandes cargas axiales y momentos de flexión, por esto se diseñan como si se tratara de una vigas-columnas.

El efecto de las fuerzas horizontales que incluyan la carga sísmica amplificada, se tomará como las fuerzas desarrolladas en los extremos de los eslabones correspondientes a la fuerza ajustada del eslabón. **La fuerza cortante del eslabón  $V_n$  se ajustará por dos valores, el primero, que es el que considera la sobrerresistencia en el eslabón, se tomará como  $R_y$  veces la fuerza nominal, por tratarse de una sección I este valor será de 1.25; el segundo es un factor para considerar el endurecimiento por deformación y será de 1.25.**

- **EXCEPCIONES PARA LA FUERZA AJUSTADA EN EL ESLABÓN**

1. Por el efecto de sobrerresistencia, para el diseño del resto de elementos se permite tomar las fuerzas anteriores en 0.88 veces para:
  - a) La porción de la viga fuera del eslabón, siempre y cuando se asegure la estabilidad de la viga y que está forme parte de un sistema de entrepiso rígido.
  - b) Las columnas que formen parte de un marco de tres o más niveles con presencia de eslabones.
2. Se permite omitir las fuerzas de flexión resultante de desplazamiento de entrepiso por la condición de fuerza ajustada en el eslabón.
3. La resistencia de columnas no tiene que exceder la menor de las siguientes:
  - c) Fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación de levantamiento por volteo.
  - d) Las fuerzas determinadas a partir del análisis no lineal indicado en la sección C3 del AISC 341-10.

La fuerza axial resultante y el momento flector de la viga pueden entonces reducirse a un 88%. El segmento fuera del eslabón puede ser problemático en algunos MCE, ya que puede ser insuficiente para tener la resistencia requerida, el aumento del peralte resultaría inútil. Estos problemas de diseño de la viga pueden minimizarse mediante el uso de eslabones dúctiles a cortante  $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$  disminuyendo el momento que se transmite a la viga. Se puede disminuir, cuando así se requiera, el momento en la viga si la intersección de las líneas centrales del contraviento y de la viga se localiza fuera del eslabón, esto se hace proporcionando al contraviento con una rigidez de flexión para que se transfiera más momento al contraviento, debiendo diseñarse para momentos más grandes.

El ángulo de rotación inelástica del eslabón se determina a partir de la porción inelástica del diseño por desplazamiento. El ángulo del eslabón para la rotación inelástica se permite determinarse a partir de análisis no lineal.

Por lo anterior, la resistencia requerida para el eslabón, con momentos iguales en los extremos (eslabón a la mitad del claro)

Para  $e \leq 2 \frac{M_p}{V_p}$

$$V_{ESL} = 1.25 R_y V_p$$

$$M_{ESL} = \frac{e}{2} (1.25 R_y V_p)$$

La relación de la viga o el contraviento para soportar la fuerza axial, se controla principalmente por la geometría de MCE y no modifica la actividad inelástica, por lo tanto con un análisis elástico del marco se puede obtener estas relaciones, incluyendo los momentos de eslabón al extremo de la viga y al contraviento. También se puede utilizar un diagrama de cuerpo libre de un análisis elástico sobre la base de la fuerza de eslabón y distribuir proporcionalmente los momentos basados en un análisis elástico, se debe tener precaución si las intersecciones de la línea central caen fuera del eslabón. Finalmente a través de un análisis inelástico del marco puede llevar a cabo la correcta distribución de momentos.

La resistencia en las conexiones al contraviento debe ser la misma que la del contraviento. El contraviento, la viga fuera del eslabón, el resto de las vigas y las columnas deben ser diseñados con las fórmulas de capacidad, para resistir el endurecimiento total del eslabón aplicando el factor de endurecimiento antes mencionado por el hecho de que más eslabones puedan alcanzar su máxima resistencia al corte.

2.1.3. REQUISITOS DEL SISTEMA

• **ÁNGULO DE ROTACIÓN DEL ESLABÓN**

En un espécimen de prueba, el ángulo total de rotación del eslabón se calcula simplemente tomando el desplazamiento relativo vertical entre los extremos del mismo, y dividiendo entre su longitud. El ángulo total de rotación del eslabón refleja tanto las deformaciones elásticas e inelásticas del mismo, así como su influencia en las rotaciones finales sobre el marco. Para eslabones con la relación  $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$  en ángulo de rotación debe ser menor de 0.08 radianes, para estos eslabones cortos se presenta una mayor capacidad de deformación inelástica, el ángulo de rotación del eslabón puede ser calculado suponiendo que el claro del marco tendrá un mecanismo rígido-plástico como se ilustra para la siguiente configuración (Figura 2.2) que será la empleada por los MCE de esta tesis:

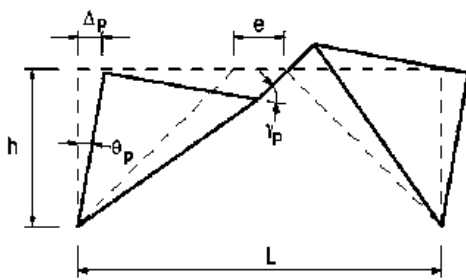


FIGURA 2.2 Geometría del ángulo de rotación del eslabón (AISC, 2010; Fig. C-F3.4)

Donde:

L= Longitud entre columnas

h = Altura de entrepiso

$\Delta_p$  =Deriva plástica de entrepiso

$\theta_p$  =Ángulo plástico de entrepiso rad ( $= \Delta_p / h$ )

$\gamma_p$  =Rotación plástica del eslabón, radianes.

• **ATIESADORES EN EL ESLABÓN**

Para los eslabones con secciones I se deben proporcionar atiesadores para el alma conectados tanto en el patín superior como en el inferior, esto para impedir el desplazamiento lateral y el giro fuera del plano del eslabón, asegurando así un comportamiento inelástico estable y garantizando la formación de articulaciones plásticas según la sección D1.2c del ANSI/AISC 341-10 que a continuación se describe brevemente

Se requiere la preparación de los eslabones para generar las articulaciones plásticas que se solicitan como sigue:

1. Atiesadores para conectados en ambos patines de la viga.
2. La resistencia requerida de los atiesadores laterales de cada patín junto a las articulaciones plásticas será (LRFD):

$$P_u = \frac{0.06R_y F_y Z}{h_o}$$

3. La resistencia torsional requerida del atiesador siempre al lado de las articulaciones plásticas se determina con la expresión:

$$M_u = 0.06R_y F_y Z$$

#### 2.1.4. MIEMBROS

- REQUISITOS BÁSICOS

- Las demandas de ductilidad sólo se deben dar en los eslabones si el MCE está bien diseñado.
- Los contravientos está diseñado para ser más fuertes que el eslabón, sirviendo el eslabón como fusible para limitar la carga máxima transferida al soporte, impidiendo de ese modo la posibilidad de que los contravientos se pandeen. Los contravientos deben cumplir el requisito de moderadamente dúctiles  $\lambda_{md}$ , Tabla 2.1.
- Las columnas deben cumplir espesores para miembros altamente dúctiles por lo que no deben exceder la relación ancho/espesor de  $\lambda_{hd}$ , según la Tabla 2.1.
- Cuando la sección de la viga fuera del eslabón y la sección del eslabón son diferentes, la viga podrá no satisfacer los requisitos ancho/espesor para miembros moderadamente dúctiles  $\lambda_{md}$  (Tabla 2.1) de lo contrario deberá satisfacerlos. Del mismo modo el eslabón también limita las cargas transferidas a la viga fuera del eslabón.
- En el diseño de los eslabones se deben incluir el cortante y la flexión debida a la excentricidad de la intersección de las líneas centroidales del contraviento y la viga con el borde del eslabón sólo cuando esta intersección no está dentro de la longitud del eslabón, se permite que esta distancia sea cuando mucho el peralte de la viga. En eslabones al centro del marco, se considera que el eslabón inicia desde el borde de la conexión del contraviento y que su longitud se extienden entre las placas de refuerzo verticales que sujetan la conexión de los contravientos (Figura 2.3) o los mismos bordes de los contravientos (Figura 2.4).

TABLA 2.1 Límites para las relaciones ancho/espesor de elementos altamente o moderadamente dúctiles

Descripción del elemento	Relación Ancho / espesor	LÍMITES DE LA RELACIÓN ANCHO ESPESOR		Ejemplo
		$\lambda_{hd}$ Altamente dúctiles	$\lambda_{md}$ Moderadamente dúctiles	
Almas de secciones en rectangulares huecas armadas usadas como vigas o columnas	h/t	Para $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93C_a)$ Para $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	Para $C_a \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75C_a)$ Para $C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
Para almas laminadas o armadas de sección I	h/t <sub>w</sub>	Donde $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	Donde $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	
Patines de secciones armadas en cajón usadas como columnas	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}$	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	
Patines de secciones laminadas o armadas de vigas con sección I	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	
Secciones huecas rectangulares armadas usadas como contravientos	h/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}$	$0.64 \sqrt{E/F_y}$	

**NOTAS:**

El contraviento y el segmento de viga fuera del eslabón se diseñaran para trabajar elásticamente bajo las fuerzas de sobrerresistencia por el eslabón. Como la viga fuera del eslabón se ve sujeta a una gran fuerza axial y momento de flexión debe diseñar como una columna. Para la mayoría de las configuraciones de los MCE la viga y el eslabón es sólo un elemento continuo de patín ancho es decir, cuando las secciones de la viga fuera del eslabón y el eslabón son iguales, la resistencia disponible de la viga puede determinarse aumentando los esfuerzos esperados  $F_y$  por el de  $R_y F_y$  y  $F_u$  por  $R_t F_u$ , para acero A36 en secciones laminadas en caliente se toma los valores de  $R_y = 1.5$  y  $R_t = 1.2$ .

• **CONEXIÓN CONTRAVIENTO-ESLABÓN**

Está conexión se divide en dos casos cuando se emplea una escuadra de refuerzo o cuando se conecta directamente el contraviento a la viga, la primera opción se usa únicamente cuando la

intersección de los ejes centroidales del contraviento y de la viga caen dentro del eslabón, en el caso más crítico en que el borde de la placa de refuerzo se alinea con la intersección de los ejes pudiéndose usar por ejemplo contravientos HSS (Figura 2.3); la segunda se usa cuando el contraviento, pudiendo ser una sección I, pudiendo no alinearse verticalmente con la intersección de los ejes centroidales del contraviento y viga, inclusive si está intersección cae fuera del eslabón (Figura 2.4).

La intersección de las líneas centrales puede estar comprendidas dentro del eslabón:

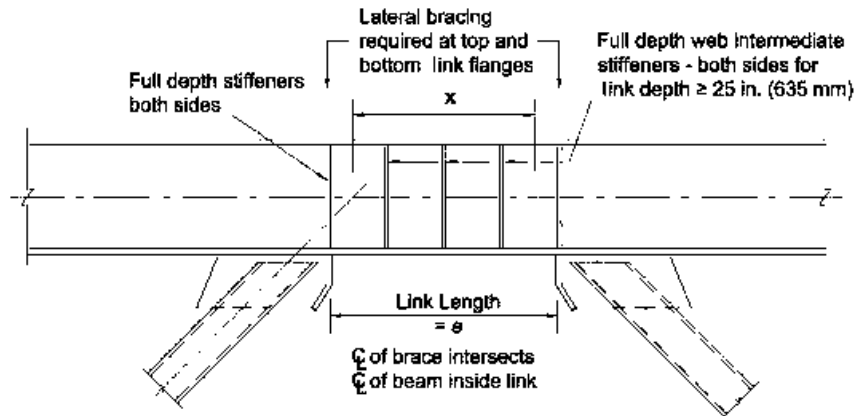


FIGURA 2.3 MCE con contravientos HSS, para  $x < e$  (AISC, 2010; Fig. C-F3.6)

Cuando la intersección de líneas centrales cae fuera del eslabón:

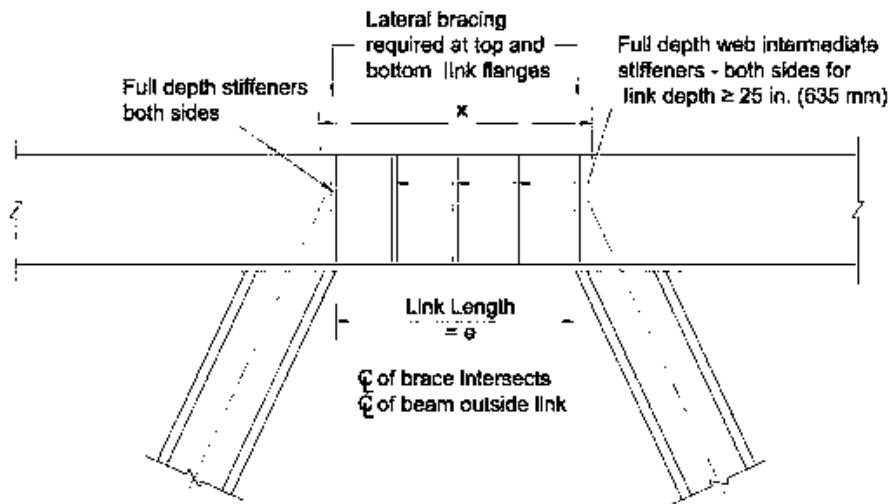


FIGURA 2.4 MCE con contravientos sección I, para  $x > e$  (AISC, 2010; Fig. C-F3.7)

• LIMITACIONES

Los eslabones puede ser de sección transversal I ya sean laminadas o armadas. Los elementos del eslabón deberán cumplir los requisitos de la tabla 1.1 para miembros altamente dúctiles. Con excepción de los eslabones de sección I con longitudes de  $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$  se permite que satisfagan

únicamente los requisitos para los miembros moderadamente dúctiles; para esta misma longitud pero eslabones en sección cajón se recomienda limitar la relación ancho/espesor a  $1.67 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  y para longitudes mayores de esta misma sección se recomienda limitar la relación ancho/espesor a  $0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ . El alma o almas de los eslabones serán de un mismo espesor. No se permiten penetraciones en el alma del eslabón. Los patines del eslabón, deben cumplir los requisitos de sección compacta moderadamente dúctil Tabla 2.1. La intersección de las líneas centrales de la viga y el contraviento deben estar dentro del eslabón o en sus extremos, esto garantiza que no se produzca ningún momento adicional en el eslabón, de lo contrario se debe tener en cuenta ese momento para el diseño.

- **CORTANTE RESISTENTE DEL ESLABÓN**

El valor de la fuerza cortante resistente del eslabón es  $\phi_v V_n$ ,  $V_n$  será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite, cortante resistente producidos por el alma y la flexión producida por la sección bruta. Para ambos estados límite el factor de resistencia es:

$$\phi_v = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Para fluencia por cortante o para eslabones cortos

$$V_n = V_p$$

Donde:

$V_p$ ; fuerza cortante plástica nominal

$$V_p = \begin{cases} 0.6F_y A_{tw} & \text{para } \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \\ 0.6F_y A_{tw} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} & \text{para } \frac{P_u}{P_y} > 0.15 \end{cases}$$

$A_{tw} = (d - 2t_f)t_w$ ; Área del alma del eslabón sin considerar los patines en secciones tipo I

$P_u$ ; Carga axial usando combinaciones de cargas

$P_y = F_y A_g$ ; Carga axial de fluencia

Para fluencia por flexión o para eslabones largos

$$V_n = 2 \frac{M_p}{e}$$

Donde:

$M_p$ ; Momento flexionante plástico nominal

$$M_p = \begin{cases} F_y Z_x & \text{para } \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \\ F_y Z_x \left( \frac{1 - \frac{P_u}{P_y}}{0.85} \right) & \text{para } \frac{P_u}{P_y} > 0.15 \end{cases} ;$$

$e$ ; Distancia libre entre contravientos

Los efectos de la carga axial en el eslabón puede ser ignorado si la fuerza axial requerida en el eslabón no excede del 15% de la carga axial de fluencia  $P_y$ . Ya que las cargas axiales son en general pequeñas. Se hace esta diferencia entre las formulas dependiendo si es eslabón corto o largo, porque se asume igualdad de momentos en los extremos para el rango inelastico según los comentarios de la norma AISC/ANSI 341-10, para eslabones intermedios se hará la revisión de ambos estados limite.

• LONGITUD DEL ESLABÓN

Si  $\frac{P_u}{P_y} > 0.15$ , la longitud del eslabón se limitará de la siguiente manera.

Para:

$$\begin{aligned} \rho' \leq 0.5 & \quad ; \quad e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \\ \rho' > 0.5 & \quad ; \quad e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho') \end{aligned}$$

Donde:

$$\rho' = \frac{P_u / P_y}{V_u / V_y}$$

$V_u$  ,  $P_u$ ; Fuerza cortante y fuerza axial última respectivamente, usando combinaciones de carga (LRFD)

$V_y = 0.6F_y A_{tw}$  ,  $P_y = F_y A_g$ ; Fuerza cortante y fuerza axial nominal de fluencia respectivamente.

- **REFUERZOS PARA LOS ESLABONES CON LAS SECCIONES I**

Los atiesadores se instalarán en ambos lados del eslabón en toda la longitud del alma, estos refuerzos tendrán una anchura combinada no menor de  $(b_f - 2t_w)$  con un espesor no menor que de mayor de  $0.75t_w$  y 3/8 pulgadas (10 mm), donde  $b_f$  y  $t_w$  son el ancho y el espesor del patin del eslabón, respectivamente.

Los eslabones estarán provistos de atiesadores intermedios en el alma, cuya separación depende del ángulo de rotación, en eslabones cortos (longitudes  $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$  o menos) estarán provistos de atiesadores intermedios espaciados a intervalos que no excedan en longitud del valor de  $(30t_w - d/5)$  para un ángulo de rotación del eslabón de 0.08 radianes y de la longitud de  $(52t_w - d/5)$  para un ángulo de rotación del eslabón de 0.02 radianes o menos. Se usa una interpolación lineal para valores entre 0.08 y 0.02 radianes.

Todas las soldaduras de los atiesadores deben realizarse con soldadura de filete con una resistencia de las soldaduras de, las que conectan al atiesador con el alma del eslabón es  $F_y/A_{st}$  (LRFD),  $A_{st}$  es la sección transversal horizontal de la zona del atiesador; las que conectan al atiesador con el patin del eslabón,  $F_y A_{st}/4$  (LRFD). El detallado correcto de la soldadura entre el alma del eslabón y los atiesadores proporciona una ductilidad estable. Los atiesadores sirven en principal medida para transferir correctamente la fuerza cortante del eslabón a los demás elementos y restringir el pandeo del alma del eslabón.

### 2.1.5. CONEXIONES

- **EXIGIR SOLDADURAS CRÍTICAS**

Las soldaduras siguientes son las soldaduras de demanda crítica y deberán cumplir los requisitos especificados en AWS D1.8/D1.8M cláusula 6.3 referente a la fabricación (Código de Soldadura Estructural-Acero) debiendo resistir toda la fuerza sísmica del sistema con los metales de aporte correspondientes. Debiendo eliminar completamente todo el material de pestaña de soldadura dejando sólo el metal base y el metal de soldadura en el borde de la articulación. La intensidad es que también se apliquen a las actividades de montaje como se describa en la memoria descriptiva y en las correspondientes disposiciones.

1. Soldaduras de ranura en los empalmes de columnas
2. Las soldaduras en la placa de base de conexiones
3. Soldaduras en las conexiones viga-columna las cuales se describen a continuación en "Conexiones de viga-columna:"
4. Para secciones armadas se debe proporcionar en la conexión del patin y del alma.

Las soldaduras que pueda sufrir una deformación inelastica como las que van a la placa base de las columnas, las conexiones a momento en MCE y empalmes de columna; debe tratarse como una soldaduras criticas.

- **CONEXIONES VIGA-COLUMNA**

Cuando una placa de soporte o refuerzo conecta a ambos miembros de la conexión viga-columna, la conexión deberá ser conforme a lo siguiente:

- a. La conexión será una conexión simple, si cumple los requisitos de Especificación de la sección B3.6a de la norma AISC/ANSI 341-10, donde se toma la rotación requerida para ser 0,025 radianes;
- b. La conexión se diseña para resistir un momento igual al menor de:
  - i. Un momento correspondiente a la resistencia a flexión esperada de viga multiplicada por 1.1 (LRFD) cuya resistencia se considerara como  $R_y M_p$ .
  - ii. Un momento correspondiente a la suma de las fuerzas resistentes de flexión de columna esperados multiplicado por 1.1 donde la suma es de  $\Sigma(R_y F_y Z_x)$  (LRFD)

- **CONEXIONES DEL CONTRAVIENTO DIAGONAL**

Cuando se utilizan agujeros de gran tamaño en la conexión de las placas que van al contraviento, la fuerza requerida para el estado limite que evita el desgarre producido por el tornillo, no debería exceder de las cargas estipuladas incluyendo la carga sismica amplificada. Los contravientos en los MCE están diseñados para impedir su pandeo local, así que no se considera necesario que la conexión se diseñe para resistir la fuerza de pandeo del contraviento pero si se obliga que estas conexiones se diseñen para resistir la fuerza generada por el eslabón cuando ya ha fluido y totalmente endurecimiento. No se debe olvidar que si se diseña el contraviento para resistir una fracción de momento final que produce el eslabón la conexión debe ser totalmente restringida.

- **EMPALMES DE COLUMNAS**

Los empalmes de columnas deben cumplir con sección D2.5 de AISC/ANSI 341-10, y se debe describir la ubicación de los empalmes, fuerza resistente mínima que se considera tanto a flexión

como la requerida por corte, características de la soldadura según el del acero estructural de las columnas y las características que deben tener los empalmes en columnas en cajón compuestas. El tipo de soldadura que se utiliza para hacer el empalme es soldadura de ranura completa. Los empalmes deben diseñarse para soportar cuando menos el 50% de la resistencia menor disponible a flexión de los miembros conectados.

## 2.2 EURO CÓDIGO 8<sup>9</sup>

Las normas que figuran a continuación tiene por objeto garantizar que de manera específica los 'eslabones sísmicos' sufran deformación y/o falla total antes que cualquier otro elemento estructural tenga fluencia o falla, teniendo en cuenta las fuerzas generadas por fluencia y endurecimiento por deformación del 'eslabón sísmico'.

### 2.2.1. CRITERIOS DE DISEÑO

- (1) Marcos con contravientos excéntricos se diseñarán de modo que los elementos específicos o partes de elementos llamados eslabones sísmicos, sean capaces de disipar energía por la formación de articulaciones plásticas de flexión y/o de cortante.
- (2) Este sistema estructural se diseñará de manera que un conjunto de eslabones sísmicos tenga un comportamiento homogéneo al disipar energía.
- (3) Eslabones sísmicos pueden estar acomodados horizontal o verticalmente.

### 2.2.2. ESLABONES SÍSMICOS

- (1) El alma de un eslabón debe tener un espesor único, sin placa doble de refuerzo y sin agujeros.
- (2) Los eslabones se clasifican en 3 categorías según el tipo de mecanismo plástico desarrollado:
  - a) Eslabones cortos, que disipan energía al fluir esencialmente en corte.
  - b) Eslabones largos, que disipan energía al fluir esencialmente en flexión.
  - c) Eslabones intermedios, en los que el mecanismo plástico implica flexión y cortante.
- (3) Para las secciones I, los siguientes parámetros se utilizan para definir las resistencias de diseño y los límites de las categorías:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f)$$

<sup>9</sup> European Committee for Standardisation, "Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance; Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", English version October 30, 2003

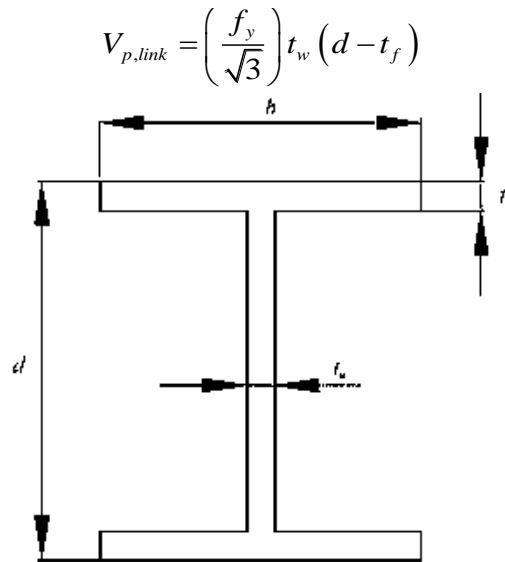


FIGURA 2.5

 Definición de los símbolos para eslabones de sección **I** (Eurocode 8; 2003 Figure 6.13)

- (4) Si  $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15$  la resistencia de diseño del eslabón debe satisfacer las dos siguientes

relaciones:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}$$

Donde:

$N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ; son los elementos mecánicos de diseño al final del eslabon.

$N_{pl,Rd}$ ; Fuerza de fluencia a tensión de la sección transversal bruta.

- (5) Si  $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} > 0.15$ ; la resistencia de diseño del eslabón debe satisfacer las dos siguientes

relaciones:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{-0.5}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right]$$

- (6) Si  $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \geq 0.15$  la longitud del eslabón 'e' será la menor de las siguientes:

$$e \leq 1.6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad R < 0.3$$

$$e \leq (1.15 - 0.5R) 1.6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad R \geq 0.3$$

$$R = \frac{N_{Ed} t_w (d - 2t_f)}{(V_{Ed} A)};$$

Donde:

A es el área bruta del eslabón

- (7) Para lograr un comportamiento disipativo global de la estructura, se debe comprobar que los valores individuales de la relación  $\Omega_i$  (definidos en 2.4.4 de este capítulo), no exceden en más del 25% de  $\Omega$ .
- (8) En diseños de eslabones donde se espera que haya momentos simultáneos iguales en los extremos de este, los eslabones pueden ser clasificados de acuerdo a la longitud e. Para perfiles en I:

- Eslabones cortos  $e < \left( e_s = 1.6 \frac{M_{P,link}}{V_{P,link}} \right)$
- Eslabones largos  $e < \left( e_L = 3.0 \frac{M_{P,link}}{V_{P,link}} \right)$
- Intermedio eslabones  $e_s < e < e_L$

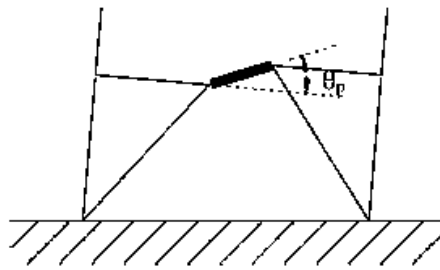


FIGURA 2.6

Momentos igual en los extremos del eslabón (Eurocode 8; 2003; Figure 6.14)

- (9) El ángulo de rotación  $\theta_p$  no debe exceder los siguientes valores:
- Eslabones cortos  $\theta_p \leq (\theta_{pR} = 0.08 \text{ rad})$
  - Eslabones largos  $\theta_p < (\theta_{pR} = 0.02 \text{ rad})$
  - Eslabones intermedios  $\theta_p \leq \theta_{pR}$  =(Interpolación lineal de los anteriores)
- (10) Debe colocarse atiesadores en los extremos del eslabón cubriendo toda el alma de este, colocandolos atiesadores por ambos lados del alma del eslabón y cuya anchura combinada no debe ser menor  $(b_f - 2t_w)$ . El espesor de estos atiesadores será el mayor de,  $0.75t_w$  o 10 mm.
- (11) Los eslabones también deben estar provistos de atiesadores intermedios para eslabones cortos los atiesadores se espaciarán a:
- $\left(30t_w - \frac{d}{5}\right)$  para un eslabones con  $\theta_p = 0.08$  radianes
  - $\left(52t_w - \frac{d}{5}\right)$  para un angulo de rotación de eslabón  $\theta_p$  de 0.02 radianes o menos.
  - La interpolación lineal se debe utilizar para los valores de  $0.02 < \theta_p < 0.08$  radianes.
- Para eslabones con peralte de 600 cm o menor solo se requieren atiesadores por una lado del alma, para eslabones con peraltes mayores a 600 mm por ambos lados. El espesor de los atiesadores no debe ser menor de 10 mm y con un ancho no menor a  $\left(\frac{b}{2} - t_w\right)$
- (12) La soldadura deben tener una resistencia adecuada para resistir  $\frac{\gamma_{ov} A_{st} f_y}{4}$

### 2.2.3. MIEMBROS QUE NO CONTIENEN ESLABONES SÍSMICOS

Si los eslabones son horizontales, los miembros que no contienen eslabones son las columnas y los contravientos y deben ser verificados en compresión considerando la combinación más desfavorable de la fuerza axial y momentos de flexión.

### 2.2.4. CONEXIONES DE LOS ESLABONES SÍSMICOS

- (1) Como la estructura está diseñada para disipar la energía a través de los eslabones, las conexiones de los eslabones y del elemento que contiene los eslabones deben estar diseñados para los efectos de la acción  $E_d$  como sigue:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega E_{d,E}$$

- $E_{d,G}$  ; Efecto de la acción en la conexión debido a las acciones no sísmicas incluido en la combinación de acciones.  
 $E_{d,E}$  ; Acción de la conexión debido a la acción sísmica  
 $\gamma_{ov}$  ; Factor de sobrerresistencia del material, para aceros de grado A36, se toma como 1.25  
 $\Omega$  ; Es un factor de amplificación de acuerdo con el valor mínimo de la siguiente relación  $\Omega_i = 1.5 \frac{V_{p,link,i}}{V_{Ed,i}}$  de todos los eslabones cortos.

- (2) Cuando se utilizan eslabone, la capacidad de diseño de los otros elementos debe ser derivada de la capacidad plástica de las conexiones en el eslabón.

### 3.1 PRIMERA CONFIGURACIÓN DE LOS EDIFICIOS

Se hará el diseño de 4 edificios de acero, de 4, 8, 12 y 16 niveles; se parte de una estructuración preliminar de los cuatro edificios destinados a oficinas, de los modelos finales obtenidos en el artículo de la referencia 10, de los cuales se usan las secciones que los autores indican que cumplen con el 50 por ciento de la contribución lateral resistente de las columnas del marco requisito que se menciona en RCDF-04, para ser considerado como marco dúctil.

Todos los edificios son doblemente simétricos en planta, con 5 crujiás con una distancia de 7 m iguales en ambos sentidos, con una altura de entrepiso de todos los niveles de 3.5 m. Los cuales se componen de 3 marcos tipo, un marco perimetral con 2 eslabones (M-2E) y dos marcos internos de un eslabón (M-1E) y otro como un marco rígido (M-0E), teniendo un acomodo simétrico en planta para ambos sentidos.

Con una tipificación en las secciones de columnas y contraventeos. Para las columnas se varia el espesor cada dos niveles en el modelo de cuatro piso; cada tres niveles (en los niveles del 1 al 6) y cada dos niveles (niveles 7 y 8) en el modelo de ocho piso; y cada cuatro niveles en los modelos de doce y dieciséis pisos. Para los contravientos, también se varia el espesor de acuerdo a los siguiente, en el modelo de cuatro pisos es constante en todos los pisos; cada cuatro niveles en el modelo de ocho pisos; cada tres niveles en el modelo de doce pisos; y cada cinco niveles (entre el 1 al 10) y cada seis niveles (niveles 11 al 16) en el modelo de dieciséis pisos. Para el eslabón se toma la misma sección que se emplea para la viga y con una longitud (e) inicial de 1 m.

En la tabla 3.1 se hace un resumen de las secciones empleadas en la primera configuración de todos los edificios.

Se usará acero A36 ( $F_y=2\ 530\ \text{kg/cm}^2$ ,  $F_u=4\ 080\ \text{kg/cm}^2$ ) en contraventeos, vigas y eslabones; y acero A572 Gr. 50 ( $F_y=3\ 515\ \text{kg/cm}^2$ ,  $F_u=4\ 570\ \text{kg/cm}^2$ ) para las columnas. Para todos los edificios se propone un sistema de entrepiso a base de losacero para todos los niveles, en el cual se considerarán vigas secundarias para aprovechar las ventajas constructivas que ofrece la losacero. Las conexiones trabe/columna son conexiones a momento y las conexiones viga/trabe como conexiones a córtate.

TABLA 3.1 Sección inicial para los 4 edificios.

MODELO	COLUMNAS (TIPO CAJÓN)			CONTRAVENTEOS (TIPO CAJÓN)			VIGAS Y ESLABONES (SECCIÓN I)
	SECCIÓN	NIVELES	ESPESOR	SECCIÓN	NIVELES	ESPESOR	
4 NIVELES	35X35	N1-N2	t <sub>1</sub> = 1.59	13X13	N1-N4	t <sub>1</sub> = 0.64	W14''x 68 lb/ft (IR 356 mm x 101.30 kg/m)
		N3-N4	t <sub>2</sub> = 1.27				
8 NIVELES	40x40	N1-N3	t <sub>1</sub> = 1.91	15X15	N1-N4	t <sub>1</sub> = 0.95	W18''x 76 lb/ft (IR 457 mm x 112.9 kg/m)
		N3-N6	t <sub>2</sub> = 1.58		N5-N8	t <sub>2</sub> = 0.64	
		N7-N8	t <sub>3</sub> = 1.27				
12 NIVELES	45x45	N1-N4	t <sub>1</sub> = 2.22	25X25	N1-N3	t <sub>1</sub> = 2.22	W 18''x 97 lb/ft (IR 457 mm x 144.3 kg/m)
		N5-N8	t <sub>2</sub> = 1.91		N4-N6	t <sub>2</sub> = 1.91	
		N9-N12	t <sub>3</sub> = 1.58		N7-N9	t <sub>3</sub> = 1.58	
					N10-N12	t <sub>4</sub> = 1.27	
16 NIVELES	50x50	N1-N4	t <sub>1</sub> = 2.54	35X35	N1-N5	t <sub>1</sub> = 3.49	W 21''x 101 lb/ft (IR 553 mm x 150.9 kg/m)
		N5-N8	t <sub>2</sub> = 1.91		N6-N10	t <sub>2</sub> = 3.18	
		N9-N12	t <sub>3</sub> = 1.58		N11-N16	t <sub>3</sub> = 2.86	
		N13-N16	t <sub>4</sub> = 1.27				

3.1.1. DEFINICIÓN DE CARGAS Y SISTEMA DE PISO

Para el análisis sísmico se emplea el espectro de diseño que proponen las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (NTC-RCDF-04) para una zona tipo IIIb y con un factor de comportamiento sísmico Q=3, el cual se realiza con la ecuación del anexo A-1.5.

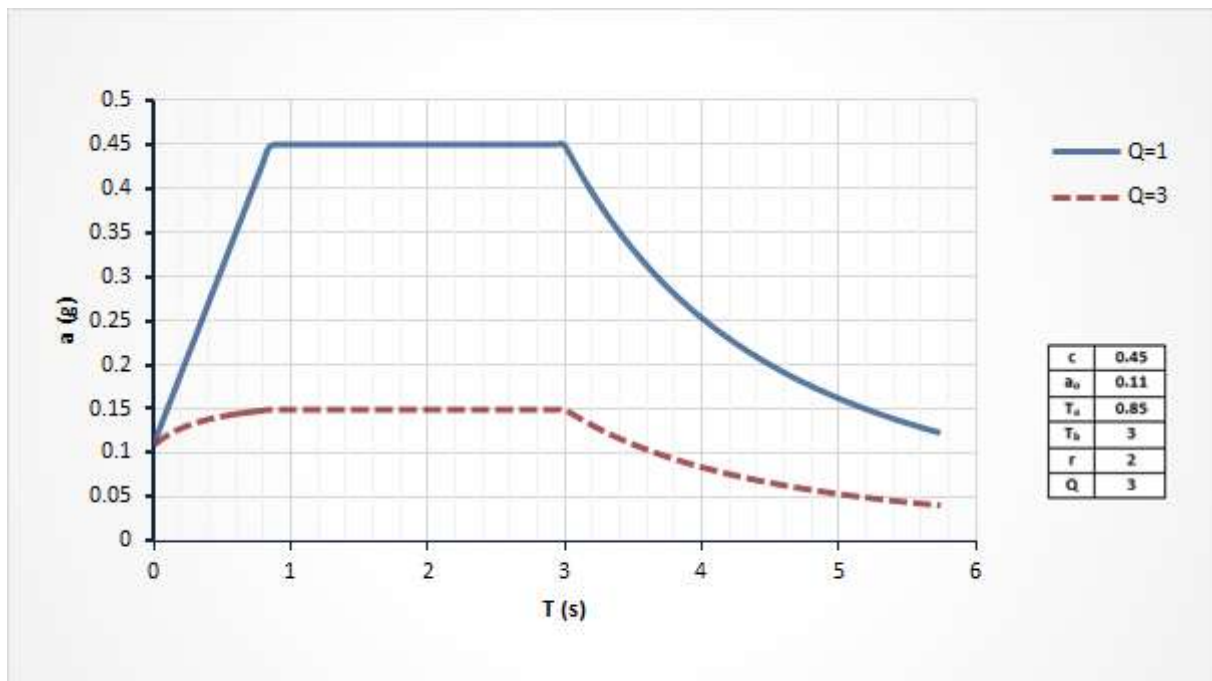


FIGURA 3.1 Acelerograma a emplear para el análisis sísmico Q=3.

En la tabla 3.2 se muestran las cargas vivas y muertas de entrepiso y azotea.

TABLA 3.2 *Cargas sobre las losas para los entrepisos.*

PISO	CVM	CVI	CMAD
AZOTEA	100 $kg/m^2$	70 $kg/m^2$	213.5 $kg/m^2$
ENTREPISO	250 $kg/m^2$	180 $kg/m^2$	159 $kg/m^2$

CVM =Carga Viva Máxima

CVI =Carga Viva Instantánea

CMAD =Carga Muerta Adicional

Para la carga muerta adicional se tiene la tabla 3.3;

TABLA 3.3 *Pesos por carga muerta*

MATERIAL	AZOTEA ( $kg/m^2$ )	ENTREPISO ( $kg/m^2$ )
Recubrimiento del piso	-	30
Mortero cemento-arena	44	44
Carga muerta adicional por losa	20	20
Carga muerta adicional por firme	20	20
Instalaciones y plafón	45	45
Enladrillo	24	-
Relleno de tepetate	55.5	-
Impermeabilizante	5	-
<b>TOTAL</b>	<b>213.5</b>	<b>159</b>

Para el diseño de la losa de azotea se usa el manual de losa "LOSACERO SECCIÓN 4 Y SECCIÓN 36/15" de IMSA, se hace la selección del calibre de la lámina con el peso de Carga Viva, Carga Muerta de entrepiso el cual suma 409  $kg/m^2$  más la que propone el manual de 98  $kg/m^2$ , se diseña para una carga total de 507  $kg/m^2$ .

El calibre de la losa se determina con la Tabla S4-5 (Tabla 3.4), para la cual se requiere, el número de apoyos, que son 3 incluyendo la viga secundaria; la distancia entre estos, con esta información se determina un espesor de concreto sobre la cresta de la lámina de 6 cm para un calibre de lámina 18.

Del mismo manual pero con la tabla S4-7 (tabla 3.5) se revisará la sobrecarga admisible, incluyendo conectores. Para una separación máxima entre apoyos de 3.6 m, con el calibre de lámina 18 y el espesor de concreto de 6 centímetros, la sobre carga admisible es de 896  $kg/m^2$  el cuál es mayor a la carga total para la cual se está diseñando, por lo tanto se acepta esta lámina y este espesor de concreto sobre la cresta de 6 cm.

TABLA 3.4 Claro máximos sin apuntalamiento, para losacero "IMSA" (IMSA; Tabla S4-5)

Losacero Sección 4 Claros Máximos sin Apuntalamiento						
CALIBRE	APOYO	5cm	6cm	8cm	10cm	12cm
24	↑↑	1.77	1.70	1.59	1.50	1.42
	↑↑↑	2.38	2.29	2.15	2.03	1.93
	↑↑↑↑	2.41	2.32	2.17	2.05	1.95
22	↑↑	2.12	2.04	1.90	1.79	1.69
	↑↑↑	2.83	2.73	2.55	2.40	2.28
	↑↑↑↑	2.91	2.80	2.61	2.46	2.33
20	↑↑	2.46	2.36	2.19	2.06	1.95
	↑↑↑	3.20	3.08	2.89	2.72	2.58
	↑↑↑↑	3.31	3.19	2.98	2.81	2.67
18	↑↑	3.00	2.87	2.67	2.50	2.36
	↑↑↑	3.85	3.71	3.48	3.28	3.11
	↑↑↑↑	3.98	3.84	3.59	3.39	3.22

TABLA 3.5 Sobrecargas admisibles para la losacero (IMSA; Tabla S4-7)

Losacero Sección 4 Sobrecargas Admisibles (kg/m <sup>2</sup> )													
Cal.	espesor de conc. (cm)	Separación entre apoyos (m)											
		1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
24	5	1840	1462	1182	969	804	672	566	479	407	347	296	252
	6	2000	1649	1334	1094	907	759	640	542	461	393	335	286
	8	2000	2000	1638	1344	1115	933	787	667	586	485	414	354
	10	2000	2000	1941	1593	1323	1108	934	793	675	576	493	422
22	5	2000	1895	1465	1207	1006	846	717	612	525	452	390	337
	6	2000	2000	1656	1356	1138	958	812	693	595	512	442	383
	8	2000	2000	2000	1681	1402	1181	1002	856	735	634	548	474
	10	2000	2000	2000	2000	1666	1404	1192	1019	875	755	653	566
20	5	2000	2000	1772	1464	1225	1035	882	756	652	565	492	429
	6	2000	2000	2000	1660	1389	1174	1001	859	741	643	559	488
	8	2000	2000	2000	2000	1717	1452	1238	1064	919	797	694	607
	10	2000	2000	2000	2000	2000	1730	1476	1269	1096	952	830	725
18	5	2000	2000	2000	1908	1603	1361	1165	1005	873	762	677	587
	6	2000	2000	2000	2000	1826	1551	1328	1146	996	869	773	671
	8	2000	2000	2000	2000	2000	1930	1655	1429	1242	1085	953	840
	10	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1711	1488	1301	1143	1008
18	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1735	1517	1334	1177

La losacero tiene la siguiente configuración:

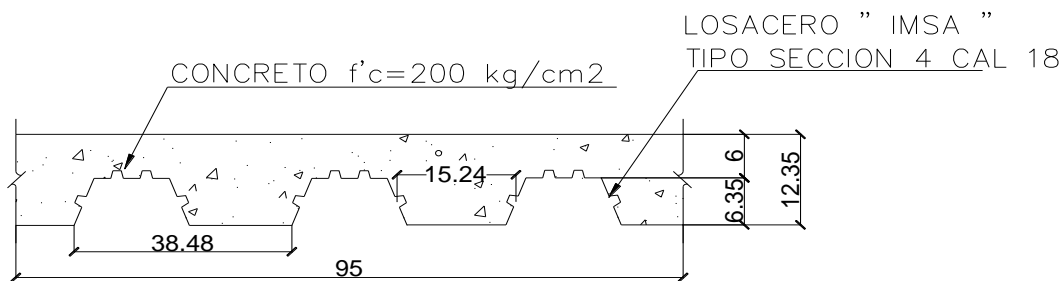


FIGURA 3.2 Sección propuesta para usar el sistema de piso en los edificios

Se sigue la misma metodología para la losa de entrepiso. En el programa ETABS para la sección de la losa acero queda como sigue:

Se sigue la misma metodología para la losa de entrepiso. En el programa ETABS para la sección de la losa acero queda como sigue:

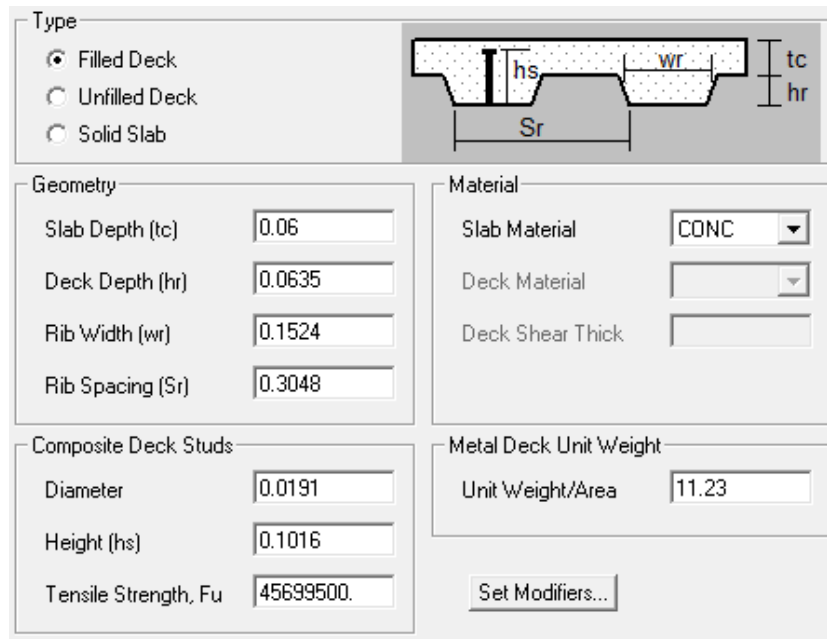


FIGURA 3.3 Selección de la losa acero para el modelo (ETABS; 2013)

Se hace un resumen en la tabla 3.6 de las combinaciones de cargas que se deben emplear para el diseño de todos los edificios, se hace la aclaración de que para el diseño por sobrerresistencia también se deben incluir los elementos mecánicos generados por carga muera y viva instantánea.

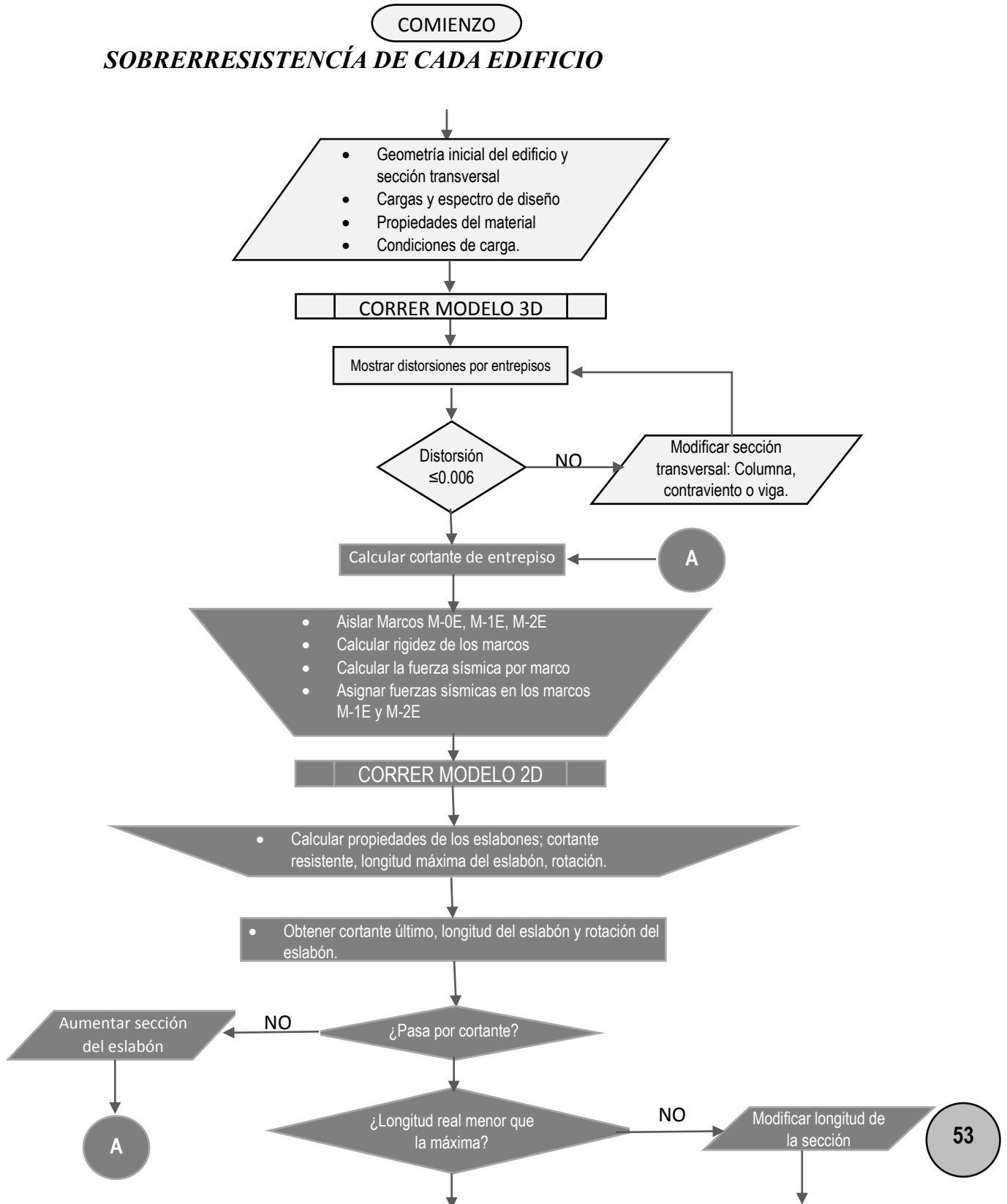
TABLA 3.6 Combinaciones y factores de carga que se usarán en el modelo

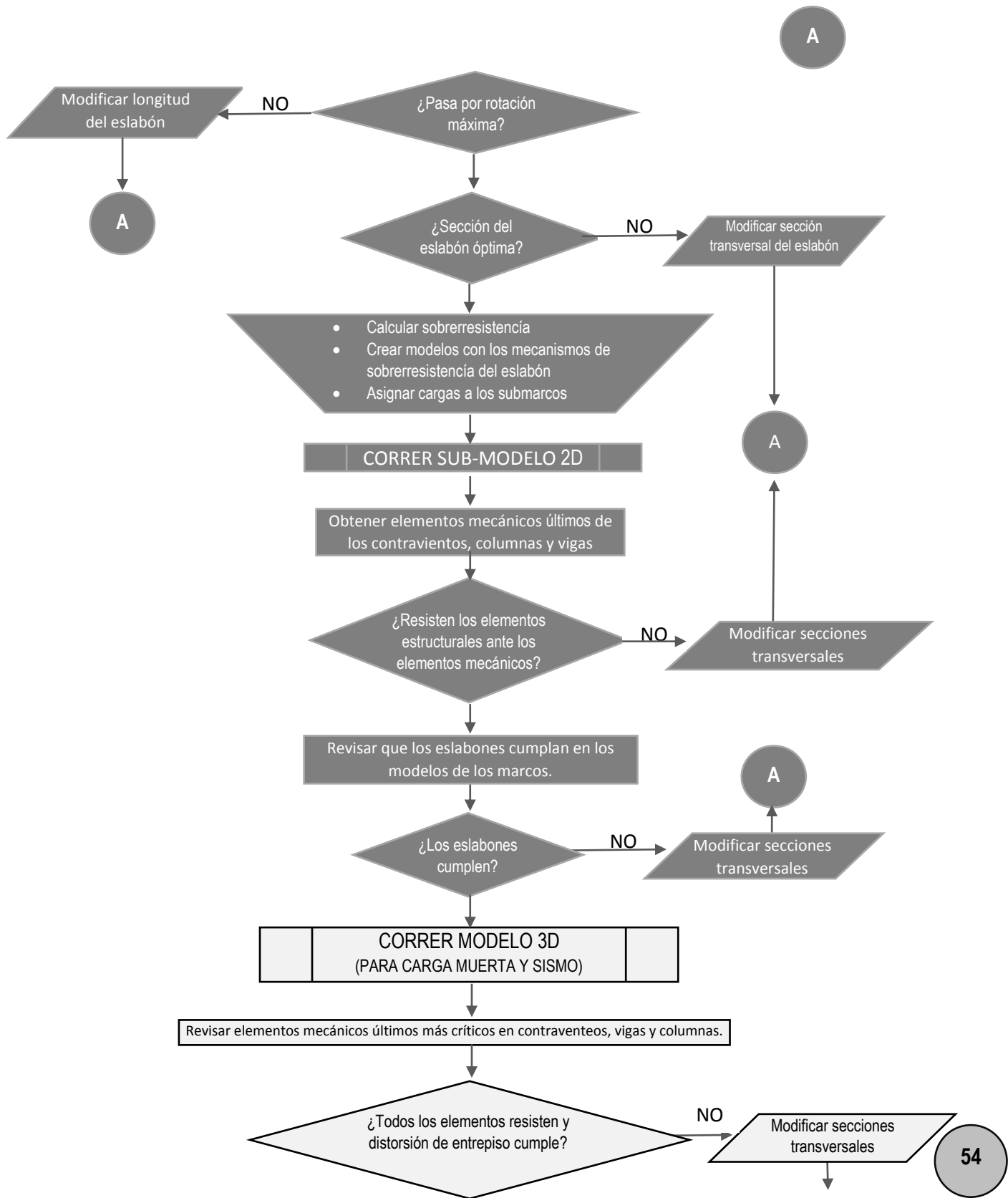
CONDICIÓN DE CARGA	TIPO DE ANÁLISIS	COMBINACIÓN DE CARGA Y FACTORES DE CARGA
Carga muerta	TRIDIMENSIONAL	$1.4(M + CV_M)$
Sismo sentido X	TRIDIMENSIONAL	$1.1(M + CV_I \pm S_x \pm 0.30S_y)$
Sismo sentido Y	TRIDIMENSIONAL	$1.1(M + CV_I \pm S_y \pm 0.30S_x)$
Diseño de eslabones	MARCO PLANO	$1.1(M + CV_I + S)$
Diseño por sobrerresistencia*	MARCO PLANO	$(1.25)(1.25)(0.6)(A_{ar}F_y)$

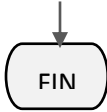
\*La sección F3.3 del AISC 314-10 permite reducciones de los elementos mecánicos en las columnas y vigas fuera del estabón aplicándoles un factor de 0.88 que toma en cuenta la baja probabilidad de endurecimiento simultáneo por deformación de todos los eslabones.

3.1.2. DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL DISEÑO POR

**SOBRERRESISTENCIA DE CADA EDIFICIO**







**3.1.3. DETALLE DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES**

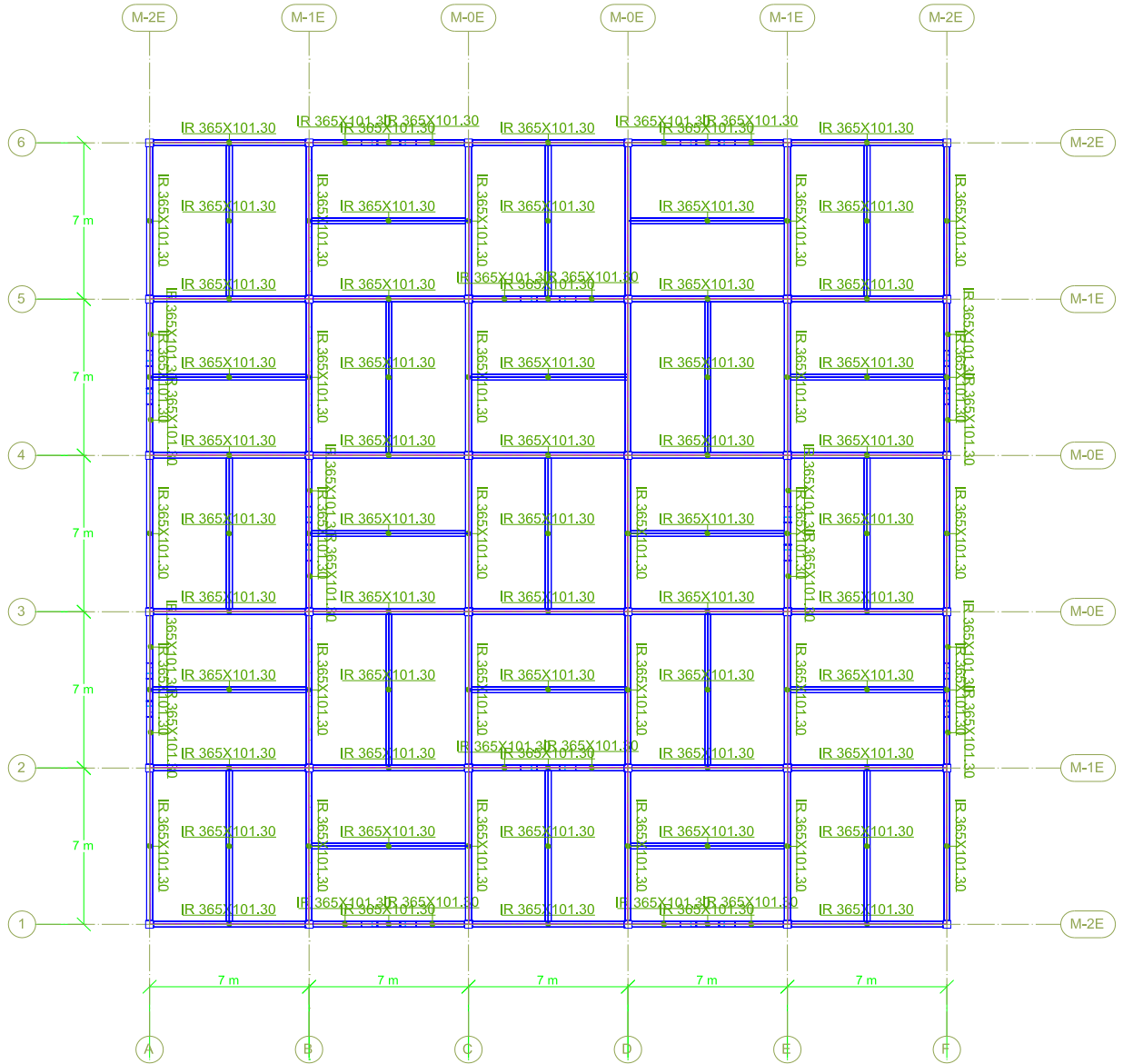


FIGURA 3.4 *Planta tipo de las estructura*

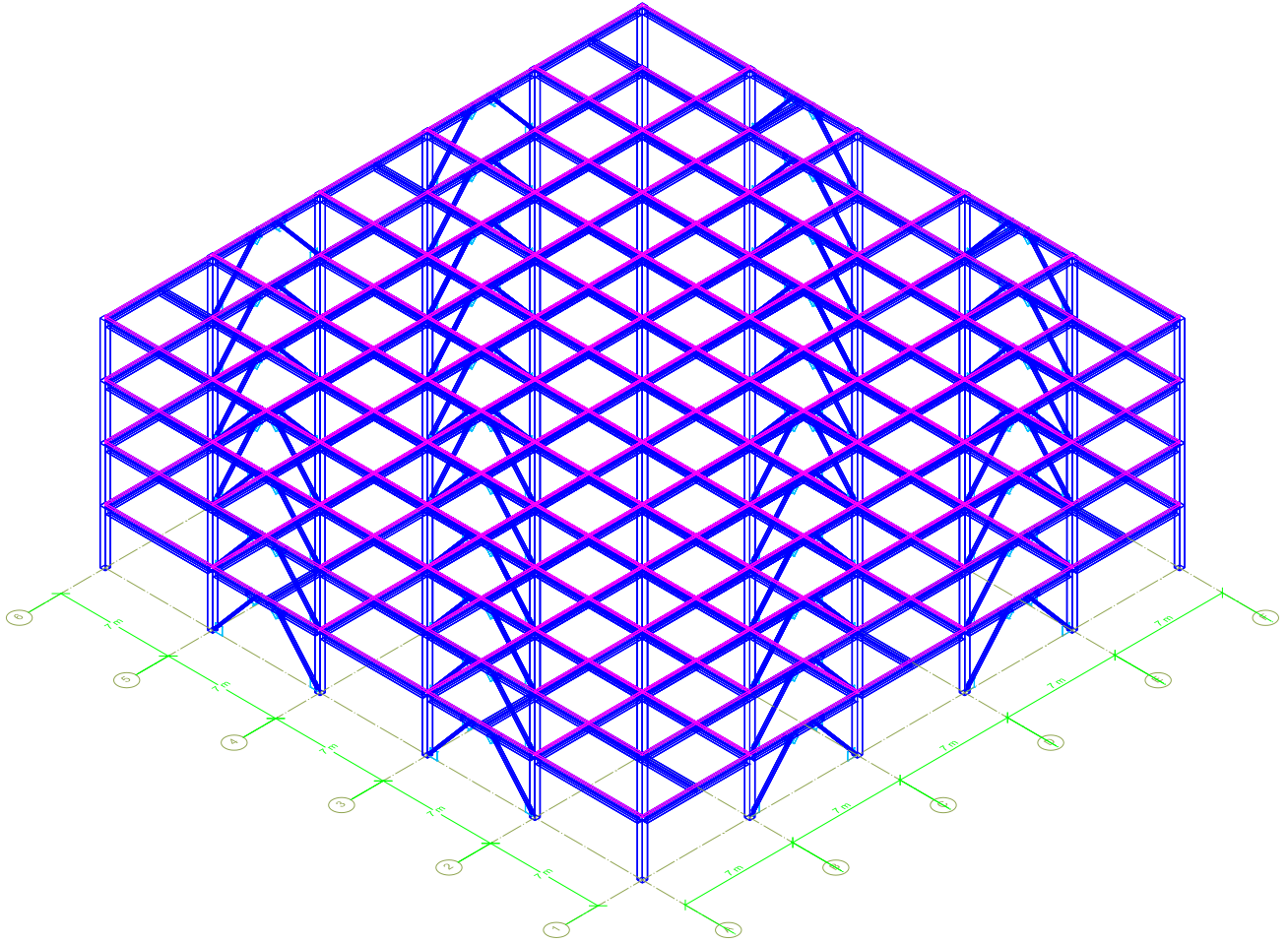


FIGURA 3.5 *Isométrico sin losa*

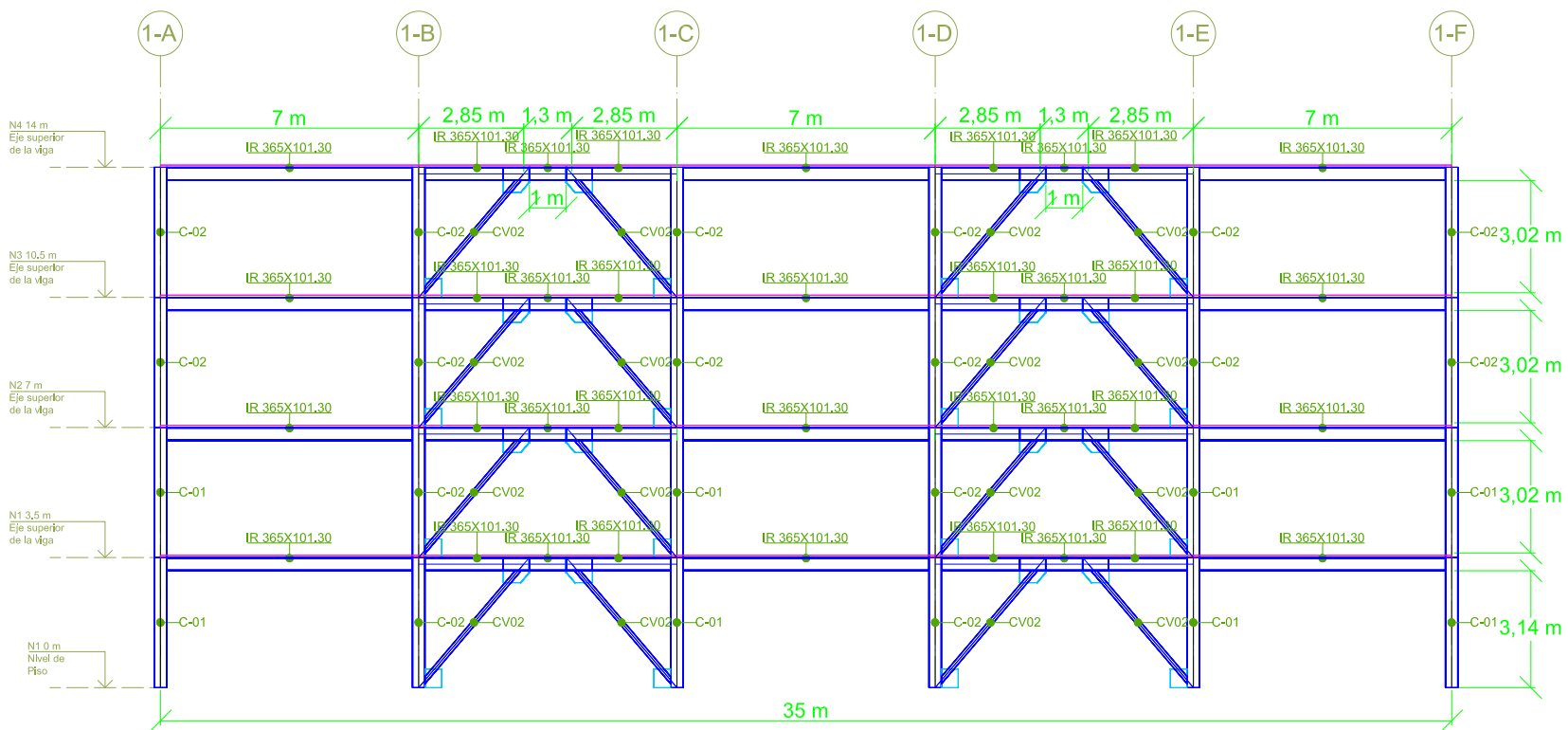


FIGURA 3.6

Marco tipo M-2E

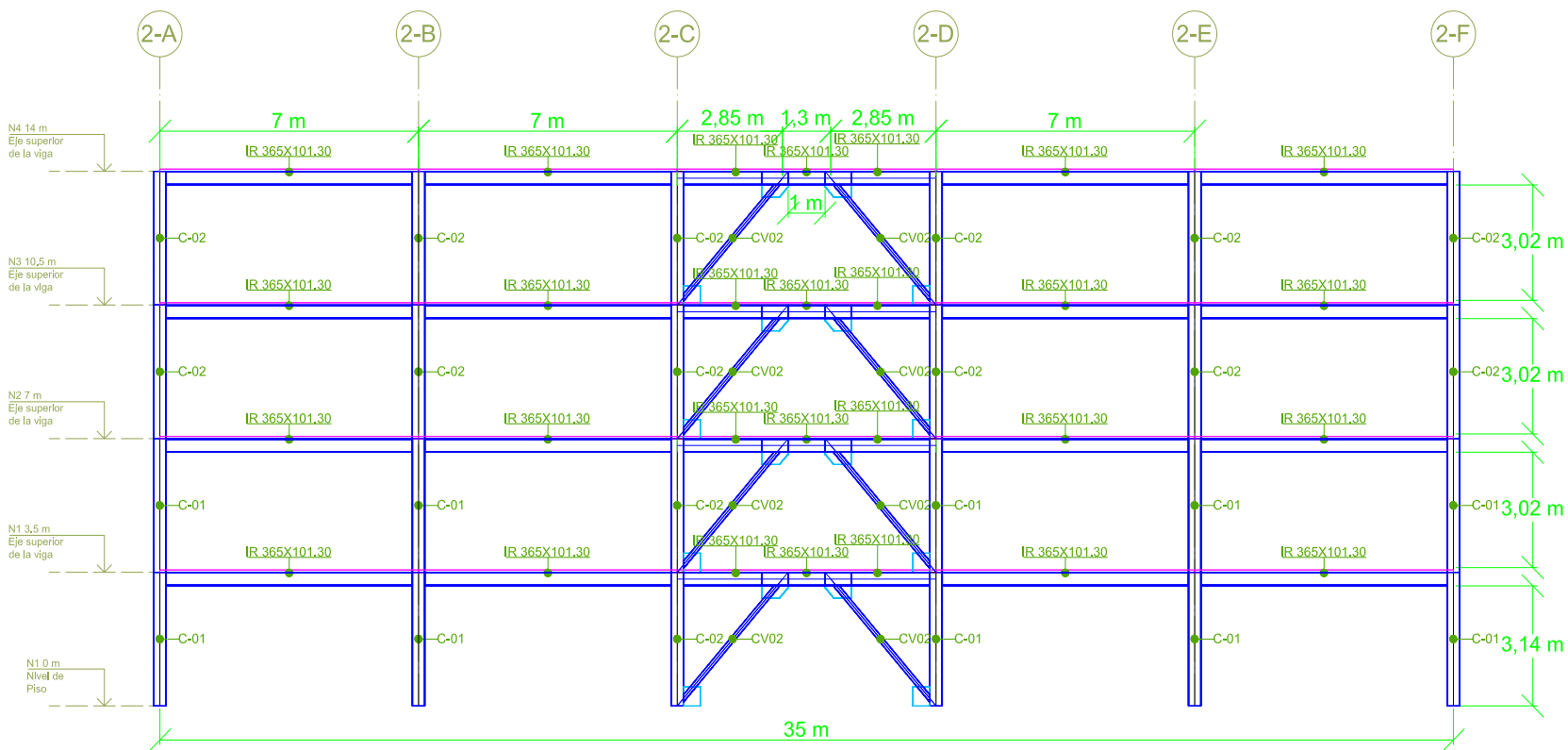


FIGURA 3.7

Marco tipo M-1E

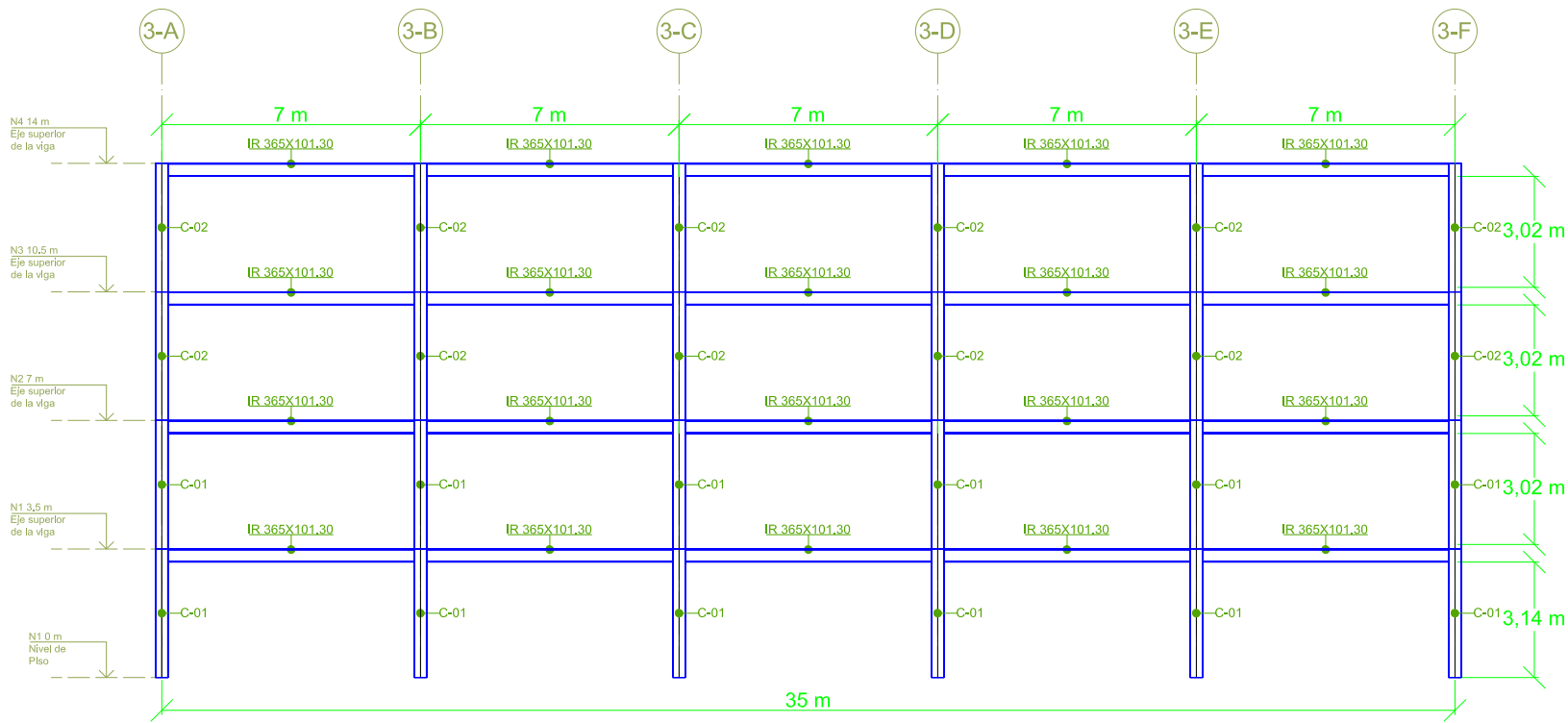


FIGURA 3.8

Marco tipo M-OE

## 3.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO DE 4 NIVELES

A continuación se describe el procedimiento de diseño del edificio de 4 niveles. Se inicia con la condición más desfavorable, que es el diseño por la fuerza ajustada del eslabón (por sobrerresistencia) cuya carga actúa sobre el resto de los elementos estructurales, al concluir se hará una revisión por condición de carga muerta y sismo, para verificar que las secciones cumplen. Este mismo procedimiento se hace para los 3 edificios restantes al concluir este capítulo únicamente se indicarán los resultados obtenidos.

### 3.2.1. ANÁLISIS Y DISEÑO POR SOBRESISTENCIA

Lo primero que se hace, como indica el diagrama de flujo del punto 3.1.2, después de tener los modelos en ETABS, es verificar que la distorsión de entrepiso (D.E.) que no exceda de 0.006, para esto se usa  $Q=1$ . ETABS tiene una opción directa para verificar la distorsión de entrepiso, los valores que se obtienen se muestran en la figura 3.9, sólo se verifica en un solo sentido por su simetría.



FIGURA 3.9 Distorsiones de entrepiso

El máxima D.E. se presenta en el nivel 2 con un valor de 0.004447, lo cual es un valor aceptable. En la tabla 3.7 Se muestran los factores de participación modal, para cada edificio en el programa siempre se consideran 3 modos por cada nivel, para este caso 3 modos por 4 niveles da un total de 12 modos.

Se ve que para ambas direcciones horizontales cumplen con el 100% ya que en el modo 12, la estructura cumple con el porcentaje mínimo de participación de masa estipulado en el reglamento NTCS-04 que indica que debe ser cuando menos 90%, por esto se asignan 3 modos por nivel del edificio para que cumpla este requisito de las NTCS-04.

TABLA 3.7 Factores de participación modal

Modo	Periodo (s)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumUZ (%)	SumRX (%)	SumRY (%)	SumRZ (%)
1	0.55	63.69	21.82	0.00	3.76	10.98	0.00
2	0.55	85.51	85.51	0.00	14.74	14.74	0.00
3	0.40	85.51	85.51	0.00	14.74	14.74	86.19
4	0.19	95.21	86.08	0.00	18.69	82.66	86.19
5	0.19	95.78	95.78	0.00	86.62	86.62	86.19
6	0.14	95.78	95.78	0.00	86.62	86.62	96.21
7	0.11	97.59	97.10	0.00	90.09	91.37	96.21
8	0.11	98.91	98.91	0.00	94.85	94.85	96.21
9	0.08	98.91	98.91	0.00	94.85	94.85	99.09
10	0.08	99.51	99.40	0.00	97.15	97.70	99.09
11	0.08	100.00	100.00	0.00	100.00	100.00	99.09
12	0.06	100.00	100.00	0.00	100.00	100.00	100.00

• PRIMER ITERACIÓN

Se prosigue con el cálculo de la fuerza sísmica de entrepiso para distribuirla en los eslabones, generando en el programa de análisis un caso de carga para las fuerzas sísmicas en los marcos que tiene eslabones M-2E y M-1E. Para lo cual primero se calcula el cortante de entrepiso por nivel, la rigidez de los tres marcos tipo para entonces poder distribuir la fuerza sísmica que le corresponde.

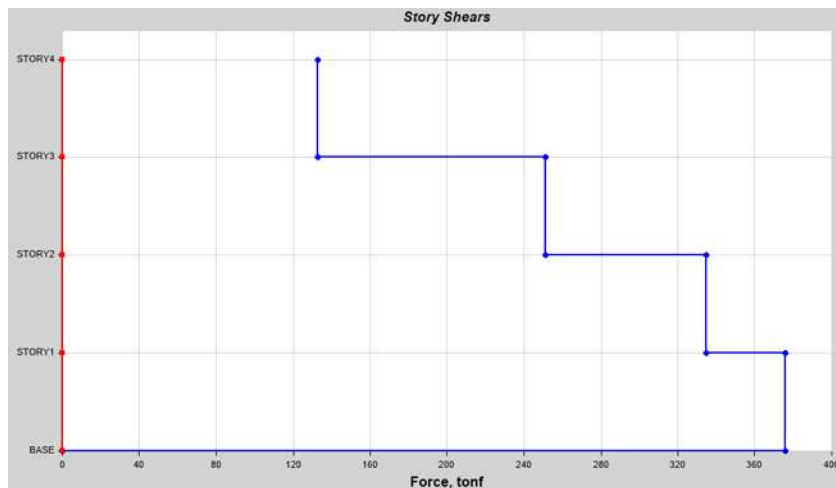


FIGURA 3.10 Cortante de entrepiso para los 4 niveles, dirección X (ETABS; 2009)

En la tabla 3.8 se indican las fuerzas cortantes por entrepiso (Vx) y las fuerzas horizontales equivalentes (Px) que son los que se ocupan para el diseño de los eslabones.

TABLA 3.8 Cortante de entrepiso y fuerza sísmica

NIVEL	Vx (t)	Px (t)
N4	132.892	132.892
N3	251.271	118.379

N2	334.7827	83.5117
N1	375.8928	41.1101

3.2.2. RIGIDEZ DE LOS MARCOS

Se aíslan los marcos tipo y se les aplican fuerza lateral unitaria en la parte superior con decremento lineal hasta la base que es cero para poder determinar así la rigidez que tiene cada marco, ver las figuras 3.11 a 3.13

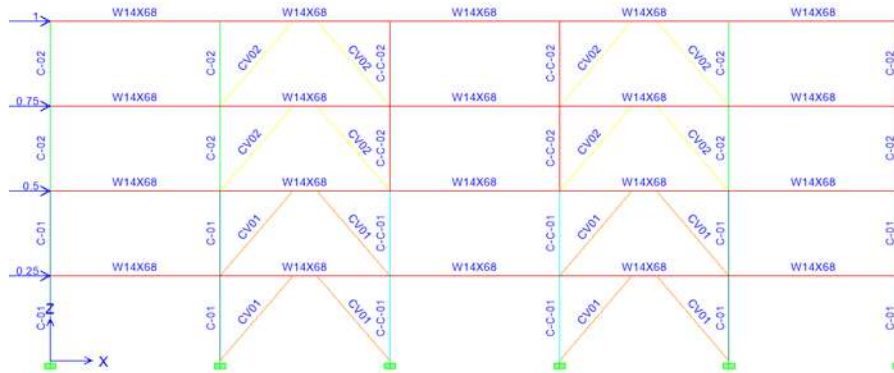


FIGURA 3.11 Para el marco M-2E (ETABS; 2013)

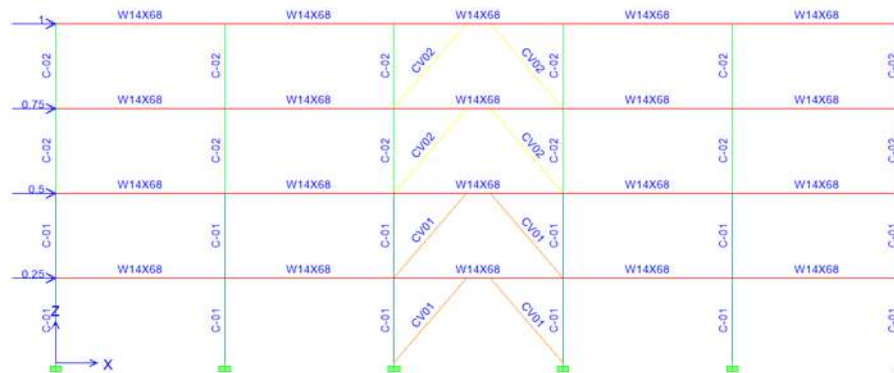


FIGURA 3.12 Para el marco M-1E (ETABS; 2013)

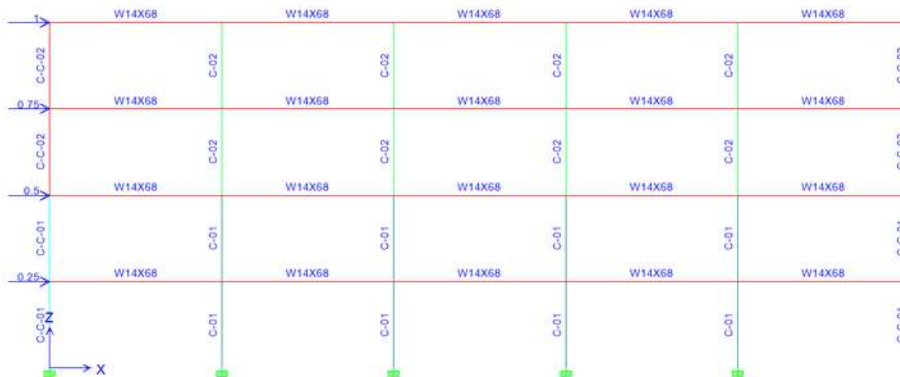


FIGURA 3.13 PARA EL MARCO M-0E (ETABS; 2013)

Analizando los marcos anteriores, con las cargas descritas se determinan los desplazamientos por entrepiso (tabla 3.9):

TABLA 3.9 Desplazamiento de entrepiso por bajo las cargas de las Figura 3.13, Figura 3.14 y Figura 3.15

NIVEL	FUERZA LATERAL TOTAL (t)	DESPLAZAMIENTO TOTAL DEL MARCO (cm)		
		M-2E	M-1E	M-0E
4	1.000	0.036092	0.059440	0.169137
3	0.750	0.030322	0.049749	0.139756
2	0.500	0.021171	0.034274	0.091893
1	0.250	0.009892	0.015440	0.037388

Para determinar la rigidez que tiene cada marco, se hace una sumatoria (como si se tratará del cálculo de la fuerza cortante) se divide esta sumatoria de fuerza relativa que tiene cada entrepiso entre su desplazamiento relativo.

TABLA 3.10 Rigidez de cada marco por entrepiso

NIVEL	SUMATORIA DE FUERZA LATERAL (t)	DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL MARCO (cm)			RIGIDEZ DEL MARCO (t/cm)		
		M-2E	M-1E	M-0E	M-2E	M-1E	M-0E
4	1.000	0.005769	0.009691	0.029381	173.328	103.185	34.035
3	1.750	0.009151	0.015475	0.047863	191.234	113.087	36.562
2	2.250	0.011279	0.018834	0.054505	199.488	119.465	41.281
1	2.500	0.009892	0.015440	0.037388	252.724	161.920	66.867

Como los marcos del edificio son simétricos la rigidez total es el doble de la suma de las rigideces anteriores de cada marco y para poder distribuir la fuerza sísmica se determina el porcentaje de rigidez que aporta cada marco, teniendo así:

TABLA 3.11 Porcentaje de rigidez que contribuye cada marco

RIGIDEZ TOTAL DEL ENTREPISO (t/cm)	PORCENTAJE DE RIGIDEZ POR MARCO		
	M-2E	M-1E	M-0E
621.098	27.91%	16.61%	5.48%
681.767	28.05%	16.59%	5.36%
720.466	27.69%	16.58%	5.73%
963.022	26.24%	16.81%	6.94%

Por lo tanto cada marco tendría la siguiente fuerza sísmica

TABLA 3.12 Fuerzas horizontales de entrepiso

NIVEL	FUERZA SÍSMICA DE ENTREPISO $V_i$ (t)	FUERZA HORIZONTAL POR MARCO (t)		
		M-2E	M-1E	M-0E
4	132.89	37.0858	22.0778	7.2823
3	118.38	33.2050	19.6359	6.3485
2	83.51	23.1233	13.8476	4.7850
1	41.11	10.7885	6.9122	2.8544

Cómo los únicos marcos que poseen eslabones son el M-2E y el M-1E el siguiente análisis se hará sólo con estos marcos.

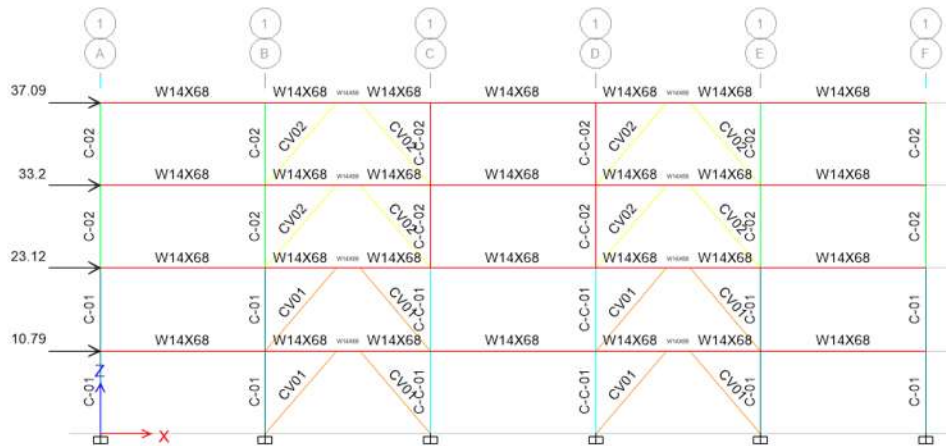


FIGURA 3.14 Marco M-2E Con sus fuerzas laterales(t) correspondientes

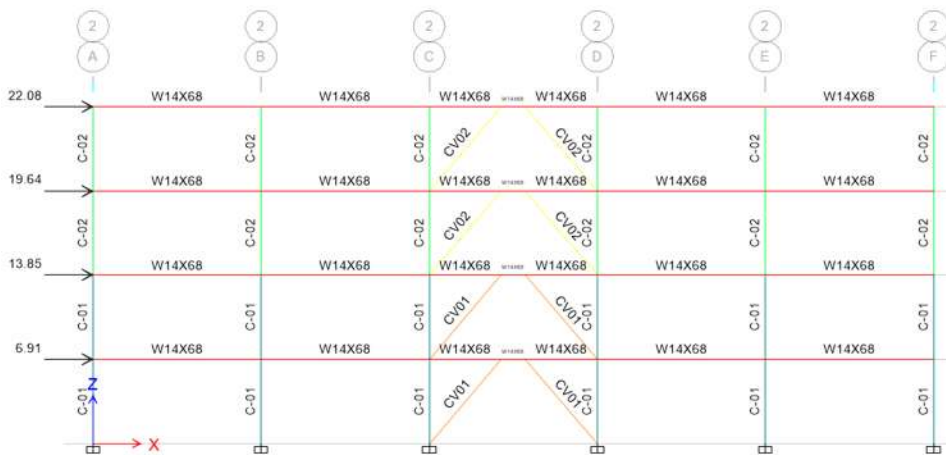


FIGURA 3.15 Marco M-2E Con sus fuerzas laterales(t) correspondientes

Del análisis con las cargas anteriores se obtiene la fuerza cortante y la fuerza axial de los eslabones. Para poder diseñar los eslabones también se deben incluir los elementos mecánicos que se producen por la combinación de la carga muerta y la carga viva instantánea del modelo completo en 3D, se muestran estos elementos mecánicos en las Figuras 3.16 a la Figura 3.21

• ELEMENTOS MECÁNICOS DE LOS ESLABONES

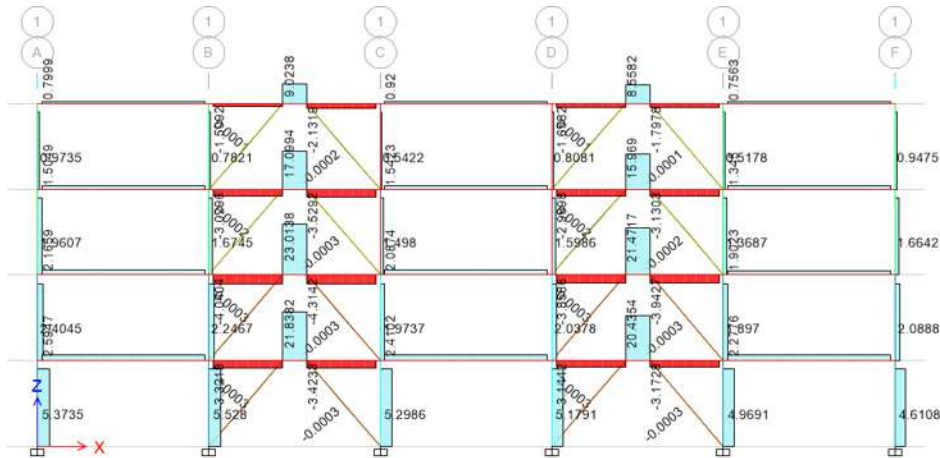


FIGURA 3.16 Fuerza cortante (t) para el Marco M-2E por fuerza sísmica (ETABS; 2013)

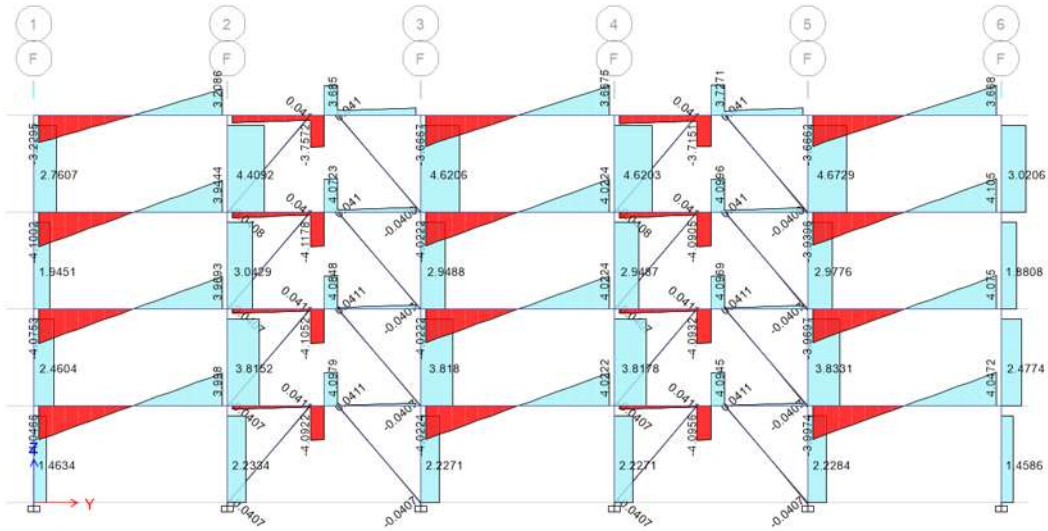


FIGURA 3.17 Fuerza cortante (t) para el Marco M-2E por carga muerta y viva. (ETABS; 2013)

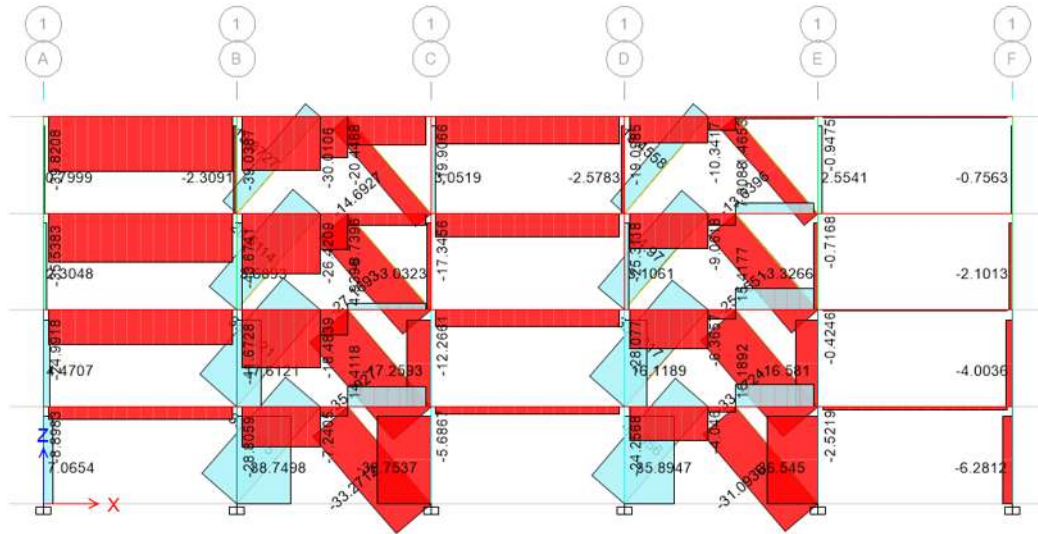


FIGURA 3.18 Fuerzas axiales (t) para el Marco M-2E por fuerza sísmica (ETABS; 2013)

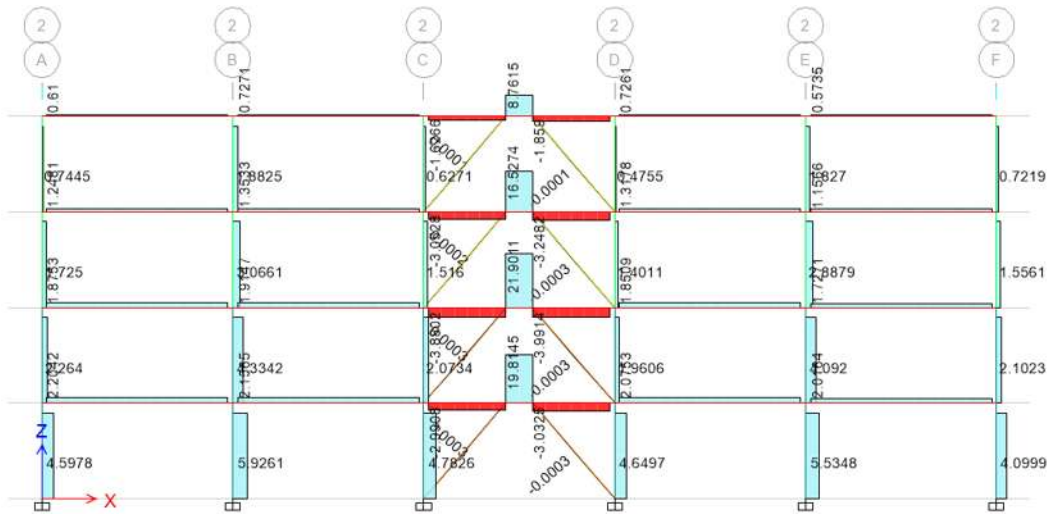


FIGURA 3.19 Fuerza cortante (t) para el Marco M-1E por fuerza sísmica (ETABS; 2013)

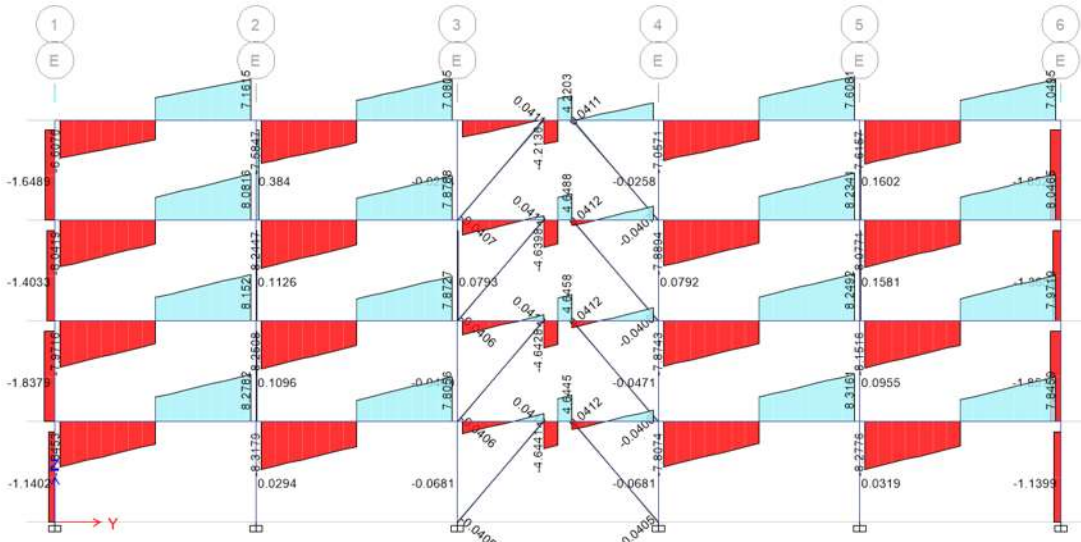


FIGURA 3.20 Fuerza cortante (t) para el Marco M-2E por carga muerta y viva. (ETABS; 2013)

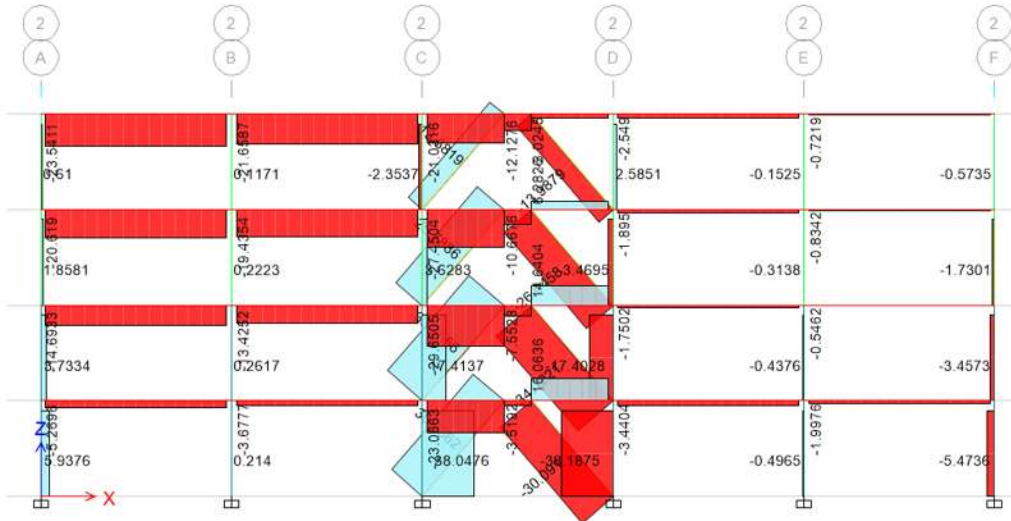


FIGURA 3.21 Fuerzas axiales (t) para el Marco M-2E por fuerza sísmica (ETABS; 2013)

Teniendo ya el cortante y la fuerza axial última sobre los eslabones se busca la combinación más desfavorable por entrepiso como se ilustra en la tabla 3.13, recordando que a mayor fuerza axial última se someta al eslabón la fuerza cortante que esté resistente disminuye, por ello se busca una combinación con la fuerza axial más grande y cortante más alto en los eslabones de un mismo entrepiso. Como para la primera iteración la sección transversal del eslabón se considera que es la misma que la viga los cálculos de resistencia se hacen para esta sección que se indica también en la tabla 3.13. Las ecuaciones usadas para el cálculo de la resistencia en los eslabones y los límites que se requiere cumplir en las tablas 3.13 y 3.14 aparecen en el anexo 2.

TABLA 3.13 *Propiedades mecánicas del eslabón, con las secciones originales (primer iteración)*

NIVEL DEL ESLABÓN	CORTANTE SOBRE EL ESLABÓN DEL ENTREPISO EN EL MARCO				SECCIÓN	A <sub>w</sub> (cm <sup>2</sup> )	P <sub>y</sub> (t)	V <sub>p</sub> (t)	M <sub>p</sub> (t-cm)	CORTANTE RESISTENTE	CORTANTE POR SOBRERRESISTENCIA
	MUERTA EXTRA	FUERZA SÍSMICA	CORTANTE V <sub>u</sub> (t)	P <sub>u</sub>						V <sub>Rx</sub> (t)	V <sub>esl</sub> (t)
						Ec. A-2.26	Ec A-2.27	Ec A-2.25	Ec A-2.44	<b>Ec. A-2.24</b>	Ec. A-2.49
N4	3.6694	7.9584	<b>11.6278</b>	-31.3860	IR14x68	33.64	326.37	51.07	4769.05	<b>45.96 t</b>	79.795 t
N3	4.0743	15.2286	<b>19.3029</b>	-27.3515	IR14x68	33.64	326.37	51.07	4769.05	<b>45.96 t</b>	79.795 t
N2	4.0410	20.3170	<b>24.3580</b>	-19.5147	IR14x68	33.64	326.37	51.07	4769.05	<b>45.96 t</b>	79.795 t
N1	4.0396	21.4762	<b>25.5158</b>	-4.8957	IR14x68	33.64	326.37	51.07	4769.05	<b>45.96 t</b>	79.795 t

Se tiene que estar verificando que la longitud real del eslabón ( $e_{REAL}$ ) este entre los límites requeridos, a su vez se va verificando que no se exceda a la rotación máxima de 0.08 radianes, ya que por cualquiera de estas condiciones que no se cumpla se debe modificar la sección o la longitud del eslabón, en la tabla 3.14 se muestran los límites de longitud del eslabón, la rotación del mismo y el ángulo del contraviento; este último sólo es una recomendación para facilitar el montaje durante el proceso constructivo, que se menciona en el apartado 1.5.

TABLA 3.14 *Longitud y rotación en el eslabón, con las secciones originales (primer iteración)*

NIVEL DEL ESLABÓN	Descripción del eslabón SECCIÓN	p'	LONGITUD DEL ESLABÓN (cm)			e <sub>REAL</sub>	Ángulo del contraviento	Desplazamiento por sismo (m)	ROTACIÓN (rad)	
			1.6 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub> LIMITE INFERIOR	1.3 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub> LIMITE SUPERIOR					$\gamma_p$	Cumple con el máximo
		Ec. A-2.42	Ec.A-2.41	Ec.A-2.41 Mod				Ec A-2.48		
N4	IR14x68	0.422	121.40	149.42	100.00	49.40	0.00235	0.015	SI	
N3	IR14x68	0.222	121.40	149.42	100.00	48.01	0.00404	0.016	SI	
N2	IR14x68	0.125	121.40	149.42	100.00	49.40	0.00516	0.019	SI	
N1	IR14x68	0.030	121.40	149.42	100.00	49.40	0.00436	0.017	SI	

Se ve que la sección cumple tanto por cortante y rotación, pero aun así se debe optimizar la sección transversal para poder tener la menor fuerza cortante ajustada del eslabón. Se cambia a unas secciones ligeramente sobradas, porque no se conseguirá una sección óptima en las primeras iteraciones y se llega a los resultados que se muestran en la tabla 3.15 y 3.16:

TABLA 3.15 *Propiedades mecánicas del eslabón, con las secciones modificadas (primer iteración)*

CORTANTE SOBRE EL ESLABÓN DEL ENTREPISO EN EL MARCO										<b>CORTANTE RESISTENTE</b>	CORTANTE POR SOBRESRESISTENCIA
NIVEL DEL ESLABÓN	MUERTA EXTRA	FUERZA SÍSMICA	<b>CORTANTE Vu (t)</b>	P <sub>u</sub>	SECCIÓN	A <sub>lw</sub> (cm <sup>2</sup> )	Py (t)	V <sub>P</sub> (t)	M <sub>P</sub> .(t-cm)	<b>V<sub>Rx</sub> (t)</b>	V <sub>esl</sub> (t)
						Ec. A-2.26	Ec A-2.27	Ec A-2.25	Ec A-2.44	<b>Ec. A-2.24</b>	Ec. A-2.49
N4	3.6694	7.9584	<b>11.6278</b>	-31.3860	IR6x20	9.13	95.89	13.21	947.67	<b>11.89</b>	21.666
N3	4.0743	15.2286	<b>19.3029</b>	-27.3515	IR10x22	14.63	106.01	21.47	1592.23	<b>19.32</b>	34.695
N2	4.0410	20.3170	<b>24.3580</b>	-19.5147	IR10x39	18.00	187.73	27.32	1940.51	<b>24.59</b>	42.694
N1	4.0396	21.4762	<b>25.5158</b>	-4.8957	IR10x45	20.08	217.07	30.48	2277.00	<b>27.43</b>	47.623

TABLA 3.16 *Longitud y rotación en el eslabón, con las secciones modificadas (primer iteración)*

Descripción de eslabón		LONGITUD DEL ESLABÓN (cm)				Ángulo del contraviento (°)	Desplazamiento por sismo (m)	ROTACIÓN (rad)	
NIVEL DEL ESLABÓN	SECCIÓN	p'	1.6 M <sub>P</sub> /V <sub>P</sub> LIMITE INFERIOR	1.3 M <sub>P</sub> /V <sub>P</sub> LIMITE SUPERIOR	e <sub>REAL</sub>			γ <sub>P</sub>	Cumple con el máximo
		Ec. A-2.42	Ec.A-2.41	Ec.A-2.41 Mod				Ec A-2.48	
N4	IR6x20	0.382	114.82	93.29	100.00	49.40	0.00235	0.0116	Sí
N3	IR10x22	0.221	77.66	63.10	70.00	48.01	0.00404	0.0243	Sí
N2	IR10x39	0.110	113.63	92.32	100.00	49.40	0.00516	0.0278	Sí
N1	IR10x45	0.057	119.53	97.12	100.00	49.40	0.00436	0.0229	Sí

Como la longitud de eslabón e<sub>REAL</sub> de la tabla 3.16, no está dentro de los límites de longitud del eslabón se deben modificar la longitud del eslabón desde el modelo completo y se calcularán nuevamente rigideces de los marcos, las fuerzas sísmicas que le corresponden a cada marco, y los valores requeridos de las tablas anteriores, por lo tanto se termina la primera iteración.

- SEGUNDA ITERACIÓN

Los datos requeridos hasta el momento se determinan de igual forma (Tabla 3.17 y 3.18).

TABLA 3.17 *Porcentaje de rigidez que contribuye cada marco*

NIVEL	RIGIDEZ TOTAL DEL ENTREPISO (t/cm)	PORCENTAJE DE RIGIDEZ POR MARCO		
		M-2E	M-1E	M-0E
4	500.111	26.58%	16.62%	6.81%
3	561.867	26.93%	16.56%	6.51%
2	312.944	19.66%	17.15%	13.19%
1	456.651	18.58%	16.78%	14.64%

Con el ETABS se determina nuevamente el cortante de entrepiso y con esto la fuerza sísmica, para poder distribuirla a los marcos por lo tanto cada marco tendría la siguiente fuerza sísmica (Tabla 3.18).

TABLA 3.18 *Fuerzas horizontales de entrepiso para cada marco*

NIVEL	CORTANTE DE ENTREPISO $V_i$ (t)	FUERZA SÍSMICA DE ENTREPISO $P_i$ (t)	CORTANTE EN LOS MARCOS (t)		
			M-2E	M-1E	M-0E
4	132.9178	132.9178	35.3239	22.0892	9.0459
3	251.884	118.9662	32.0365	19.7051	7.7416
2	341.9946	90.1106	17.7170	15.4517	11.8865
1	384.8422	42.8476	7.9592	7.1905	6.2741

Se determinan los elementos mecánicos más desfavorables para el diseño del eslabón, estas combinaciones presentan en las tablas 3.19 y 3.20, que asegurar que la longitud del eslabón y la rotación se cumpla. Tomando en cuenta ya el cambio de sección transversal y de longitud del eslabón para el nivel 4, el cortante último excede un poco al resistente pero se considera prudente para la siguiente iteración.

TABLA 3.19 *Propiedades mecánicas del eslabón, con las secciones originales (segunda iteración)*

CORTANTE SOBRE EL ESLABÓN DEL ENTREPISO EN EL MARCO (t)										CORTANTE RESISTENTE	CORTANTE POR SOBRERRESISTENCIA
NIVEL DEL ESLABÓN	MUERTA EXTRA	FUERZA SÍSMICA	CORTANTE $V_u$	$P_u$	SECCIÓN	$A_w$ (cm <sup>2</sup> )	$P_y$ (t)	$V_P$ (t)	$M_P$ (t-cm)	$V_{Rx}$ (t)	$V_{esi}$ (t)
						Ec. A-2.26	Ec A-2.27	Ec A-2.25	Ec A-2.44	<b>Ec. A-2.24</b>	Ec. A-2.49
N4	3.6832	7.3815	<b>11.0647</b>	-29.2332	IR6x20	9.13	95.89	13.21	947.67	<b>11.89</b>	21.666
N3	4.0398	21.694	<b>25.7336</b>	-27.1090	IR10x49	19.32	235.04	29.32	2504.70	<b>26.39</b>	45.814
N2	4.0774	7.5903	<b>11.6677</b>	-8.7937	IR6x20	9.13	95.89	13.87	617.32	<b>12.48</b>	21.666
N1	4.0732	7.9730	<b>12.0462</b>	-4.8780	IR6x20	9.13	95.89	13.87	617.32	<b>12.48</b>	21.666

TABLA 3.20 *Longitud y rotación en el eslabón, con las secciones originales (segunda iteración)*

Descripción del eslabón		LONGITUD DEL ESLABÓN (cm)					ROTACIÓN (rad)			
NIVEL DEL ESLABÓN	SECCIÓN	$\rho'$	1.6 $M_P/V_P$ LIMITE INFERIOR	1.3 $M_P/V_P$ LIMITE SUPERIOR	$e_{REAL}$	Ángulo del contraviento (°)	Desplazamiento por sismo (m)	$\gamma_P$	Cumple con el máximo	
		Ec. A-2.42	Ec.A-2.41	Ec.A-2.41 Mod				Ec A-2.48		
N4	IR6x20	0.382	114.82	93.29	100.00	49.40	0.00235	0.0116	SÍ	
N3	IR10x49	0.131	136.68	111.05	100.00	49.40	0.00404	0.0170	SÍ	
N2	IR6x20	0.109	71.23	57.88	70.00	48.01	0.00516	0.0397	SÍ	
N1	IR6x20	0.059	71.23	57.88	70.00	48.01	0.00436	0.0327	SÍ	

Como se ve (Tabla 3.19) que aún se puede optimizar la sección transversal del eslabón, se hacen otras iteraciones para que coincida el cortante resistente lo más cercano del cortante último, y que la longitud "e" del eslabón se encuentre entre los límites superior e inferior. En la tabla 3.21 se hace un resumen de las características más relevantes de los eslabones.

TABLA 3.21 Resumen de los eslabones en las siguientes iteraciones

TERCER ITERACIÓN							
NIVEL DEL ESLABÓN	SECCIÓ N	CORTANTE $V_u$ (t)	$V_{Rx}$ (t)	$e_{REAL}$ (cm)	ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO (°)	$V_{est}$ (t)	ROTACIÓ N (rad)
			Ec. A-2.24			Ec. A-2.49	Ec A-2.48
N4	IR6x20	11.225	11.94	100.0 0	49.40	21.666	0.0109
N3	IR8x40	20.607	22.58	100.0 0	49.40	39.197	0.0159
N2	IR8x58	25.597	32.11	100.0 0	49.40	55.749	0.0202
N1	IR8x48	24.406	25.25	100.0 0	49.40	43.838	0.0165
CUARTA ITERACIÓN							
NIVEL DEL ESLABÓN	SECCIÓ N	CORTANTE $V_u$ (t)	$V_{Rx}$	$e_{REAL}$ (cm)	ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO (°)	$V_{est}$ (t)	ROTACIÓ N (rad)
			Ec. A-2.24			Ec. A-2.49	Ec A-2.48
N4	IR6x20	11.508	11.89	100.0 0	49.40°	21.666	0.0109
N3	IR8x40	20.254	22.58	100.0 0	49.40°	39.197	0.0161
N2	IR10x45	26.100	27.43	100.0 0	49.40°	47.623	0.0194
N1	IR10x39	24.198	24.59	100.0 0	49.40°	42.694	0.0163
QUITA ITERACIÓN							
NIVEL DEL ESLABÓN	SECCIÓ N	CORTANTE $V_u$ (t)	$V_{Rx}$	$e_{REAL}$ (cm)	ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO (°)	$V_{est}$ (t)	ROTACIÓ N (rad)
			Ec. A-2.24			Ec. A-2.49	Ec A-2.48
N4	IR6x20	11.498	11.89	100.0 0	49.40	21.666	0.0108
N3	IR8x40	20.267	22.58	100.0 0	49.40	39.197	0.0161
N2	IR10x45	25.971	27.43	100.0 0	49.40	47.623	0.0196
N1	IR10x39	24.247	24.59	100.0 0	49.40	42.694	0.0164

Se observa en la tabla 3.21 que el cortante último en la quinta iteración no excede ya al cortante resistente que tienen las secciones, por lo tanto ya no se requiere modificar ninguna sección. Como ya cumplen los eslabones para estas cargas, se dividen dos de los marcos principales en tres submarcos como se ilustra en las figuras 3.22 a 3.24, quedando así el mecanismo de fluencia previsto cuando el eslabón fluye, para poder calcular las fuerzas actuantes en columnas, vigas y contraventeos:

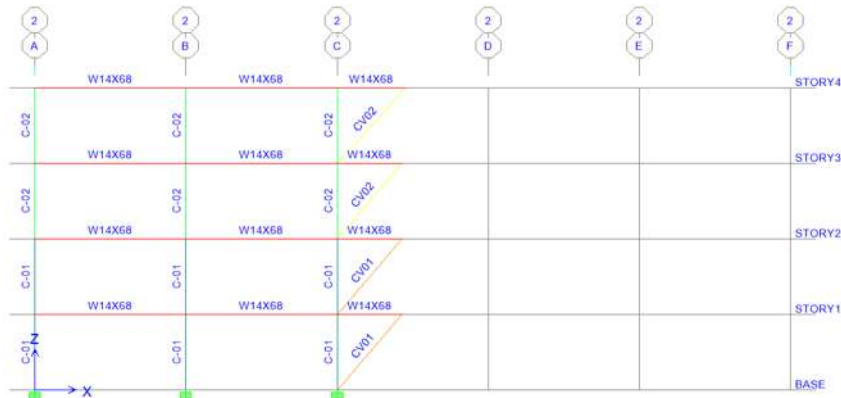


FIGURA 3.22 Modelo del mecanismo para el submarco M-1Ea (ETABS; 2013)



FIGURA 3.23 Modelo del mecanismo para el submarco M-2Ea (ETABS; 2013)

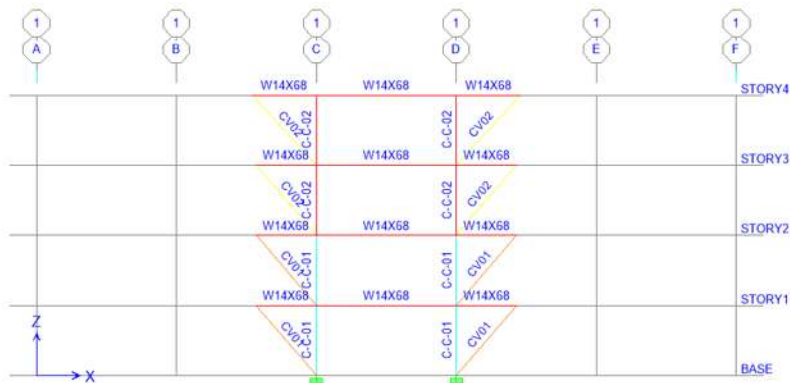


FIGURA 3.24 Modelo del mecanismo para el submarco M-2Eb (ETABS; 2013)

Como se están diseñando los eslabones que trabajarán principalmente a cortante, los valores de la fuerza cortante ajustada que se calculan de los mismos se ponen en el nudo donde intersectan viga, contraventeo y eslabón (Figuras 3.25 a 3.27); ya que se garantiza que todo el eslabón fluirá.

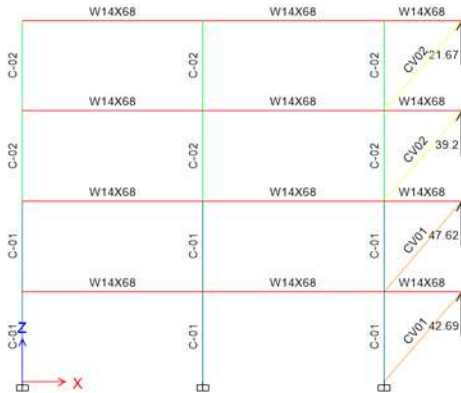


FIGURA 3.25 Submarco M-1Ea con las fuerzas de sobrerresistencia de los eslabones (ETABS; 2013)

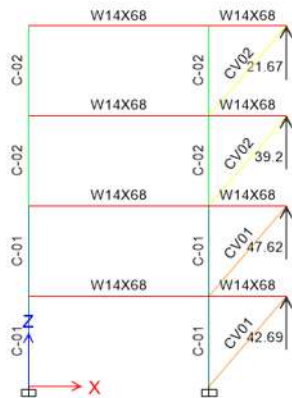


FIGURA 3.26 Submarco M-2Ea con las fuerzas de sobrerresistencia de los eslabones (ETABS; 2013)

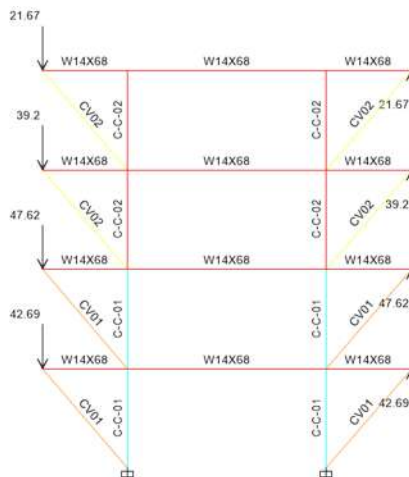


FIGURA 3.27 Submarco M-2Eb con las fuerzas de sobrerresistencia de los eslabones (ETABS; 2013)

Con el análisis de estos tres submarcos se hace el diseño del resto de los elementos. Para el contraventeo se busca los elementos estructurales a compresión más críticos de los tres submodelos; para las vigas y columnas se hacen dos diseños, uno con el análisis del submarco M-2Eb ya que se presentan elementos mecánicos más grandes en el centro, el segundo diseño de

vigas y columnas con el análisis de los submarcos M-2Ea y M-1Ea; las vigas secundarias se diseñan con los elementos mecánicos más desfavorable que es por carga muerta del modelo completo.

➤ *DISEÑO DE LOS CONTRAVIENTOS*

En la tabla 3.22 se indican las propiedades de la sección transversal del contraviento por nivel, necesarias para el cálculo de la relación de esbeltez como para la compresión resistente del mismo.

TABLA 3.22 *Propiedades Geométricas de los contravientos*

NIVEL	SECCIÓN		ESPESOR (cm)	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS							
				PERALTE		ALMA	PATÍN		ÁREA	Eje X-X y Eje Y-Y	
	(cmxcm)			d (cm)	t <sub>w</sub> (cm)	b (cm)	t (cm)	(cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	r (cm)	
N4	13	x 13	0.64	13.00	0.64	11.72	0.64	31.6	808	5.05	
N3	13	x 13	0.64	13.00	0.64	11.72	0.64	31.6	808	5.05	
N2	13	x 13	0.79	13.00	0.79	11.42	0.79	38.6	963	5.00	
N1	13	x 13	0.79	13.00	0.79	11.42	0.79	38.6	963	5.00	

En la tabla 3.23 se indican los valores para la relación de esbeltez por entrepiso, teniendo en cuenta que por el tipo de conexión en los extremos del contraviento se considera como uno el factor de longitud efectiva k.

TABLA 3.23 *Relación de esbeltez y valor de la sección transversal*

NIVEL	RELACIÓN DE ESBELTEZ			LIMITE DE ESBELTEZ MÁXIMA		RELACIÓN DE ESBELTEZ DE LOS ELEMENTOS CONTRAVIENTO	
	DIRECCIÓN X y Y			COMPRESIÓN	TENSIÓN		
	k	L (cm)	kL/r	ANEXO A2-1		Patín, b/t	Alma, d/t <sub>w</sub>
N4	1	460.98	93.858	Se acepta	Se acepta	18.313	18.313
N3	1	460.98	91.234	Se acepta	Se acepta	18.313	18.313
N2	1	460.98	92.285	Se acepta	Se acepta	14.456	14.456
N1	1	460.98	92.285	Se acepta	Se acepta	14.456	14.456

Se deben clasificar los elementos de la sección transversal para saber si se trata de una sección esbelta o no esbelta, pero como los contravientos son parte de un sistema estructural y se esperan grandes demandas de ductilidades, las relaciones de esbeltez de la tabla 3.24 deben cumplir con los criterios “moderadamente dúctiles” de la tabla 2.1.

TABLA 3.24 *Criterio de sección compacta (sección hueca)*

NIVEL	PARA PATINES		PARA ALMA		PARA PATINES Y ALMA	
	$1.40*\sqrt{(E/F_y)}$	$b/t \leq 1.40*\sqrt{(E/F_y)}$	$1.49*\sqrt{(E/F_y)}$	$d/t_w \leq 1.49*\sqrt{(E/F_y)}$	RELACIÓN DE ESBELTEZ	Cumplen
	Tabla A-2.1				Tabla 2.1	
N4	39.754	Esbeltos	42.3098	Esbelta	18.1733	Ninguno
N3	39.754	Esbeltos	42.3098	Esbelta	18.1733	Ninguno
N2	39.754	Esbeltos	42.3098	Esbelta	18.1733	Ambos
N1	39.754	Esbeltos	42.3098	Esbelta	18.1733	Ambos

Como los contravientos de los niveles 3 y 4 no cumplen los criterios de “Moderadamente dúctiles” se cambia el espesor de las secciones a 0.79 cm en estos niveles, se hace nuevamente el cálculo de las tablas 3.25 a 3.27:

TABLA 3.25 Propiedades Geométricas de los contravientos

NIVEL	SECCIÓN			ESPESOR (cm)	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS						
	cm	x	cm		PERALTE	ALMA	PATÍN		ÁREA	Eje X-X y Eje Y-Y	
					d (cm)	t <sub>w</sub> (cm)	b (cm)	t (cm)	(cm²)	I (cm⁴)	r (cm)
N4	13	x	13	0.79	13.00	0.79	11.42	0.79	38.58	963	5.00
N3	13	x	13	0.79	13.00	0.79	11.42	0.79	38.58	963	5.00
N2	13	x	13	0.79	13.00	0.79	11.42	0.79	38.58	963	5.00
N1	13	x	13	0.79	13.00	0.79	11.42	0.79	38.58	963	5.00

TABLA 3.26 Relación de esbeltez y valor de la sección transversal

NIVEL	RELACIÓN DE ESBELTEZ			LIMITE DE ESBELTEZ MÁXIMA		RELACIÓN DE ESBELTEZ DE LOS ELEMENTOS CONTRAVIENTO	
	DIRECCIÓN X y Y			COMPRESIÓN	TENSIÓN		
	k	L (cm)	kL/r	ANEXO A2-1		Patín ,b/t	Alma, d/t <sub>w</sub>
N4	1	460.98	92.285	Se acepta	Se acepta	14.456	14.456
N3	1	460.98	91.234	Se acepta	Se acepta	14.456	14.456
N2	1	460.98	92.285	Se acepta	Se acepta	14.456	14.456
N1	1	460.98	92.285	Se acepta	Se acepta	14.456	14.456

TABLA 3.27 Clasificación de la sección transversal

NIVEL +	CRITERIO DE SECCIÓN COMPACTA (SECCIÓN HUECA)					
	PARA PATINES		PARA EL ALMA		PARA CONTRAVIENTOS MODERADAMENTE DÚCTILES	
	1.40*√(E/Fy)	b/t ≤ 1.40*√(E/Fy)	1.49*√(E/Fy)	d/t <sub>w</sub> ≤ 1.49*√(E/Fy)	RELACIÓN DE ESBELTEZ	CUMPLEN
	Tabla A-2.1				Tabla 2.1	
N4	39.754	Esbeltos	42.1479	Esbelta	18.1733	Ambos
N3	39.754	Esbeltos	42.1479	Esbelta	18.1733	Ambos
N2	39.754	Esbeltos	42.1479	Esbelta	18.1733	Ambos
N1	39.754	Esbeltos	42.1479	Esbelta	18.1733	Ambos

Como las secciones ya cumplen con los criterios “moderadamente dúctiles” se puede hacer entonces el cálculo de la compresión resistente mostrada en la tabla 3.28. Se puede ver en la tabla 3.27 que la esbeltez mínima a cumplir, y que se debe cumplir forzosamente, es la de “elementos moderadamente dúctiles” orillando a emplear contravientos esbeltos.

TABLA 3.28 Compresión resistente y última

NIVEL	ÁREA (cm²)	Fe (kg/cm²)	FUERZO CRITICO CALCULADO		COMPRESIÓN (t)	
			F <sub>CR</sub> (kg/cm²)		Resistente	Última
			Ec A-2.4	Ec A-2.3	Ec. A-2.1	
N4	38.58	2364.10	1616.55	56.14 t	23.93 t	
N3	38.58	2364.10	1616.55	56.14 t	38.14 t	
N2	38.58	2364.10	1616.55	56.14 t	48.96 t	
N1	38.58	2364.10	1616.55	56.14 t	54.07 t	

Estas secciones transversales para los contravientos ya cumplen ante compresión última, como la tensión última en los contravientos es de la misma magnitud que la compresión última, y la tensión resistente siempre excederá no sé hace una revisión para tensión.

➤ DISEÑO DE LAS VIGAS

Se clasifica la sección transversal de la viga con los criterios de sección compacta y con la tabla A-2.3 del anexo 2, se puede saber que sección de las ANSI/AISC 360-10 se debe usar, pero cómo se indica en el anexo 2, sólo se usaran secciones compactas, la clasificación de la sección se muestra en la tabla 3.29.

TABLA 3.29 Clasificación de la sección transversal de la viga, del perfil empleado

ELEMENTO		DESIGNACIÓN [d x PESO]		CRITERIO DE SECCIÓN COMPACTA (Tabla A-2.3)									CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN
				CRITERIO DE SECCIÓN COMPACTA		PARA PATINES			PARA EL ALMA				
NIVEL	MARCO	in x lb/ft		bf/2tf	d/tw	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Clasificación De sección	$\lambda_p$	$\lambda_r$	CLASIFICACIÓN DE SECCIÓN		
Todos	Todos	W	14 x 68	7.0	33.8	10.84	28.4	Compacta	106.66	161.86	Compacta	Compacta	

En las tablas 3.30 y 3.31 se muestran las propiedades de la sección W14x68 y en la tabla 3.32 se muestra el momento y cortante resistente para la misma sección. Para las vigas secundarias se hace un diseño por la condición de carga muerta se muestra en la última fila de la tabla 3.33, para no verse en la necesidad de corregirlo más adelante ya que modificaría el cortante de entrepiso se emplea esta forma ya que las vigas secundarias tiene una conexión a cortante en sus extremos. Para esta iteración se requiere revisar una sola sección de viga W14in x 68 lb/ft (IR 356mm x 178.80kg/m).

TABLA 3.30 Características geométricas del perfil empleado, tomados del IMCA

ELEMENTO		DESIGNACIÓN [d x PESO]		CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS								
				PERALTE	ALMA	PATÍN		ÁREA (cm <sup>2</sup> )	Eje X-X			
NIVEL	MARCO	in x lb/ft		d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)		I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>3</sup> )	r (cm)	Z (cm <sup>3</sup> )
TODOS	TODOS	W	14 x 68	357	10.5	255	18.3	129	30093	1688	15	1885

TABLA 3.31 Características geométricas de los perfil empleado, tomados del IMCA, continuación

ELEMENTO		DESIGNACIÓN [d x PESO]		CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS						
				EJE Y-Y				CONSTANTE DE TORSIÓN J (cm <sup>4</sup> )	A <sub>w</sub> (mm <sup>2</sup> )	
NIVEL	MARCO	in x lb/ft		I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>3</sup> )	r (cm)	Z (cm <sup>3</sup> )		Ec. A-2.29	Lb (cm)
TODOS	TODOS	W	14 x 68	5036	397	6	605	126	2951	5036

TABLA 3.32 Cálculo del momento y del cortante resistente

ELEMENTO		REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE:								
DESIGNACIÓN [d x PESO]		FLUENCI A (Mn)	LONGITUDES LIMITE		PANDEO LATERAL-TORSIONAL		MOMENTO RESISTENTE	CORTANTE RESISTENTE		
			L <sub>p</sub>	L <sub>r</sub>	C <sub>b</sub>	M <sub>n(L<sub>p</sub> &lt; L<sub>b</sub> ≤ L<sub>r</sub>)</sub>		M <sub>n</sub>	M <sub>R</sub>	Relación de esbeltez
(in x lb/ft)		(t-m)	(cm)	(cm)		(t-m)	(t-m)	(t-m)		(t)
A-2.13		Ec. A-2.17	Ec. A-2.18	Ec. A-2.19	Ec. A-2.14		Ec. A-2.12	Ec A-2.29	Ec A-24	
W	14 x 68	47.691	312.259	1167.765	2.161	85.632	47.691	42.921	CUMPLE	92.610

Ya teniendo momento y cortante resistente de la sección, se comparan con los últimos obtenidos haciendo la combinación de elementos mecánicos (Tabla 3.33).

TABLA 3.33 Comparación de los elementos mecánicos resistentes con los últimos

ELEMENTO		DESIGNACIÓN [d x PESO]				ELEMENTOS MECÁNICOS ÚLTIMOS				MOMENTO (t-m)			CORTANTE (t)			
NIVEL	MARCO	in x lb/ft				MOMENTO (t-m)		CORTANTE (t)		Mu	MR Ec A-2.12		VU		VR Ec A-2.24	
		W	14	x	68	Eslabón	Carga muerta + CVI	Eslabón	Carga muerta + CVI				VU	VR		
N4	M-1Ea	W	14	x	68	27.426	5.596	7.962	3.949	33.0217	42.921	Si pasa	11.910	44.789	Si pasa	
N3	M-1Ea	W	14	x	68	43.862	6.942	12.997	4.442	50.8046	42.921	No pasa	17.439	44.789	Si pasa	
N2	M-1Ea	W	14	x	68	53.676	6.814	15.981	4.406	60.4899	42.921	No pasa	20.386	44.789	Si pasa	
N1	M-1Ea	W	14	x	68	44.005	6.633	13.307	4.371	50.6382	42.921	No pasa	17.678	44.789	Si pasa	
N4	M-2Eb	W	14	x	68	56.924	5.960	17.120	3.995	62.8843	42.921	No pasa	21.115	44.789	Si pasa	
N3	M-2Eb	W	14	x	68	86.739	6.739	26.087	4.368	93.4785	42.921	No pasa	30.455	44.789	Si pasa	
N2	M-2Eb	W	14	x	68	103.587	6.749	31.154	4.368	110.3359	42.921	No pasa	35.522	44.789	Si pasa	
N1	M-2Eb	W	14	x	68	84.244	6.681	25.337	4.368	90.9251	42.921	No pasa	29.705	44.789	Si pasa	
N4-N1	SEC	W	14	x	68	0	17.2286	0	9.845	17.2286	42.921	Si pasa	9.845	44.789	Si pasa	

Como se ve el momento último excede al resistente en todas las vigas de ambos sub-marcos (exceptuando el cuarto nivel en el marco M-1Ea y las vigas secundarias) se hace la modificación de las sección tratando de tipificar secciones por niveles, para las vigas secundarias se hace una reducción de la sección ya que están sobredimensionadas. Las propiedades de las secciones y los cálculos se muestran en las tablas 3.34 a 3.38.

TABLA 3.34 Clasificación de la sección transversal de la viga

ELEMENTO		DESIGNACIÓN [d x PESO]				CRITERIO DE SECCIÓN COMPACTA						CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN		
NIVEL	MARCO	in x lb/ft				CRITERIO DE SECCIÓN COMPACTA		PARA PATINES			PARA EL ALMA			
		W	14	x	68	bf/2tf	d/tw	λp	λr	Clasificación De sección	λp		λr	Clasificación De sección
N4	M-1Ea	W	14	x	82	5.9	28.1	10.84	28.4	Compacta	106.66	161.86	Compacta	Compacta
N3	M-1Ea	W	14	x	82	5.9	28.1	10.84	28.4	Compacta	106.66	161.86	Compacta	Compacta
N2	M-1Ea	W	14	x	99	9.3	29.2	10.84	28.4	Compacta	106.66	161.86	Compacta	Compacta
N1	M-1Ea	W	14	x	99	9.3	29.2	10.84	28.4	Compacta	106.66	161.86	Compacta	Compacta
N4	M-2Eb	W	14	x	99	9.3	29.2	10.79	28.4	Compacta	106.77	161.86	Compacta	Compacta
N3	M-2Eb	W	18	x	119	5.3	29	10.84	28.4	Compacta	106.66	161.86	Compacta	Compacta
N2	M-2Eb	W	21	x	122	6.5	36.1	10.84	28.4	Compacta	106.66	161.86	Compacta	Compacta
N1	M-2Eb	W	18	x	119	5.3	29	10.84	28.4	Compacta	106.66	161.86	Compacta	Compacta
N4-N1	SEC	W	10	x	54	5.9	28.1	10.79	28.4	Compacta	106.77	161.86	Compacta	Compacta

TABLA 3.35 Características geométricas de los nuevos perfiles, tomados del IMCA

ELEMENTO		DESIGNACIÓN	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS							
NIVE	MARC	[d x PESO]	PERALT E	ALMA	PATÍN		ÁREA (cm²)	Eje X-X		
		in x lb/ft	d (mm)	tw	br	tf		I (cm⁴)	S	r

L	O					(mm)	(mm)	(mm)			(cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm <sup>3</sup> )
N4	M-1Ea	W	14	x	82	363	13	257	21.7	155.5	36711.0	2016.0	2278.0
N3	M-1Ea	W	14	x	82	363	13	257	21.7	155.5	36711.0	2016.0	2278.0
N2	M-1Ea	W	14	x	99	360	12.3	370	19.8	187.8	46202.0	2573.0	2835.0
N1	M-1Ea	W	14	x	99	360	12.3	370	19.8	187.8	46202.0	2573.0	2835.0
N4	M-2Eb	W	14	x	99	360	12.3	370	19.8	187.8	46202.0	2573.0	2835.0
N3	M-2Eb	W	18	x	119	482	16.6	286	26.9	226.5	91154.0	3785.0	4277.0
N2	M-2Eb	W	21	x	122	551	15.2	315	24.4	231.6	123204.0	4474.0	5031.0
N1	M-2Eb	W	18	x	119	482	16.6	286	26.9	226.5	91154.0	3785.0	4277.0
N4-N1	SEC	W	10	x	54	256	9.4	255	15.6	101.9	12612	983	1091

TABLA 3.36 Características geométricas de los perfiles, tomados del IMCA, continuación

ELEMENTO		DESIGNACIÓN		CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS							
		[d x PESO]		EJE Y-Y				CONSTANTE DE TORSIÓN J		Lb (cm)	
NIVEL	MARCO	in x lb/ft		I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>3</sup> )	r (cm)	Z (cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	Ec A-2.29		
N4	M-1Ea	W	14 x 82	5036	397	6	605	126	2951	700	
N3	M-1Ea	W	14 x 82	6160.0	480.0	6.3	734.0	211.5	6160	700	
N2	M-1Ea	W	14 x 99	6160.0	480.0	6.3	734.0	211.5	6160	700	
N1	M-1Ea	W	14 x 99	16732.0	905.0	9.4	1370.0	224.0	16732	700	
N4	M-2Eb	W	14 x 99	16732.0	905.0	9.4	1370.0	224.0	16732	700	
N3	M-2Eb	W	18 x 119	16732.0	905.0	9.4	1370.0	224.0	16732	700	
N2	M-2Eb	W	21 x 122	10531.0	736.4	6.8	1132.0	441.0	10531	700	
N1	M-2Eb	W	18 x 119	12695.0	806.0	7.4	1239.0	374.0	12695	700	
N4-N1	SEC	W	10 x 54	4287	338	7	513	76	1805	700	

TABLA 3.37 Cálculo del momento y del cortante resistente

ELEMENTO		REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE							CORTANTE RESISTENTE	
DESIGNACIÓN [d x PESO]		FLUENCIA (Mn)	LONGITUDES LIMITE		PANDEO LATERAL-TORSIONAL		MOMENTO RESISTENTE	Relación de esbeltez		
in x lb/ft		(t-m)	Lp (cm)	Lr (cm)	Cb	Mn(Lp < Lb ≤ Lr) (t-m)	Mn (t-m)	MR (t-m)	Relación de esbeltez	VR (t)
		A-2.13	Ec. A-2.17	Ec. A-2.18	Ec. A-2.19	Ec. A-2.14		Ec. A-2.12	Ec A-2.29	Ec A-24
W	14 x 82	57.633	314.552	1346.087	2.161	106.840	57.633	51.870	Cumple	55.453
W	14 x 99	71.726	471.730	1825.514	2.161	145.471	71.726	64.553	Cumple	53.400
W	18 x 119	108.208	340.775	1381.311	2.161	203.124	108.208	97.387	Cumple	99.283
W	21 x 122	127.284	370.011	1280.059	2.161	237.416	127.284	114.556	Cumple	107.292
W	10 x 54	27.602	324.848	1373.209	1.300	31.141	27.602	24.842	Cumple	56.902

Ya teniendo los nuevos valores de momento y cortante resistente de cada sección, se comparan con los últimos obtenidos de la tabla 3.33:

TABLA 3.38 Comparación de los elementos mecánicos resistentes con los últimos

ELEMENTO		DESIGNACIÓN [d x PESO]				MOMENTO (t-m)			CORTANTE (t)		
NIVEL	MARCO	in x lb/ft				Mu	Mr Ec A-2.12		Vu	Vr Ec A-2.24	
N4	M-1Ea	W	14	x	82	33.0217	51.870	Pasa	11.910	55.453	Pasa
N3	M-1Ea	W	14	x	82	50.8046	51.870	Pasa	17.439	55.453	Pasa
N2	M-1Ea	W	14	x	99	60.4899	64.553	Pasa	20.386	53.400	Pasa
N1	M-1Ea	W	14	x	99	50.6382	64.553	Pasa	17.678	53.400	Pasa
N4	M-2Eb	W	14	x	99	62.8843	64.553	Pasa	21.115	53.400	Pasa
N3	M-2Eb	W	18	x	119	93.4785	97.387	Pasa	30.455	99.283	Pasa
N2	M-2Eb	W	21	x	122	110.3359	114.556	Pasa	35.522	107.292	Pasa
N1	M-2Eb	W	18	x	119	90.9251	97.387	Pasa	29.705	99.283	Pasa
N4-N1	SEC	W	10	x	54	17.2286	24.842	Pasa	9.845	27.397	Pasa

Las secciones que se muestran en la tabla 3.38, se obtuvieron a través de varias propuestas, pero sólo se muestran las que cumplieron y que se emplearán para la siguiente iteración.

➤ **DISEÑO DE LAS VIGAS QUE ESTÁN JUNTO AL ESLABÓN**

Con las secciones anteriores del marco M-1Ea se hará la revisión para las vigas que están junto al eslabón, ya que se produce una fuerza axial que no se puede despreciar. Se hace una combinación de elementos mecánicos que produce el eslabón por fuerza cortante resistente modificada y con la carga muerta y la carga viva instantánea del modelo completo (Tabla 3.39).

TABLA 3.39 Elementos mecánicos de las vigas que están junto al eslabón

ELEMENTO		DESIGNACIÓN N [d x PESO]				ELEMENTOS MECÁNICOS ÚLTIMOS					
						MOMENTO (t-m)		CARGA AXIAL (t)		Suma de elementos mecánicos últimos	
NIVEL	MARCO	in x lb/ft				Eslabón*0.88	Carga muerta + CVI	Eslabón*0.88	Carga muerta + CVI	Mu (t-m)	Pu (t)
N4	M-1Ea	W	14	x	82	8.273	2.633	13.874	0	10.906	13.874
N3	M-1Ea	W	14	x	82	12.701	1.800	25.716	0	14.502	25.716
N2	M-1Ea	W	14	x	99	9.656	1.554	32.925	0	11.211	32.925
N1	M-1Ea	W	14	x	99	10.839	1.443	34.929	0	12.282	34.929

Ya que las vigas son de las mismas secciones W14x82 y W14x99, lo único que se hará es calcular la compresión resistente (Tabla 3.40), ya que el momento resistente se calculó con anterioridad (tabla 3.37), y aplicando la ecuación A-2.33 para miembros sujetos a flexión y fuerza axial (Tabla 3.40).

TABLA 3.40 Compresión y cálculo de la ecuación A-2.33

ELEMENTO		CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN PARA COMPRESIÓN		COMPRESIÓN RESISTENTE				
NIVEL	MARCO	PATINES	ALMA	Fe (kg/cm <sup>2</sup> )	Fe (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>cr</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	P <sub>R</sub> (t)	Relación
		Tabla A-2.2		Ec A-2.4	Ec A-2.11	Ec A-2.3	Ec A-2.1	Ec A-2.33
N4	M-1Ea	No esbelto	No esbelto	20630.667	59654.736	2403.416	336.358	0.22815
N3	M-1Ea	No esbelto	No esbelto	20630.667	59654.736	2403.416	336.358	0.32497
N2	M-1Ea	No esbelto	No esbelto	21498.721	50309.936	2408.403	407.068	0.23525

N1	M-1Ea	No esbelto	No esbelto	21498.721	50309.936	2408.403	407.068	0.25492
----	-------	------------	------------	-----------	-----------	----------	---------	---------

Como todos los valores que resultan para la ecuación A-2.33 de la tabla 3.40 resultan menores a 1, las secciones que se diseñan en la parte de "DISEÑO DE LAS VIGAS" se aceptan ya que cumplen también ante cargas de compresión, por esto se decide usar la misma sección W14x82 y W14x99 en vigas en el tramo donde estarán junto al eslabón, para garantizar que el eslabón se más débil que el resto de los elementos, no se hace una sección diferente en esta zona.

➤ DISEÑO DE LAS COLUMNAS

De igual forma que las vigas, se diseñaran dos columnas distintas por nivel para los submarcos M-1Ea M-2Ea (en las tablas 3.41 a 3.53 sólo se indica el elemento como "M-1E", ya que se estará usando la combinación más crítica para la columna); y M-2Eb.

En la tabla 3.41 se muestran las características geométricas de la sección transversal de las columnas, por nivel y la ubicación de estas en los marcos; también se muestra la relación de esbeltez que tienen los elementos de la columna. En la tabla 3.42 se continúa con la descripción de las propiedades geométricas y se añade el área que se considera para el cálculo de la fuerza cortante de la columna.

TABLA 3.41 Propiedades geométricas de las columnas

ELEMENTO	NIVEL	SECCIÓN			ESPESOR t (cm)	PERALTE d (cm)	ALMA t <sub>w</sub> (cm)	PATÍN		ÁREA A <sub>g</sub> (cm <sup>2</sup> )	CRITERIO DE SECCIÓN COMPACTA (SECCIÓN HUECA) b/t <sub>f</sub> ; h/t <sub>w</sub>	
		cm	x	cm				b (cm)	t (cm)		Compresión	Tensión
M-1E	N4	35	x	35	1.27	35	1.27	32.46	1.27	171.35	25.559	24.559
M-1E	N3	35	x	35	1.27	35	1.27	32.46	1.27	171.35	25.559	24.559
M-1E	N2	35	x	35	1.59	35	1.59	31.82	1.59	212.49	20.013	19.013
M-1E	N1	35	x	35	1.59	35	1.59	31.82	1.59	212.49	20.013	19.013
M-2Eb	N4	35	x	35	1.27	35	1.27	32.46	1.27	171.35	25.559	24.559
M-2Eb	N3	35	x	35	1.27	35	1.27	32.46	1.27	171.35	25.559	24.559
M-2Eb	N2	35	x	35	1.59	35	1.59	31.82	1.59	212.49	20.013	19.013
M-2Eb	N1	35	x	35	1.59	35	1.59	31.82	1.59	212.49	20.013	19.013

TABLA 3.42 Propiedades geométricas de las columnas, continuación

ELEMENTO	NIVEL	SECCIÓN			Eje X-X y Eje Y-Y				CONSTANTE DE TORSIÓN J (cm <sup>4</sup> )	A <sub>wl</sub> (mm <sup>2</sup> ) Ec A-2.39
		cm	x	cm	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>3</sup> )	r (cm)	Z (cm <sup>3</sup> )		
M-1E	N4	35	x	35	32536.94	1859.25	13.78	2168.37	48736.321	8890
M-1E	N3	35	x	35	32536.94	1859.25	13.78	2168.37	48736.321	8890
M-1E	N2	35	x	35	39620.3	2264.02	13.66	2664.21	59296.158	11130
M-1E	N1	35	x	35	39620.3	2264.02	13.66	2664.21	59296.158	11130
M-2Eb	N4	35	x	35	32536.94	1859.25	13.78	2168.37	48736.321	8890
M-2Eb	N3	35	x	35	32536.94	1859.25	13.78	2168.37	48736.321	8890
M-2Eb	N2	35	x	35	39620.3	2264.02	13.66	2664.21	59296.158	11130
M-2Eb	N1	35	x	35	39620.3	2264.02	13.66	2664.21	59296.158	11130

En la tabla 3.43 se calcula la relación de esbeltez de la columna, verificando que cumplan las máximas que se indican en el anexo 2-1. Como se usa la ecuación A-2.34 para el cálculo del factor de longitud efectiva  $k$ , todos los valores que se requieren ya se tienen sólo que se tratan de valores que se requieren en algunas otras fórmulas por esto aparecen en tablas posteriores en la tabla 3.51 y de la tabla 3.46.

TABLA 3.43 Relación de esbeltez de la columna

ELEMENTO	NIVEL	DIRECCIÓN X			RELACIÓN DE ESBELTEZ MÁXIMA ANEXO 2-2	
		k	L (cm)	kL/r	COMPRESIÓN	TENSIÓN
		Ec A-2.34				
M-1E	N4	0.84736	350	21.522	Se acepta	Se acepta
M-1E	N3	0.67993	350	17.270	Se acepta	Se acepta
M-1E	N2	0.69155	350	17.726	Se acepta	Se acepta
M-1E	N1	0.57830	350	14.823	Se acepta	Se acepta
M-2Eb	N4	0.71475	350	18.154	Se acepta	Se acepta
M-2Eb	N3	0.59964	350	15.230	Se acepta	Se acepta
M-2Eb	N2	0.62622	350	16.051	Se acepta	Se acepta
M-2Eb	N1	0.53324	350	13.668	Se acepta	Se acepta

TABLA 3.44 Relación de esbeltez de los elementos de la columna a compresión

ELEMENTO	NIVEL	PARA PATINES			PARA EL ALMA			Q
		$1.4\sqrt{E/F_y}$	$\frac{b_f/t_f}{\leq 1.4\sqrt{E/F_y}}$	Qs	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$d/t_w \leq 1.49\sqrt{E/F_y}$	Qa	Qa*Qs
		TABLA A-2.1		Ec A-2.9	TABLA A-2.1		Ec A-2.7	Ec A-2.6
M-1E	N4	33.727	Cumple	1	35.8954	Cumple	1	1
M-1E	N3	33.727	Cumple	1	35.8954	Cumple	1	1
M-1E	N2	33.727	Cumple	1	35.8954	Cumple	1	1
M-1E	N1	33.727	Cumple	1	35.8954	Cumple	1	1
M-2Eb	N4	33.727	Cumple	1	35.8954	Cumple	1	1
M-2Eb	N3	33.727	Cumple	1	35.8954	Cumple	1	1
M-2Eb	N2	33.727	Cumple	1	35.8954	Cumple	1	1
M-2Eb	N1	33.727	Cumple	1	35.8954	Cumple	1	1

En la tabla 3.44 se hace la revisión de la sección de la columna ante compresión, en este caso Q resulta igual a la unidad (ecuación A-2.6) por que tanto el alma como los patines son elementos no esbeltos. En la tabla 3.45 se presenta tensión nominal y la compresión resistente por nivel.

TABLA 3.45 Cálculo de la fuerza axial de la columna

ELEMENTO	NIVEL	Fe (kg/cm <sup>2</sup> )	F <sub>CR</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	TENSIÓN Nominal (t)	COMPRESIÓN Nominal (t)	COMPRESIÓN Resistente (t)
		Ec A-2.4	Ec A-2.3	Ec A-2.27	Ec A-2.2	Ec A-2.1
M-1E	N4	43466.57	3398.02	602.29	524.02	582.25
M-1E	N3	67508.17	3439.23	602.29	530.38	589.31
M-1E	N2	64080.55	3435.22	746.89	656.95	729.94
M-1E	N1	91635.59	3459.02	746.89	661.50	735.00

M-2Eb	N4	12990.54	3138.63	602.29	484.02	537.80
M-2Eb	N3	12990.54	3138.63	602.29	484.02	537.80
M-2Eb	N2	12756.00	3132.10	746.89	598.98	665.53
M-2Eb	N1	13620.58	3155.12	746.89	603.38	670.42

En la tabla 3.46 se muestra la compresión última combinando la carga muerta, viva y la que produce la sobrerresistencia del eslabón, como se ha venido manejando esta combinación para el diseño de los elementos, sólo que para la columna del nivel 1 se aplica el factor de reducción de 0.88 para la carga que produce el eslabón por lo que se menciona en apartado 2.3.

TABLA 3.46 Fuerza axial por el eslabón y por carga muerta sobre la columna

ELEMENTO	NIVEL	P <sub>U</sub>		P <sub>U</sub>
		MUERTA	ESLABÓN	
		1	2	3
M-1E	N4	19.63	12.75	32.38
M-1E	N3	42.68	47.52	90.21
M-1E	N2	66.40	97.91	152.56
M-1E	N1	90.92	148.61	221.70
M-2Eb	N4	19.53	18.79	38.32
M-2Eb	N3	43.81	67.73	111.54
M-2Eb	N2	69.59	136.45	189.66
M-2Eb	N1	95.09	203.52	274.18

NÚMERO DE COLUMNA	INFORMACIÓN DE LAS COLUMNAS DE LA TABLA 3.46	Unidades
1	Carga axial ultima por condición de carga muerta y viva instantánea.	t
2	Carga axial ultima por la sobrerresistencia del eslabón, sin el factor de reducción 0.88	t
3	Suma de las columnas 1 y 2, incluyendo factor de reducción de 0.88 para los respectivos casos.	t

En la tabla 3.47 se muestran los valores para cumplir los criterios de secciones "altamente dúctiles", que por ser columnas esta relación de esbeltez estará en función de la carga axial última y la P<sub>y</sub> el cual se calculó en la de tabla 3.45.

TABLA 3.47 Criterio de secciones altamente dúctiles

ELEMENTO	NIVEL	P <sub>u</sub> /(φ <sub>c</sub> P <sub>y</sub> )	VALOR DE ESBELTEZ MÁXIMO	
Tabla 2.1				
M-1E	N4	0.06023	55.71667	Cumple
M-1E	N3	0.17107	35.89539	Cumple
M-1E	N2	0.23433	35.89539	Cumple
M-1E	N1	0.34236	35.89539	Cumple
M-2Eb	N4	0.08465	54.37613	Cumple

M-2Eb	N3	0.21995	35.89539	Cumple
M-2Eb	N2	0.28577	35.89539	Cumple
M-2Eb	N1	0.40266	35.89539	Cumple

Para poder usar las ecuaciones para el cálculo de flexión nominal de las columnas, primero se debe hacer la clasificación de la sección, dependiendo de que si los elementos de la misma son compactos, no compactos o esbeltos; relaciones que se muestran en la tabla 3.48.

TABLA 3.48 *Relación de esbeltez de los elementos de la columna a flexión*

ELEMENTO	NIVEL	PARA PATINES			PARA EL ALMA			CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN
		$1.12 \cdot \lambda (E/F_y)$	$1.4 \cdot \lambda (E/F_y)$	CLASIFICACIÓN	$2.42 \cdot \lambda (E/F_y)$	$5.70 \cdot \lambda (E/F_y)$	CLASIFICACIÓN	
Tabla A-2.4								
M-1E	N4	26.9818	33.7272	Compacta	58.3	137.3179	Compacta	Compacta
M-1E	N3	26.9818	33.7272	Compacta	58.3	137.3179	Compacta	Compacta
M-1E	N2	26.9818	33.7272	Compacta	58.3	137.3179	Compacta	Compacta
M-1E	N1	26.9818	33.7272	Compacta	58.3	137.3179	Compacta	Compacta
M-2Eb	N4	26.9818	33.7272	Compacta	58.3	137.3179	Compacta	Compacta
M-2Eb	N3	26.9818	33.7272	Compacta	58.3	137.3179	Compacta	Compacta
M-2Eb	N2	26.9818	33.7272	Compacta	58.3	137.3179	Compacta	Compacta
M-2Eb	N1	26.9818	33.7272	Compacta	58.3	137.3179	Compacta	Compacta

Como todas las secciones resultan ser compactas (no se prevé que haya pandeo en patines o alma), el momento nominal resulta ser el momento plástico de la sección (ver la tabla 3.49), rigiendo así el estado límite de fluencia.

TABLA 3.49 *Momento resistente de la columna*

ELEMENTO	NIVEL	CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN	$M_p$
			FLUENCIA
			$E_c A-2.20$
M-1E	N4	Compacta	76.218 t-m
M-1E	N3	Compacta	76.218 t-m
M-1E	N2	Compacta	93.647 t-m
M-1E	N1	Compacta	93.647 t-m
M-2Eb	N4	Compacta	76.218 t-m
M-2Eb	N3	Compacta	76.218 t-m
M-2Eb	N2	Compacta	93.647 t-m
M-2Eb	N1	Compacta	93.647 t-m

Para el uso de la ecuación de elementos flexo-comprimidos (Ec A-2.33), sólo hace falta el cálculo del momento último en dirección “X” y en dirección “Y”, con las mismas combinaciones de carga que se han venido manejando esto valores se muestran en la tabla 3.50, los valores de los momentos se muestran para la parte superior e inferior de la columna, para poder hacer el cálculo del coeficiente de variación de momento que su vez permite calcular el factor de amplificación por carga muerta se requiere la tabla 3.51.

TABLA 3.50 Momentos últimos en la columna por el eslabón y la carga muerta

ELEMENTO	NIVEL	Muy			Mux (t-m)					
		Por carga muerta (t-m)			Por carga muerta (t-m)			Por carga del eslabón (t-m)		
		Momento superior	Momento inferior	Carga muerta + CVI	Momento superior	Momento inferior	Carga muerta + CVI	Momento superior	Momento inferior	Eslabón
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
M-1E	N4	10.8916	-8.9497	10.8916	-3.9054	3.4537	-3.9054	-11.7718	-0.223	-11.7718
M-1E	N3	6.6794	-6.6271	6.6794	-2.9205	2.9026	-2.9205	-21.1104	14.185	-21.1104
M-1E	N2	8.2871	-8.5967	-8.5967	-3.771	4.0648	4.0648	-21.8435	33.1353	33.1353
M-1E	N1	6.4211	-3.4409	-3.4409	-3.1581	1.6923	1.6923	-9.4877	51.3036	51.3036
M-2Eb	N4	10.7613	-8.8469	10.7613	-3.9695	3.5739	3.9695	-28.0544	3.5739	-28.0544
M-2Eb	N3	6.6148	-6.5706	6.6148	-3.0766	3.0251	3.0766	-43.4637	3.0251	-43.4637
M-2Eb	N2	8.2446	-8.572	8.2446	-3.8522	4.1207	3.8522	-45.0323	4.1207	-45.0323
M-2Eb	N1	6.4181	-3.4393	6.4181	-3.1773	1.7026	3.1773	-22.015	1.7026	-22.015

NÚMERO DE COLUMNA

INFORMACIÓN DE LAS COLUMNAS DE LA TABLA 3.50

- 1 Momento flexionante superior en la columna por condición de carga muerta y viva instantánea en sentido Y.
- 2 Momento flexionante inferior en la columna por condición de carga muerta y viva instantánea en sentido Y.
- 3 Momento flexionante último para el diseño en sentido Y.
- 4 Momento flexionante superior en la columna por condición de carga muerta y viva instantánea en sentido X.
- 5 Momento flexionante inferior en la columna por condición de carga muerta y viva instantánea en sentido X.
- 6 Momento flexionante último para el diseño en sentido X.
- 7 Momento flexionante superior en la columna por el eslabón.
- 8 Momento flexionante inferior en la columna por el eslabón.
- 9 Momento flexionante último para el diseño por el eslabón.

La tabla 3.51 se muestran los valores de los factores de amplificación por carga muerta y por carga sísmica, que en este caso es la carga de la fuerza por sobrerresistencia del eslabón.

TABLA 3.51 Parámetros para el cálculo de los factores de amplificación

ELEMENTO	NIVEL	PARA CARGA POR SISMO						PARA CARGA MUERTA		
		$\Sigma P_u$	L	$V_{XENTREPISO}$	$\Delta$	$B_2$	$M_{ux}$	$C_m$	$P_{e1}$	$B_1$
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
						Ec A-2.38	Ec A-2.39	Ec A-2.36	Ec. A-2.37	Ec. A-2.35
M-1E	N4	651.47	350	136.53	0.2711	1.00	-11.816	0.95	7447.93	1.00
M-1E	N3	1489.54	350	252.36	0.4035	1.01	-21.255	1.00	11567.42	1.01
M-1E	N2	2344.65	350	333.64	0.4897	1.01	33.464	0.97	13616.32	1.00
M-1E	N1	3205.70	350	374.10	0.4101	1.01	51.824	0.81	19471.43	1.00
M-2Eb	N4	651.47	350	136.53	0.2711	1.00	-28.159	0.96	10468.00	1.00
M-2Eb	N3	1489.54	350	252.36	0.4035	1.01	-43.762	0.99	14872.71	1.02

M-2Eb	N2	2344.65	350	333.64	0.4897	1.01	-45.479	0.97	16605.60	1.01
M-2Eb	N1	3205.70	350	374.10	0.4101	1.01	-22.238	0.81	22901.23	1.00

NÚMERO DE COLUMNA	INFORMACIÓN DE LAS COLUMNAS DE LA TABLA 3.51	Unidades
1	Carga axial total por entrepiso acumulada	t
2	Longitud de la columna	cm
3	Fuerza cortante del entrepiso	t
4	Desplazamiento total de entrepiso	cm
5	Factor de amplificación para fuerzas cuando hay desplazamiento lateral	Ad
6	Momento flexionante último producido por el eslabón de la columna 9 de la tabla 3.50 por el factor de amplificación por sismo.	t-m
7	Coefficiente que supone un marco sin traslación lateral, en función de los momentos de la columna 4 y 5 de la tabla 3.50.	Ad
8	Resistencia a pandeo elástico suponiendo que no hay desplazamiento en los nudos	t
9	Factor de amplificación para fuerzas cuando no hay desplazamiento lateral	Ad

Ya con los valores tanto de los momentos y fuerza de compresión últimos, factores de amplificación y momento y fuerza de compresión resistente, se usa la ecuación A-2.33, se muestran en la tabla 3.52.

TABLA 3.52 Factores de amplificación y valor de la relación de solicitaciones combinadas.

MARCO	NIVEL	Mu		Pu	Pu/PR	MR	RELACIÓN
		My	(S+M)x				
		1	2	2	3	4	5
M-1E	N4	10.89	-15.72	32.70	0.06	68.60	0.4192
M-1E	N3	6.72	-21.64	93.31	0.18	68.60	0.5014
M-1E	N2	-8.60	33.51	170.84	0.26	84.28	0.7042
M-1E	N1	-3.44	47.30	250.61	0.38	84.28	0.9140
M-2Eb	N4	10.76	-24.19	45.98	0.10	68.60	0.5570
M-2Eb	N3	6.73	-35.38	120.51	0.25	68.60	0.7947
M-2Eb	N2	8.32	-36.14	211.12	0.35	84.28	0.8213
M-2Eb	N1	6.42	-16.39	297.14	0.49	84.28	0.7330

NÚMERO DE COLUMNA	INFORMACIÓN DE LAS COLUMNAS DE LA TABLA 3.33	Unidades
1	Momento de flexión último por carga muerta en sentido Y, multiplicado por factores de amplificación.	t-m
2	Momento de flexión último en sentido X por carga muerta más sismo, multiplicado por factores de amplificación.	t-m
3	Carga axial última multiplicada por los respectivos factores de amplificación	t
4	Relación de la carga axial última y la carga axial resistente de la columna para saber cuál relación de la ecuación A-2.33 usar.	Ad

5	Momento resistente de la sección en sentido X y Y	t-m
6	Valor resultante de la ecuación A-2.33	Ad

Como las secciones resultan algo sobradas para las columnas, se modifican un poco los espesores para que la relación de la ecuación A-2.33 resulte menos sobrada, cuidando que las secciones de las columnas cumplan los criterios de secciones altamente dúctiles.

Pero para concluir el diseño de columnas, sólo hace falta hacer diseñarlas por cortante, el cual se muestra en la tabla 3.53.

TABLA 3.53 *Diseño por cortante*

ELEMENTO	NIVEL	Cortante Resistente				
		h/tw	Cv	V <sub>R</sub>	V <sub>U</sub>	
		Relación de esbeltez	Ec A-2.32	Ec A-2.24		
M-1E	N4	24.559	1.0	59.20 t	5.79	CUMPLE
M-1E	N3	24.559	1.0	59.20 t	10.55	CUMPLE
M-1E	N2	19.013	1.0	57.38 t	15.01	CUMPLE
M-1E	N1	19.013	1.0	57.38 t	18.93	CUMPLE
M-2Eb	N4	24.559	1.0	59.20 t	15.42	CUMPLE
M-2Eb	N3	24.559	1.0	59.20 t	23.77	CUMPLE
M-2Eb	N2	19.013	1.0	57.38 t	31.00	CUMPLE
M-2Eb	N1	19.013	1.0	57.38 t	34.90	CUMPLE

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 59.255$$

- TERCERA ITERACIÓN

Se sigue el mismo procedimiento de análisis y diseño que se mostró en los atiesadores uno y dos, para este edificio se hicieron 9 iteraciones, al concluir las iteraciones se hace el detallado final de los eslabones (tabla 3.54) que consta en determinar las características del detallado que se le deben colocar a los atiesadores con la ayuda de la tabla A-2.6 y A-2.7 del anexo 2. La tabla 3.55 muestra el resultado de los cálculos para determinar la separación máxima que debe haber entre atiesadores, y la tabla 3.56 muestra las características finales de los atiesadores que llevarán los eslabones.

➤ ATIESADORES DEL ESLABÓN

TABLA 3.54 *Propiedades de los eslabones del edificio de 4 niveles*

NIVEL	DESIGNACIÓN [d x PESO]				PROPIEDADES REQUERIDAS DE LA SECCIÓN					
					PERALTE (mm)	ALMA (mm)	PATÍN (mm)		DISTANCIA TOTAL (cm)	ROTACIÓN (rad)
	(in x lb/ft)	d	t <sub>w</sub>	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>					
N4	W	6	x	20	157	6.6	153	9.3	100	0.0108
N3	W	8	x	35	206	7.9	204	12.6	100	0.0154
N2	W	10	x	39	252	8.0	203	13.5	100	0.0180
N1	W	10	x	39	252	8.0	203	13.5	100	0.0153

TABLA 3.55 Separación de atiesadores intermedios del eslabón

NIVEL	DESIGNACIÓN [d x PESO]				SEPARACIÓN DE ATIESADORES CALCULADA Tabla A-2.7			
	(in x lb/ft)				≤ 0.02		0.08	MÁXIMA
N4	W	6	x	20	311.80 mm	334.2 mm	166.6 mm	33.42 cm
N3	W	8	x	35	369.60 mm	382.9 mm	195.8 mm	38.29 cm
N2	W	10	x	39	365.60 mm	371.5 mm	189.6 mm	37.15 cm
N1	W	10	x	39	365.60 mm	379.5 mm	189.6 mm	37.95 cm

TABLA 3.56 Número de y localización de atiesadores

NIVEL	DESIGNACIÓN [d x PESO]				LOCALIZACIÓN DEL ATIESADOR	ANCHURA TOTAL DE LOS ATIESADORES (cm)	ESPESOR (cm)		NUMERO DE ATIESADORES		SEPARACIÓN REAL (cm)
	(in x lb/ft)						CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	
Tabla A-2.6											
N4	W	6	x	20	Por un solo lado	14	1.27	1.27	2.9924	3	33.3333
N3	W	8	x	35	Por un solo lado	20	1.27	1.27	2.6116	3	33.3333
N2	W	10	x	39	Por un solo lado	20	1.27	1.27	2.6921	3	33.3333
N1	W	10	x	39	Por un solo lado	20	1.27	1.27	2.6353	3	33.3333

Al concluir las iteraciones se llegan a las secciones que se resumen en las tablas 3.57 a 3.60.

TABLA 3.57 Diseño final de los eslabones por nivel con detalle de sus atiesadores

ESLABÓN													
NIVEL	SECCIÓN					ROTACIÓN	e (cm)	ATIESADORES INTERMEDIOS (CM)					
	IR		mm x		kg/m			PLACAS DE		@			
N4	IR	152	mm x	29.70	kg/m	0.0108 rad	100	3	PLACAS DE	14x1.27	@	33.33	Por ambos lados
N3	IR	203	mm x	52.20	kg/m	0.0154 rad	100	3	PLACAS DE	20x1.27	@	33.33	Por ambos lados
N2	IR	254	mm x	58.20	kg/m	0.0180 rad	100	3	PLACAS DE	20x1.27	@	33.33	Por ambos lados
N1	IR	254	mm x	58.20	kg/m	0.0153 rad	100	3	PLACAS DE	20x1.27	@	33.33	Por ambos lados

TABLA 3.58 Diseño final de los contravientos por nivel

CONTRAVIENTOS						
NIVEL	SECCIÓN (TIPO CAJÓN; CM)					ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO
N4	13	x	13	x	0.79	49.40°
N3	13	x	13	x	0.79	49.40°
N2	13	x	13	x	0.79	49.40°
N1	13	x	13	x	0.79	49.40°

TABLA 3.59 Diseño final de vigas y columnas diferenciando la zona central del marco que contiene 2 eslabones

NIVEL	MARCOS, M-0E, M-1E, M-2E					MARCO, M-2E CENTRO						
	COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)			VIGAS		COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)			VIGAS			
N4	35	X	35	X	0.95	IR 356 mm x 122.10 kg/m (W14"x 82 lb/ft)	35	X	35	X	0.95	IR 356 mm x 147.40 kg/m (W14"x 99 lb/ft)
N3	35	X	35	X	0.95	IR 356 mm x 122.10 kg/m (W14"x 82 lb/ft)	35	X	35	X	0.95	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)
N2	35	X	35	X	0.95	IR 356 mm x 147.40 kg/m (W14"x 99 lb/ft)	35	X	35	X	1.27	IR 553 mm x 196.50 kg/m (W21"x 132 lb/ft)
N1	35	X	35	X	1.27	IR 356 mm x 147.40 kg/m (W14"x 99 lb/ft)	35	X	35	X	1.59	IR 553 mm x 165.6kg/m (W21"x 111 lb/ft)

TABLA 3.60 *Diseño final  
para las vigas secundarias*

VIGAS SECUNDARIAS
W10"x 54 lb/ft (IR 254 mm x 80 kg/m)

### 3.2.3. REVISIÓN POR CARGA MUERTA

Para en análisis y el diseño por carga muerta se parte del modelo final de diseño por sobrerresistencia, convirtiéndose en una revisión por carga muerta. En las tablas 3.61 a 3.63 se muestran los elementos mecánicos resistentes y últimos en contravientos, vigas y columnas respectivamente.

TABLA 3.61 *Elementos mecánicos  
resistente y últimos en los contravientos*

CONTRAVENTEOS		
NIVEL	COMPRESIÓN RESISTENTE (t)	COMPRESIÓN ULTIMA POR CARGA MUERTA (t)
N4	56.135	8.013
N3	56.135	10.586
N2	56.135	11.357
N1	56.135	11.437

TABLA 3.62 *Elementos mecánicos resistentes y últimos en las vigas*

VIGAS				
ELEMENTO	MOMENTO RESISTENTE (t-m)	CORTANTE RESISTENTE (t)	CONDICIÓN DE CARGA MUERTA	
			M <sub>u</sub> (t-m)	V <sub>u</sub> (t)
W14x82	51.870	55.453	16.2645	11.7787
W14X99	64.553	53.400	17.2542	12.2076
W18X119	97.387	99.283	11.427	6.5151
W21X132	124.256	115.717	11.7889	6.6021
W21X111	104.104	98.609	11.4887	6.4586

Se omite la comparación de las vigas secundarias, ya que al estar articuladas en sus extremos no hay ningún incremento en su momento flexionante. Y desde un inicio se hizo el diseño de las vigas secundarias por condición de carga muerta.

TABLA 3.63 *Tabla resumen de las columnas con la combinación de elementos mecánicos más críticos.*

COLUMNAS							
PISO	P	M <sub>YU</sub>	M <sub>XU</sub>	P <sub>R</sub>	P <sub>U</sub> /P <sub>R</sub>	M <sub>RX,Y</sub>	
	t	t-m	t-m	t		t-m	E <sub>c</sub> (A-2.33)
4	-43.4712	10.378	3.340	355.788	0.0539	52.279	0.26016
3	-94.2131	7.069	2.923	367.384	0.1166	52.279	0.22820
2	-70.6162	5.191	0.229	370.795	0.3436	52.279	0.27549

1	-95.2101	0.113	4.950	531.912	0.3298	68.596	0.23871
4	-19.0611	10.2817	3.3412	52.279	0.056	341.129	0.288
3	-43.5371	6.6104	2.6771	52.279	0.128	341.129	0.286
2	-69.2808	7.8738	-3.1879	68.596	0.143	484.020	0.286
1	-94.6639	6.6468	-2.9822	84.282	0.157	603.381	0.258

De igual forma para los contravientos, vigas y columnas se hace la revisión y se ve que la condición de carga muerta no rige para el diseño, así que se siguen manteniendo las mismas secciones. El cálculo de la resistencia de todos los elementos estructurales se hace de la misma forma que en el diseño por sobrerresistencia.

### 3.2.4. REVISIÓN POR SISMO

Para el análisis sísmico se parte del último modelo que se obtienen con el diseño por la sobrerresistencia de los eslabones. Entonces se hará una revisión más que un diseño de los elementos estructurales del edificio, empleando las mismas fórmulas de resistencia que se hizo en el diseño por sobrerresistencia.

En las figuras 3.28 a 3.30 se muestran los primeros 3 modos de vibrar del edificio, el primer modo de vibrar en la figura 3.28 es en sentido X con un periodo de 0.554 segundos, el segundo modo de vibrar en la figura 3.29 en sentido Y con un periodo de 0.556 segundos y el tercer modo de vibrar torsional Z con su respectivo periodo de 0.395 segundos. En la tabla 3.64 se muestran el resto de los modos de vibrar que se considera en el edificio para ejemplificar el análisis sísmico, como ya se había mencionado se usan tres modos de vibrar por nivel, por ser el edificio de 4 niveles se usan 12 modos de vibrar, lo que se pretende con esto es que se cumpla lo que piden las NTCS-04 que en cada dirección del análisis se llegue a un 90% o más de la participación de los modos totales de la estructura, en el modo 12 se llega al 100%.

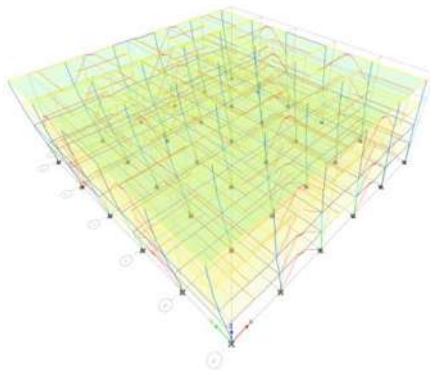


FIGURA 3.28 Primer modo de vibrar periodo 0.5544 s (ETABS; 2013)

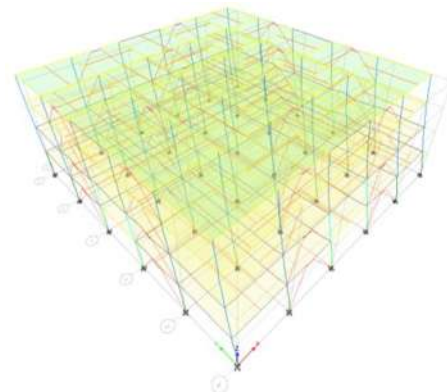


FIGURA 3.29 Segundo modo de vibrar periodo 0.554 s (ETABS; 2013)

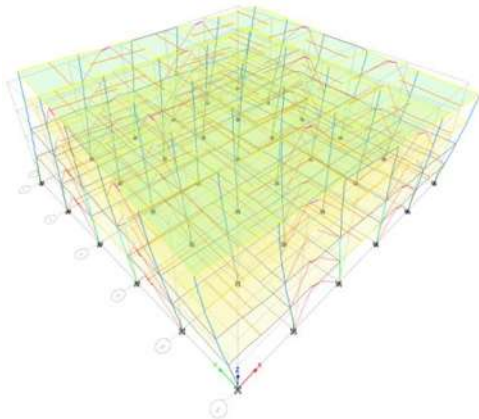


FIGURA 3.30 Tercer modo de vibrar periodo 0.395 s (ETABS; 2013)

TABLA 3.64 Factores de participación modal de los edificios

Modo	Periodo (s)	SumUX	SumUY
1	0.544439	84.80%	0.00%
2	0.54443	84.80%	84.80%
3	0.39456	84.80%	84.80%
4	0.194902	95.50%	84.80%
5	0.194898	95.50%	95.50%
6	0.143779	95.50%	95.50%
7	0.117323	98.81%	95.50%
8	0.117321	98.81%	98.81%
9	0.088522	100.00%	98.81%
10	0.088521	100.00%	100.00%
11	0.088122	100.00%	100.00%
12	0.067237	100.00%	100.00%

En las tablas de la 3.65 a 3.70 se muestran los momentos últimos y resistentes para la revisión por sismo de contravientos, vigas y columnas.

TABLA 3.65 Elemento mecánico resistente y último en los contravientos

CONTRAVENTEOS			
NIVEL	COMPRESIÓN RESISTENTE (t)	COMPRESIÓN ULTIMA (t)	
		SISMO X	SISMO Y
N4	56.135	19.2026	20.1577
N3	56.135	33.7902	35.6699
N2	56.135	44.4157	45.8224
N1	56.135	41.1682	41.221

Como se ve en la tabla 3.65 todos los contravientos resisten ante las condiciones de cargas sísmicas.

TABLA 3.66 Elementos mecánicos resistentes y últimos en las vigas

ELEMENTO	MOMENTO RESISTENTE (t-m)	CORTANTE RESISTENTE (t)	SISMO X		SISMO Y	
			M <sub>u</sub> (t-m)	V <sub>u</sub> (t)	M <sub>u</sub> (t-m)	V <sub>u</sub> (t)
W14x82	51.870	55.453	16.7876	9.9968	16.7827	9.9946
W14x99	64.553	53.400	20.5844	11.2856	20.5664	11.2797
W18x119	97.387	99.283	19.4931	8.6234	17.1525	8.2638
W21x132	124.256	115.717	27.7218	11.2148	25.4221	10.8464
W21x111	104.104	98.609	28.4467	11.308	26.0867	10.9373

Para la condición de sismo, los elementos mecánicos que deben soportar las vigas son mucho menores (tabla 3.66), para momento flexionante y para cortante. La única diferencia para el cálculo de resistencia del momento es el factor C<sub>b</sub> ecuación A-2.19, que disminuye de 2.3 a 1.848 para la condición más desfavorable, pero se sigue usando el momento plástico de la sección ya que el valor del momento por pandeo lateral torsional lo excede. Se vuelve a omitir la comparación de las vigas secundarias, ya que al estar articuladas en sus extremos no hay ningún incremento en su momento flexionante.

Para revisar las columnas en la tabla 3.67 se muestran los valores constantes que son el factor de amplificación  $B_2$ , la carga a compresión resistente y el momento resistente a flexión de las columnas por nivel y tipo de marco. Para el factor de amplificación sísmica  $B_1$ , este factor siempre resultó igual a la unidad, exceptuando para los casos que se indican a pie de la tabla 3.70.

TABLA 3.67 Valores constantes requeridos para el análisis sísmico de las columnas

NIVEL	Factor de amplificación $B_2$	$P_R$	$M_R$
		t	t-m
4	1.003752	377.99	52.2793
3	1.006605	378.02	52.2793
2	1.009228	542.04	68.5963
1	1.009560	672.18	84.2824
PARA LOS MARCOS M-0E, M-1E, M-2E			
4	1.003752	377.99	52.2793
3	1.006605	378.03	52.2793
2	1.009228	378.03	52.2793
1	1.009560	672.20	68.5963

TABLA 3.68 Tabla resumen de las columnas con la combinación de los elementos mecánicos más críticos en el marco M-2E centro.

COMBINACIÓN DE CARGA SÍSMICA	ELEMENTO		MUERTA			SISMO X			SISMO Y			VALOR DE LA COMBINACIÓN SISMO %Sx + %Sy		
	PISO	COL	P	M2	M3	P <sub>U</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	P <sub>U</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	P <sub>U</sub>	M <sub>sxu</sub>	M <sub>syu</sub>
			t	t-m	t-m	t	t-m	t-m	t	t-m	t-m	t	t-m	t-m
100% $S_x$ +30% $S_y$	4	C3	-14.235	7.617	2.485	3.407	0.380	2.622	1.034	2.003	0.351	4.088	1.079	2.999
	3	C3	-31.632	4.615	1.949	1.101	0.298	5.491	1.839	2.846	0.732	1.818	1.266	6.282
	2	C3	-49.940	5.599	2.336	8.959	0.405	8.773	4.885	3.695	1.188	11.467	1.664	10.043
	1	C34	-68.536	2.678	1.243	26.063	0.417	13.919	9.418	9.955	2.041	31.777	3.743	15.985
100% $S_x$ -30% $S_y$	4	C3	-14.235	7.617	2.485	3.407	0.380	2.622	1.034	2.003	0.351	3.406	-0.243	2.768
	3	C3	-31.632	4.615	1.949	1.101	0.298	5.491	1.839	2.846	0.732	0.605	-0.612	5.799
	2	C3	-49.940	5.599	2.336	8.959	0.405	8.773	4.885	3.695	1.188	8.242	-0.774	9.259
	1	C34	-68.536	2.678	1.243	26.063	0.417	13.919	9.418	9.955	2.041	25.561	-2.827	14.638
-100% $S_x$ +30% $S_y$	4	C34	-14.235	-7.617	-2.485	3.407	0.380	2.622	1.034	2.003	0.351	-3.406	0.243	-2.768
	3	C34	-31.632	-4.615	-1.949	1.101	0.298	5.491	1.839	2.846	0.732	-0.605	0.612	-5.799
	2	C34	-49.940	-5.599	-2.336	8.959	0.405	8.773	4.885	3.695	1.188	-8.242	0.774	-9.259
	1	C3	-68.536	-2.678	-1.243	26.063	0.417	13.919	9.418	9.955	2.041	-25.561	2.827	-14.638
-100% $S_x$ -30% $S_y$	4	C34	-14.235	-7.617	-2.485	3.407	0.380	2.622	1.034	2.003	0.351	-4.088	-1.079	-2.999
	3	C34	-31.632	-4.615	-1.949	1.101	0.298	5.491	1.839	2.846	0.732	-1.818	-1.266	-6.282
	2	C34	-49.940	-5.599	-2.336	8.959	0.405	8.773	4.885	3.695	1.188	-11.467	-1.664	-10.043
	1	C3	-68.536	-2.678	-1.243	26.063	0.417	13.919	9.418	9.955	2.041	-31.777	-3.743	-15.985

TABLA 3.69 Tabla resumen de las columnas con la combinación de los elementos mecánicos más críticos en el marco M-2E centro (continuación)

COMBINACIÓN DE CARGA SÍSMICA	ELEMENTO		MUERTA			SISMO X			SISMO Y			VALOR DE LA COMBINACIÓN SISMO %Sx + %Sy		
	PISO	COL	P	M2	M3	P <sub>U</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	P <sub>U</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	P <sub>U</sub>	M <sub>sxu</sub>	M <sub>syu</sub>
			t	t-m	t-m	t	t-m	t-m	t	t-m	t-m	t	t-m	t-m
100% $S_y$ +30% $S_x$	4	C3	-14.235	7.617	2.485	3.407	0.380	2.622	1.034	2.003	0.351	2.261	2.329	1.251
	3	C13	-29.655	1.408	4.630	1.838	0.732	2.846	1.100	5.491	0.298	1.817	6.282	1.266
	2	C13	-48.007	1.685	5.612	4.886	1.188	3.695	8.963	8.774	0.405	11.471	10.043	1.664
	1	C24	-66.590	0.902	2.680	9.419	2.041	9.955	26.069	13.919	0.417	31.784	15.985	3.744
100% $S_y$ -30% $S_x$	4	C3	-14.235	7.617	2.485	3.407	0.380	2.622	1.034	2.003	0.351	0.013	2.078	-0.480
	3	C13	-29.655	1.408	4.630	1.838	0.732	2.846	1.100	5.491	0.298	0.604	5.799	-0.612

	2	C13	-48.007	1.685	5.612	4.886	1.188	3.695	8.963	8.774	0.405	8.246	9.259	-0.774
	1	C24	-66.590	0.902	2.680	9.419	2.041	9.955	26.069	13.919	0.417	25.568	14.638	-2.827
-100%Sy +30%Sx	4	C24	-12.197	-1.745	-7.660	1.034	0.351	2.003	3.406	2.622	0.380	-3.406	-2.768	0.243
	3	C24	-29.655	-1.408	-4.630	1.838	0.732	2.846	1.100	5.491	0.298	-0.604	-5.799	0.612
	2	C24	-48.007	-1.685	-5.612	4.886	1.188	3.695	8.963	8.774	0.405	-8.246	-9.259	0.774
-100%Sy -30%Sx	1	C13	-66.590	-0.902	-2.680	9.419	2.041	9.955	26.069	13.919	0.417	-25.568	-14.638	2.827
	4	C34	-14.235	-7.617	-2.485	3.407	0.380	2.622	1.034	2.003	0.351	-2.261	-2.329	-1.251
	3	C24	-29.655	-1.408	-4.630	1.838	0.732	2.846	1.100	5.491	0.298	-1.817	-6.282	-1.266
	2	C24	-48.007	-1.685	-5.612	4.886	1.188	3.695	8.963	8.774	0.405	-11.471	-10.043	-1.664
	1	C13	-66.590	-0.902	-2.680	9.419	2.041	9.955	26.069	13.919	0.417	-31.784	-15.985	-3.744

TABLA 3.70 Tabla resumen de las columnas con la combinación de los elementos mecánicos más críticos en los marcos M-0E, M-1E, M-2E.

COMBINACIÓN DE CARGA SÍSMICA	ELEMENTO		MUERTA			SISMO X			SISMO Y			VALOR DE LA COMBINACIÓN SISMO %Sx + %Sy		
	PISO	COL	P	M2	M3	Pu	Mxu	Myu	Pu	Mxu	Myu	Pu	Mxsu	Msyu
			t	t-m	t-m	t	t-m	t-m	t	t-m	t-m	t	t-m	t-m
100%Sx +30%Sy	4	C5	-14.344	7.685	2.498	2.979	0.426	1.909	1.039	2.162	0.275	3.620	1.182	2.191
	3	C8	-65.532	0.402	0.421	0.564	0.600	5.280	0.564	5.280	0.600	0.806	2.402	6.006
	2	C20	-91.588	3.738	0.162	1.566	0.304	5.854	13.269	3.644	0.249	6.101	1.537	6.521
	1	C14	-125.935	1.911	0.039	3.572	0.862	9.877	32.009	9.297	0.351	14.492	4.016	10.981
100%Sx -30%Sy	4	C5	-14.344	7.685	2.498	2.979	0.426	1.909	1.039	2.162	0.275	2.934	-0.245	2.009
	3	C17	-58.758	3.579	0.298	0.317	0.198	4.526	1.881	2.490	0.206	-0.272	-0.604	4.910
	2	C20	-91.588	3.738	0.162	1.566	0.304	5.854	13.269	3.644	0.249	-2.657	-0.868	6.357
	1	C14	-125.935	1.911	0.039	3.572	0.862	9.877	32.009	9.297	0.351	-6.634	-2.120	10.749
-100%Sx +30%Sy	4	C32	-14.344	-7.685	-2.498	2.979	0.426	1.909	1.039	2.162	0.275	-2.934	0.245	-2.009
	3	C20	-58.758	-3.579	-0.298	0.317	0.198	4.526	1.881	2.490	0.206	0.272	0.604	-4.910
	2	C32	-47.470	-5.153	-2.308	14.652	0.498	4.027	4.992	3.601	0.580	-14.470	0.641	-4.238
	1	C5	-65.252	-2.516	-1.224	34.186	0.890	10.004	9.432	8.937	1.480	-34.492	1.970	-10.516
-100%Sx -30%Sy	4	C32	-14.344	-7.685	-2.498	2.979	0.426	1.909	1.039	2.162	0.275	-3.620	-1.182	-2.191
	3	C29	-65.532	-0.402	-0.421	0.564	0.600	5.280	0.564	5.280	0.600	-0.806	-2.402	-6.006
	2	C32	-47.470	-5.153	-2.308	14.652	0.498	4.027	4.992	3.601	0.580	-17.765	-1.736	-4.621
	1	C5	-65.252	-2.516	-1.224	34.186	0.890	10.004	9.432	8.937	1.480	-40.717	-3.928	-11.493
100%SY +30%Sx	4	C5	-14.344	7.685	2.498	2.979	0.426	1.909	1.039	2.162	0.275	2.126	2.519	0.932
	3	C8	-65.532	0.402	0.421	0.564	0.600	5.280	0.564	5.280	0.600	0.806	6.006	2.402
	2	C10	-91.638	0.152	3.740	13.269	0.249	3.644	1.566	5.854	0.304	6.101	6.521	1.537
	1	C9	-125.990	0.042	1.912	32.010	0.351	9.297	3.572	9.877	0.862	14.492	10.981	4.016
100%Sy -30%Sx	4	C5	-14.344	7.685	2.498	2.979	0.426	1.909	1.039	2.162	0.275	0.160	2.238	-0.328
	3	C27	-58.796	0.285	3.580	1.881	0.206	2.491	0.317	4.525	0.198	-0.272	4.910	-0.604
	2	C10	-91.638	0.152	3.740	13.269	0.249	3.644	1.566	5.854	0.304	-2.657	6.357	-0.868
	1	C9	-125.990	0.042	1.912	32.010	0.351	9.297	3.572	9.877	0.862	-6.635	10.749	-2.120
-100%Sy +30%Sx	4	4	C32	-14.344	-7.685	-2.498	2.979	0.426	1.909	1.039	2.162	0.275	-0.160	-2.238
	3	3	C10	-58.796	-0.285	-3.580	1.881	0.206	2.491	0.317	4.525	0.198	0.272	-4.910
	2	2	C12	-45.470	-1.639	-5.170	4.992	0.580	3.602	14.656	4.027	0.498	-14.474	-4.239
	1	1	C28	-125.990	-0.042	-1.912	32.010	0.351	9.297	3.572	9.877	0.862	6.635	-10.749
-100%Sy -30%Sx	4	C32	-14.344	-7.685	-2.498	2.979	0.426	1.909	1.039	2.162	0.275	-2.126	-2.519	-0.932
	3	C29	-65.532	-0.402	-0.421	0.564	0.600	5.280	0.564	5.280	0.600	-0.806	-6.006	-2.402
	2	C12	-45.470	-1.639	-5.170	4.992	0.580	3.602	14.656	4.027	0.498	-17.769	-4.621	-1.736
	1	C25	-63.196	-0.878	-2.519	9.433	1.480	8.938	34.191	10.004	0.890	-40.723	-11.493	-3.929

En la tabla 3.70 se hace la combinación de los elementos mecánicos más desfavorables, para la carga muerta, sismo en sentido X y sismo en sentido Y para poder aplicar los factores de amplificación respectivos, para los 2 tipos de secciones que se llegan a presentar por nivel.

De igual forma para las columnas, al momento de hacer la revisión de éstas, se ve que las condiciones de sismo no rigen para el diseño, así que se sigue manteniendo las mismas secciones. El cálculo de la resistencia a compresión de las columnas se hace de la misma forma que en el diseño por sobrerresistencia. Y la numeración de las columnas es la misma que en la figura 3.30

para todos los niveles, con excepción de que sólo se muestran los más críticos para cada combinación.

TABLA 3.71 Resumen de las combinaciones de carga por sismo en el marco en los marco M-2E centro

COMBINACIÓN DE CARGA SISMICA	Para el marco M-2E centro						Para los marcos M-0E, M-1E, M-2E					
	ELEMENTO		SISMOS MAS MUERTA				ELEMENTO		SISMOS MAS MUERTA			
	PISO	COL	Mxu	Myu	Pu	Ec.	PISO	COL	Mxu	Myu	Pu	Ec.
			t-m	t-m	t	A-2.33			t-m	t-m	t	A-2.33
100%Sx +30%Sy	4	C3	-10.1311	8.7005	5.4951	0.0268	4	C5	-10.7104	8.8720	4.6963	0.0283
	3	C3	-29.8015	5.8900	8.2723	0.0788	3	C8	-64.7203	2.8200	6.4666	0.1712
	2	C3	-38.3673	7.2786	12.4714	0.0708	2	C20**	-85.5134	5.2931	6.7437	0.2262
	1	C34	-36.4552	6.4570	17.3806	0.0542	1	C14	-111.3047	5.9657	11.1249	0.1656
100%Sx -30%Sy	4	C3	-10.8159	7.3735	5.2629	0.0286	4	C5	-11.3988	7.4398	4.5145	0.0302
	3	C3	-31.0230	3.9994	7.7861	0.0821	3	C17	-59.0319	2.9707	5.2408	0.1562
	2	C3	-41.6213	4.8178	11.6798	0.0768	2	C20**	-94.3515	2.8657	6.5778	0.2496
	1	C34	-42.7305	-0.1759	16.0206	0.0636	1	C14	-132.6327	-0.2290	10.8907	0.1973
-100%Sx +30%Sy	4	C34	-17.6539	-7.3735	-5.2629	0.0467	4	C32	-17.2884	-7.4398	-4.5145	0.0457
	3	C34	-32.2406	-3.9994	-7.7861	0.0853	3	C20	-58.4843	-2.9707	-5.2408	0.1547
	2	C34	-58.2581	-4.8178	-11.6798	0.1075	2	C32	-62.0741	-4.5057	-6.5856	0.1642
	1	C3	-94.3419	0.1759	-16.0206	0.1403	1	C5	-100.0733	-0.5267	-11.8401	0.1489
-100%Sx -30%Sy	4	C34	-18.3387	-8.7005	-5.4951	0.0485	4	C32	-17.9768	-8.8720	-4.6963	0.0476
	3	C34	-33.4621	-5.8900	-8.2723	0.0885	3	C29	-66.3437	-2.8200	-6.4666	0.1755
	2	C34	-61.5121	-7.2786	-12.4714	0.1135	2	C32	-65.3990	-6.9045	-6.9716	0.1730
	1	C3	-100.6172	-6.4570	-17.3806	0.1497	1	C5	-106.3577	-6.4816	-12.8261	0.1582
100%SY +30%Sx	4	C3	-11.9651	9.9549	3.7398	0.0317	4	C5	-12.2095	10.2135	3.4329	0.0323
	3	C13	-27.8259	7.7307	5.9049	0.0736	3	C8	-64.7203	6.4474	2.8390	0.1712
	2	C13*	-36.4296	11.8205	7.2923	0.0672	2	C10	-85.5660	6.7333	5.2947	0.2263
	1	C24	-34.5020	17.0393	6.4596	0.0513	1	C9	-111.3592	11.1270	5.9662	0.1657
100%Sy -30%Sx	4	C3	-14.2220	9.7029	2.0032	0.0376	4	C5	-14.1829	9.9311	2.1682	0.0375
	3	C13	-29.0472	7.2445	4.0142	0.0768	3	C27	-59.0700	5.2269	2.9720	0.1563
	2	C13*	-39.6841	11.0289	4.8313	0.0732	2	C10	-94.4045	6.5674	2.8673	0.2497
	1	C24	-40.7781	15.6791	-0.1737	0.0607	1	C9	-132.6880	10.8929	-0.2287	0.1974
-100%Sy +30%Sx	4	C24	-15.6156	-4.5235	-7.4165	0.0413	4	4	-14.5043	-9.9311	-2.1682	0.0384
	3	C24	-30.2628	-7.2445	-4.0142	0.0801	3	3	-58.5224	-5.2269	-2.9720	0.1548
	2	C24	-56.3291	-11.0289	-4.8313	0.1039	2	2	-60.0775	-5.9164	-4.5230	0.1589
	1	C13	-92.4021	-15.6791	0.1737	0.1375	1	1	-119.2916	-10.8929	0.2287	0.1775
-100%Sy -30%Sx	4	C34	-16.5047	-9.9549	-3.7398	0.0437	4	C32	-16.4777	-10.2135	-3.4329	0.0436
	3	C24	-31.4841	-7.7307	-5.9049	0.0833	3	C29	-66.3437	-6.4474	-2.8390	0.1755
	2	C24	-59.5836	-11.8205	-7.2923	0.1099	2	C12	-63.4028	-6.3024	-6.9219	0.1677
	1	C13	-98.6782	-17.0393	-6.4596	0.1468	1	C25	-104.3086	-12.4807	-6.4852	0.1552

\*El Factor de amplificación sísmica, B1, es de 1.0009011 el sentido x

\*\* El Factor de amplificación sísmica, B1, es de 1.0009344 el sentido y

### 3.2.5. VERIFICACIÓN DEL PORCENTAJE DE RIGIDEZ DE LOS CONTRAVIENTOS

Como las NTCS-04, indican que los marcos del edificio deben proporcionar cuando menos el 50 por ciento de la rigidez total del edificio, sin contar los contravientos (Ver Anexo 1, factor de comportamiento sísmico). Por ello se debe hacer la revisión de este requisito antes de empezar el

diseño de los eslabones, pero por el hecho de que el edificio de 4 niveles no cumple esta condición y para que se vea por qué se usan secciones tan sobradas, se planeó dejar al final dicha revisión.

Para calcular la rigidez de los marcos con y sin contravientos, se le asigna fuerzas laterales por entrepiso como se muestra en la tabla 3.71 al marco completo, de allí se calcula el cortante respectivo por entrepiso, para esa fuerza cortante se obtienen sus respectivos desplazamientos totales de entrepiso para calcular los desplazamientos laterales relativos entre entrepisos, teniendo la fuerza cortante y el desplazamiento relativo, únicamente se hace la división de fuerza entre desplazamiento.

TABLA 3.72 Rigidez de los entrepisos del edificio de 4 niveles

RIGIDEZ CON CONTRAVIENTOS					
NIVEL	FUERZA LATERAL EN EL ENTREPISO	CORTANTE ENTREPISO	DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO	DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO RELATIVO	RIGIDEZ DE ENTREPISO
4	6.0 t	6.00 t	0.0570 cm	0.0105 cm	574.163 t/cm
3	4.5 t	10.50 t	0.0465 cm	0.0150 cm	701.872 t/cm
2	3.0 t	13.50 t	0.0316 cm	0.0172 cm	786.713 t/cm
1	1.5 t	15.00 t	0.0144 cm	0.0144 cm	1041.667 t/cm
RIGIDEZ SIN CONTRAVIENTOS					
NIVEL	FUERZA LATERAL EN EL ENTREPISO	CORTANTE ENTREPISO	DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO	DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO RELATIVO	RIGIDEZ DE ENTREPISO
4	6.0 t	6.00 t	0.1482 cm	0.0266 cm	225.734 t/cm
3	4.5 t	10.50 t	0.1216 cm	0.0415 cm	253.256 t/cm
2	3.0 t	13.50 t	0.0801 cm	0.0474 cm	285.051 t/cm
1	1.5 t	15.00 t	0.0328 cm	0.0328 cm	457.736 t/cm

Por lo tanto para determinar la rigidez que aportan los marcos, sólo se hace la división de la rigidez del edificio sin contravientos entre la rigidez del edificio con contravientos, este cálculo se muestra en la tabla 3.72:

TABLA 3.73 Porcentaje de rigidez que proporciona el marco

NIVEL	RIGIDEZ DE ENTREPISO CON/CONTRAVIENTO	RIGIDEZ DE ENTREPISO SIN/CONTRAVIENTO	PORCENTAJE DE RIGIDEZ DEL MARCO
4	574.163 t/cm	225.734 t/cm	39.315%
3	701.872 t/cm	253.256 t/cm	36.083%
2	786.713 t/cm	285.051 t/cm	36.233%
1	1041.667 t/cm	457.736 t/cm	43.943%

Como en ningún nivel del edificio el marco proporciona la rigidez mínima que solicitan las NTCS-04, se deben modificar algunas secciones, las secciones que no se planean modificar son contravientos y vigas secundarias; y la longitud de los eslabones. La forma en que se hace la modificación por ésta revisión consiste en cambiar la sección de las columnas, hacer la revisión de la sección de los eslabones, calcular su sobrerresistencia, analizar y revisar el resto de las secciones. Como son cálculos que ya se hicieron con anterioridad, sólo se muestran las secciones resultantes para que el marco cuando al menos tenga el 50% de la rigidez total en el edificio (Tabla 3.75 a 3.77).

En la tabla 3.73 y 3.74 se muestran el porcentaje de rigidez que aporta el marco en el resto de los edificios y del edificio 4 con las secciones finales para que cumpla esta condición.

TABLA 3.74 *Porcentaje de rigidez que aporta cada marco en los edificios de 16 y 12 niveles*

PISO	EDIFICIO DE 16 NIVELES			EDIFICIO DE 12 NIVELES		
	Rigidez del marco (t/cm)		Porcentaje que aporta el marco	Rigidez del marco (t/cm)		Porcentaje que aporta el marco
	Con CV	Sin CV		Con CV	Sin CV	
Nivel 16	847.46	650.05	76.71%			
Nivel 15	1087.75	816.57	75.07%			
Nivel 14	1480.53	1024.15	69.17%			
Nivel 13	1733.55	1085.63	62.62%			
Nivel 12	1929.17	1128.32	58.49%	734.84	498.01	67.77%
Nivel 11	2111.47	1174.94	55.65%	981.73	575.76	58.65%
Nivel 10	2142.75	1196.84	55.86%	1151.59	606.62	52.68%
Nivel 9	2236.85	1219.11	54.50%	1278.54	629.06	49.20%
Nivel 8	2441.95	1322.19	54.14%	1454.45	804.88	55.34%
Nivel 7	2651.51	1452.04	54.76%	1686.09	936.76	55.56%
Nivel 6	2883.74	1623.97	56.31%	1764.11	968.55	54.90%
Nivel 5	3107.69	1674.39	53.88%	1834.28	990.99	54.03%
Nivel 4	3429.54	1841.69	53.70%	1987.85	1070.31	53.84%
Nivel 3	3634.09	1874.38	51.58%	2072.05	1094.35	52.81%
Nivel 2	3910.89	2012.16	51.45%	2268.69	1257.58	55.43%
Nivel 1	5387.96	2994.37	55.58%	3159.94	1973.48	62.45%

TABLA 3.75 *Porcentaje de rigidez que aporta cada marco en los edificios de 8 y 4 niveles*

PISO	EDIFICIO DE 8 NIVELES			EDIFICIO DE 4 NIVELES		
	Rigidez del marco (t/cm)		Porcentaje que aporta el marco	Rigidez del marco (t/cm)		Porcentaje que aporta el marco
	Con CV	Sin CV		Con CV	Sin CV	
Nivel 8	512.03	340.39	66.48%			
Nivel 7	699.45	427.24	61.08%			
Nivel 6	892.00	504.02	56.50%			
Nivel 5	971.74	520.49	53.56%			
Nivel 4	1051.94	563.02	53.52%	645.856	362.976	56.20%
Nivel 3	1101.27	574.07	52.13%	822.884	431.566	52.45%
Nivel 2	1360.74	690.50	50.74%	931.034	485.262	52.12%
Nivel 1	1845.40	1046.71	56.72%	1399.254	825.537	59.00%

### 3.3 DISEÑO FINAL DE LOS MODELOS

De las tablas 3.75 a 3.98 se muestra el diseño final de los elementos estructurales para los cuatro edificios. Cuando se refiere a eslabones también se indicarán las características de los atiesadores, longitud del eslabón, rotación final al que estará expuesto el eslabón; en contravientos se muestra el ángulo final para su montaje; para columnas sólo se indica sección y espesor de la placa; en vigas únicamente se indica la sección empleada.

#### 3.3.1. MODELO DE 4 NIVELES

TABLA 3.76 *Diseño final de los eslabones por nivel con detalle de sus atiesadores*

ESLABÓN													
NIVEL	SECCIÓN				ROTACIÓN	e (cm)	ATIESADORES INTERMEDIOS (CM)						
N4	IR	152	mm x	29.70	kg/m	0.0089 rad	100	3	PLACAS DE	14x1.27	@	33.33	Por ambos lados
N3	IR	203	mm x	46.20	kg/m	0.0127 rad	100	3	PLACAS DE	20x1.27	@	33.33	Por ambos lados
N2	IR	254	mm x	49.20	kg/m	0.0148 rad	100	3	PLACAS DE	20x1.27	@	33.33	Por ambos lados
N1	IR	203	mm x	52.20	kg/m	0.0111 rad	100	3	PLACAS DE	20x1.27	@	33.33	Por ambos lados

TABLA 3.77 *Diseño final de los contravientos por nivel*

CONTRAVIENTOS						
NIVEL	SECCIÓN (TIPO CAJÓN; CM)					ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO
N4	13	x	13	x	0.79	49.40°
N3	13	x	13	x	0.79	49.40°
N2	13	x	13	x	0.79	49.40°
N1	13	x	13	x	0.79	49.40°

TABLA 3.78 *Diseño final de vigas y columnas diferenciando la zona central del marco que contiene 2 eslabones*

NIVEL	MARCOS, M-0E, M-1E, M-2E					MARCO, M-2E CENTRO														
	COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS					COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS				
N4	45	X	45	X	1.90	IR 356 mm x 147.40 kg/m (W14"x 99 lb/ft)					45	X	45	X	1.90	IR 356 mm x 147.40 kg/m (W14"x 99 lb/ft)				
N3	45	X	45	X	1.90	IR 356 mm x 147.40 kg/m (W14"x 99 lb/ft)					45	X	45	X	1.90	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)				
N2	45	X	45	X	1.90	IR 356 mm x 147.40 kg/m (W14"x 99 lb/ft)					45	X	45	X	1.90	IR 553 mm x 196.50 kg/m (W21"x 132 lb/ft)				
N1	45	X	45	X	1.90	IR 356 mm x 147.40 kg/m (W14"x 99 lb/ft)					45	X	45	X	1.90	IR 553 mm x 165.6kg/m (W21"x 111 lb/ft)				

TABLA 3.79 *Diseño final para las vigas secundarias*

VIGAS SECUNDARIAS
W10"x 54 lb/ft (IR 254 mm x 80 kg/m)

3.3.2. **MODELO DE 8 NIVELES**TABLA 3.80 *Diseño final de los eslabones por nivel con detalle de sus atiesadores*

ESLABÓN													
NIVEL	SECCIÓN				ROTACIÓN	e (cm)	ATIESADORES INTERMEDIOS (CM)						
N8	IR	127	mm x	28.10	kg/m	0.0103 rad	110	4	PLACAS DE	12x1.27	@	27.50	Por ambos lados
N7	IR	203	mm x	31.20	kg/m	0.0147 rad	110	4	PLACAS DE	14x1.27	@	27.50	Por ambos lados
N6	IR	254	mm x	38.50	kg/m	0.0171 rad	110	2	PLACAS DE	14x1.27	@	55.00	Por ambos lados
N5	IR	254	mm x	72.90	kg/m	0.0198 rad	110	3	PLACAS DE	24x1.27	@	36.67	Por ambos lados
N4	IR	203	mm x	86.60	kg/m	0.0215 rad	110	2	PLACAS DE	20x1.59	@	55.00	Por ambos lados
N3	IR	305	mm x	74.40	kg/m	0.0210 rad	120	3	PLACAS DE	20x1.27	@	40.00	Por ambos lados
N2	IR	254	mm x	114.50	kg/m	0.0182 rad	120	2	PLACAS DE	24x1.59	@	60.00	Por ambos lados
N1	IR	305	mm x	74.40	kg/m	0.0134 rad	120	3	PLACAS DE	20x1.27	@	40.00	Por ambos lados

TABLA 3.81 *Diseño final de los contravientos por nivel*

CONTRAVIENTOS						
NIVEL	SECCIÓN (TIPO CAJÓN; CM)				ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO	
N8	15	x	15	x	0.79	49.87 °
N7	15	x	15	x	0.79	49.87 °
N6	15	x	15	x	0.79	49.87 °
N5	15	x	15	x	0.79	49.87 °
N4	15	x	15	x	0.79	49.87 °
N3	15	x	15	x	0.79	50.36 °
N2	15	x	15	x	1.27	50.36 °
N1	15	x	15	x	1.27	50.36 °

TABLA 3.82 *Diseño final de vigas y columnas diferenciando la zona central del marco que contiene 2 eslabones*

NIVEL	MARCOS, M-0E, M-1E, M-2E					MARCO, M-2E CENTRO														
	COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS					COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS				
N8	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 112.90 kg/m (W18"x 76 lb/ft)					40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)				
N7	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 112.90 kg/m (W18"x 76 lb/ft)					40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)				
N6	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	1.27	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)				
N5	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	1.27	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)				
N4	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	2.54	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)				
N3	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	2.54	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)				
N2	40	X	40	X	2.22	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	3.18	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)				
N1	40	X	40	X	2.22	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	3.18	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)				

TABLA 3.83 *Diseño final para las vigas secundarias*

VIGAS SECUNDARIAS
W10"x 54 lb/ft (IR 254 mm x 80 kg/m)

3.3.3. **MODELO DE 12 NIVELES**

TABLA 3.84 *Diseño final de los eslabones con detalle de sus atiesadores por nivel*

ESLABÓN													
NIVEL	SECCIÓN			ROTACIÓN	e (cm)	ATIESADORES INTERMEDIOS (CM)							
N12	IR	152	mm x	29.70	kg/m	0.0096 rad	90	3	PLACAS DE	14x1.27	@	30.00	Por ambos lados
N11	IR	254	mm x	28.50	kg/m	0.0140 rad	90	4	PLACAS DE	10x1.27	@	22.50	Por ambos lados
N10	IR	356	mm x	38.90	kg/m	0.0146 rad	110	4	PLACAS DE	12x1.27	@	27.50	Por ambos lados
N9	IR	356	mm x	71.40	kg/m	0.0169 rad	110	3	PLACAS DE	20x1.27	@	36.67	Por ambos lados
N8	IR	305	mm x	106.90	kg/m	0.0154 rad	130	3	PLACAS DE	30x1.27	@	43.33	Por ambos lados
N7	IR	305	mm x	117.50	kg/m	0.0154 rad	130	3	PLACAS DE	30x1.27	@	43.33	Por ambos lados
N6	IR	254	mm x	131.20	kg/m	0.0165 rad	130	2	PLACAS DE	24x1.59	@	65.00	Por ambos lados
N5	IR	305	mm x	142.80	kg/m	0.0159 rad	140	2	PLACAS DE	30x1.59	@	70.00	Por ambos lados
N4	IR	305	mm x	142.80	kg/m	0.0157 rad	140	2	PLACAS DE	30x1.59	@	70.00	Por ambos lados
N3	IR	356	mm x	122.10	kg/m	0.0159 rad	140	3	PLACAS DE	24x1.59	@	46.67	Por ambos lados
N2	IR	305	mm x	158.00	kg/m	0.0150 rad	140	2	PLACAS DE	28x1.59	@	70.00	Por ambos lados
N1	IR	254	mm x	131.20	kg/m	0.0108 rad	140	2	PLACAS DE	24x1.59	@	70.00	Por ambos lados

TABLA 3.85 *Diseño final de los contravientos por nivel*

CONTRAVIENTOS		
NIVEL	SECCIÓN (TIPO CAJÓN; CM)	ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO
N12	25 x 25 x 1.27	48.93 °
N11	25 x 25 x 1.27	48.93 °
N10	25 x 25 x 1.27	49.87 °
N9	25 x 25 x 1.27	49.87 °
N8	25 x 25 x 1.27	50.84 °
N7	25 x 25 x 1.27	50.84 °
N6	25 x 25 x 1.27	50.84 °
N5	25 x 25 x 1.27	51.34 °
N4	25 x 25 x 1.27	51.34 °
N3	25 x 25 x 1.27	51.34 °
N2	25 x 25 x 1.27	51.34 °
N1	25 x 25 x 1.27	51.34 °

TABLA 3.86 *Diseño final de vigas y columnas diferenciando la zona central de marco que contiene 2 eslabones*

NIVEL	MARCOS, M-0E, M-1E, M-2E					MARCO, M-2E CENTRO									
	COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)		VIGAS			COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)		VIGAS							
N12	45	X	45	X	1.27	IR 553 mm x 150.90 kg/m (W21"x 101 lb/ft)			45	X	45	X	1.27	IR 553 mm x 150.90 kg/m (W21"x 101 lb/ft)	
N11	45	X	45	X	1.27	IR 553 mm x 150.90 kg/m (W21"x 101 lb/ft)			45	X	45	X	1.27	IR 553 mm x 150.90 kg/m (W21"x 101 lb/ft)	
N10	45	X	45	X	1.27	IR 553 mm x 150.90 kg/m (W21"x 101 lb/ft)			45	X	45	X	1.27	IR 610 mm x 241.60 kg/m (W24"x 162 lb/ft)	
N9	45	X	45	X	1.27	IR 553 mm x 150.90 kg/m (W21"x 101 lb/ft)			45	X	45	X	1.27	IR 610 mm x 241.60 kg/m (W24"x 162 lb/ft)	
N8	45	X	45	X	1.90	IR 553 mm x 150.90 kg/m (W21"x 101 lb/ft)			45	X	45	X	3.18	IR 610 mm x 241.60 kg/m (W24"x 162 lb/ft)	
N7	45	X	45	X	1.90	IR 553 mm x 218.80 kg/m (W21"x 147 lb/ft)			45	X	45	X	3.18	IR 762 mm x 257.30 kg/m (W30"x 173 lb/ft)	

TABLA 3.87 *Diseño final de vigas y columnas diferenciando la zona central de marco que contiene 2 eslabones (continuación)*

NIVEL	MARCOS, M-0E, M-1E, M-2E					MARCO, M-2E CENTRO														
	COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS					COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS				
N6	45	X	45	X	1.90	IR 553 mm x 218.80 kg/m (W21"x 147 lb/ft)					45	X	45	X	3.18	IR 762 mm x 257.30 kg/m (W30"x 173 lb/ft)				
N5	45	X	45	X	1.90	IR 553 mm x 218.80 kg/m (W21"x 147 lb/ft)					45	X	45	X	3.18	IR 762 mm x 314.00 kg/m (W30"x 211 lb/ft)				
N4	45	X	45	X	2.54	IR 553 mm x 218.80 kg/m (W21"x 147 lb/ft)					45	X	45	X	3.81	IR 762 mm x 314.00 kg/m (W30"x 211 lb/ft)				
N3	45	X	45	X	2.54	IR 553 mm x 218.80 kg/m (W21"x 147 lb/ft)					45	X	45	X	3.81	IR 762 mm x 314.00 kg/m (W30"x 211 lb/ft)				
N2	45	X	45	X	3.81	IR 553 mm x 218.80 kg/m (W21"x 147 lb/ft)					45	X	45	X	5.08	IR 762 mm x 314.00 kg/m (W30"x 211 lb/ft)				
N1	45	X	45	X	3.81	IR 553 mm x 218.80 kg/m (W21"x 147 lb/ft)					45	X	45	X	5.08	IR 762 mm x 257.30 kg/m (W30"x 173 lb/ft)				

TABLA 3.88 *Diseño final para las vigas secundarias*

VIGAS SECUNDARIAS
W10"x 54 lb/ft (IR 254 mm x 80 kg/m)

3.3.4. **MODELO DE 16 NIVELES**

TABLA 3.89 *Diseño final de los eslabones con detalle de sus atiesadores por nivel*

NIVEL	ESLABÓN						ATIESADORES INTERMEDIOS (CM)							
	SECCIÓN						ROTACIÓN	e (cm)						
N16	IR	127	mm x	23.70	kg/m	0.0091 rad	90	3	PLACAS DE	12x1.27	@	30.00	Por ambos lados	
N15	IR	127	mm x	28.10	kg/m	0.0142 rad	90	3	PLACAS DE	12x1.27	@	30.00	Por ambos lados	
N14	IR	254	mm x	32.90	kg/m	0.0126 rad	110	4	PLACAS DE	14x1.27	@	27.50	Por ambos lados	
N13	IR	305	mm x	59.80	kg/m	0.0141 rad	110	4	PLACAS DE	20x1.27	@	27.50	Por ambos lados	
N12	IR	356	mm x	63.80	kg/m	0.0153 rad	110	4	PLACAS DE	20x1.27	@	27.50	Por ambos lados	
N11	IR	356	mm x	79.00	kg/m	0.0163 rad	110	3	PLACAS DE	20x1.27	@	36.67	Por ambos lados	
N10	IR	356	mm x	101.30	kg/m	0.0167 rad	120	3	PLACAS DE	24x1.27	@	40.00	Por ambos lados	
N9	IR	254	mm x	148.90	kg/m	0.0176 rad	120	2	PLACAS DE	24x1.90	@	60.00	Por ambos lados	
N8	IR	356	mm x	122.10	kg/m	0.0175 rad	120	2	PLACAS DE	24x1.59	@	60.00	Por ambos lados	
N7	IR	356	mm x	122.10	kg/m	0.0172 rad	120	2	PLACAS DE	24x1.59	@	60.00	Por ambos lados	
N6	IR	254	mm x	166.60	kg/m	0.0154 rad	130	2	PLACAS DE	24x2.22	@	65.00	Por ambos lados	
N5	IR	305	mm x	178.80	kg/m	0.0150 rad	130	2	PLACAS DE	28x1.90	@	65.00	Por ambos lados	
N4	IR	406	mm x	132.70	kg/m	0.0140 rad	130	2	PLACAS DE	24x1.59	@	65.00	Por ambos lados	
N3	IR	553	mm x	101.30	kg/m	0.0136 rad	130	3	PLACAS DE	20x1.27	@	43.33	Por ambos lados	
N2	IR	457	mm x	144.30	kg/m	0.0129 rad	130	2	PLACAS DE	26x1.59	@	65.00	Por ambos lados	
N1	IR	305	mm x	178.80	kg/m	0.0095 rad	130	2	PLACAS DE	28x1.90	@	65.00	Por ambos lados	

TABLA 3.90 *Diseño final de los contravientos por nivel*

CONTRAVIENTOS						
NIVEL	SECCIÓN (TIPO CAJÓN; CM)					ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO
N16	35	x	35	x	1.90	48.93 °
N15	35	x	35	x	1.90	48.93 °
N14	35	x	35	x	1.90	49.87 °
N13	35	x	35	x	1.90	49.87 °
N12	35	x	35	x	1.90	49.87 °
N11	35	x	35	x	1.90	49.87 °
N10	35	x	35	x	1.90	50.36 °
N9	35	x	35	x	1.90	50.36 °
N8	35	x	35	x	1.90	50.36 °
N7	35	x	35	x	1.90	50.36 °
N6	35	x	35	x	1.90	50.84 °
N5	35	x	35	x	1.90	50.84 °
N4	35	x	35	x	1.90	50.84 °
N3	35	x	35	x	1.90	50.84 °
N2	35	x	35	x	1.90	50.84 °
N1	35	x	35	x	1.90	50.84 °

TABLA 3.91 *Diseño final de vigas y columnas diferenciando la zona central de marco que contiene 2 eslabones*

NIVEL	MARCOS, M-0E, M-1E, M-2E					MARCO, M-2E CENTRO														
	COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS					COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS				
N16	50	X	50	X	1.27	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	1.27	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)				
N15	50	X	50	X	1.27	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	1.27	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)				
N14	50	X	50	X	2.22	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	2.22	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)				
N13	50	X	50	X	2.22	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	2.22	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)				
N12	50	X	50	X	2.22	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	2.22	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)				
N11	50	X	50	X	2.22	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	2.22	IR 762 mm x 284.90 kg/m (W30"x 191 lb/ft)				
N10	50	X	50	X	2.22	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	2.22	IR 762 mm x 284.90 kg/m (W30"x 191 lb/ft)				
N9	50	X	50	X	2.22	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	2.22	IR 762 mm x 284.90 kg/m (W30"x 191 lb/ft)				
N8	50	X	50	X	2.54	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	3.81	IR 762 mm x 284.90 kg/m (W30"x 191 lb/ft)				
N7	50	X	50	X	2.54	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	3.81	IR 838 mm x 359.10 kg/m (W33"x 241 lb/ft)				
N6	50	X	50	X	2.54	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)					50	X	50	X	3.81	IR 838 mm x 359.10 kg/m (W33"x 241 lb/ft)				
N5	50	X	50	X	2.54	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)					50	X	50	X	3.81	IR 838 mm x 359.10 kg/m (W33"x 241 lb/ft)				
N4	50	X	50	X	3.81	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)					50	X	50	X	5.08	IR 838 mm x 359.10 kg/m (W33"x 241 lb/ft)				
N3	50	X	50	X	3.81	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)					50	X	50	X	5.08	IR 838 mm x 359.10 kg/m (W33"x 241 lb/ft)				
N2	50	X	50	X	5.08	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)					50	X	50	X	7.62	IR 838 mm x 359.10 kg/m (W33"x 241 lb/ft)				
N1	50	X	50	X	5.08	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)					50	X	50	X	7.62	IR 762 mm x 284.90 kg/m (W30"x 191 lb/ft)				

TABLA 3.92 *Diseño final para  
las vigas secundarias*

VIGAS SECUNDARIAS
W10"x 54 lb/ft (IR 254 mm x 80 kg/m)

## 4.1 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

Para los diferentes modelos se realizaron análisis no lineales estáticos de empuje incremental, conocidos como PUSHOVER, lo anterior para estimar analíticamente la capacidad asociada a los desplazamientos laterales en el último nivel de los mismos, con los cuales se calcularon distorsiones globales a partir de las que se determinó un factor de "ductilidad por distorsión". El software utilizado para este tipo de análisis no lineal fue el programa "ETABS 2013".

Debido a que se hace necesaria la definición de articulaciones en todos los elementos estructurales del marco para describir el comportamiento no lineal, la hipótesis adoptada para la localización típica de las mismas parte de la comparación del trabajo de un MRM con respecto a un MCE. (Figura 4.1), En un MRM durante un evento sísmico varios elementos principales puede llegar a trabajar en el intervalo inelástico, a diferencia de un MCE donde únicamente el eslabón incursiona en el rango de comportamiento inelástico y el resto de los elementos permanecen en el intervalo elástico. La verificación de las hipótesis anteriores se llevará a cabo a partir del diseño realizado en el capítulo anterior.



FIGURA 4.1 Marco Resistente a Momento (MRM) y Marco con contraventeo Excéntrico (MCE)

### 4.1.1. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

La principal característica del análisis estático no lineal de empuje incremental, es la simplificación a través de un sistema equivalente de un grado de libertad, en sustitución de una estructura con múltiples grados de libertad, lo cual únicamente nos permite apreciar respuestas globales de la estructura. Para el modelo se incorpora directamente las características no lineales de todos los elementos a través de modelos constitutivos que describen la respuesta inelástica del material, añadiendo un patrón de cargas laterales crecientes desde la base hasta el último nivel de los edificios y un desplazamiento objetivo para el último nivel. Durante el análisis se van registrando

desplazamientos y fuerzas laterales aplicadas, con lo que es posible trazar una curva que relaciona la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior, la cual se conoce como 'Curva de capacidad' (Figura 4.2).

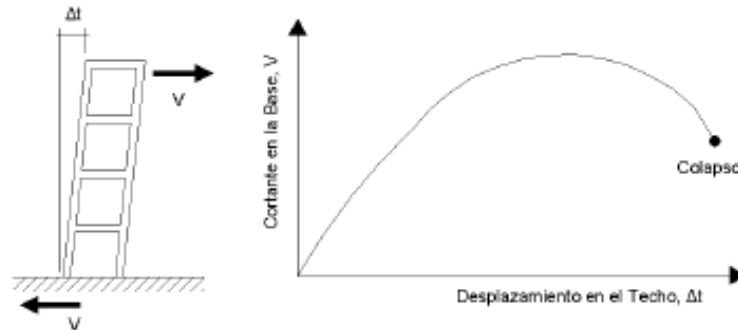


FIGURA 4.2 Análisis estático no lineal de empuje incremental y curva de capacidad (Navarro, Fernández; 2006)

El FEMA 356 (que es la norma que usa por defecto el programa *ETABS 2014*) junto con la norma que le precede, que es el FEMA 247, describen los parámetros para la modelación numérica de las articulaciones plásticas en los elementos estructurales requeridos, que son eslabones que se registrarán a cortante, contravientos que se registrarán a carga axial, vigas que rigen a momento flexionante y columnas en las que rige por la interacción momento carga axial.

Los modelos constitutivos que se mencionan en el FEMA 356 incluyen directamente las características de carga y desplazamiento no lineal de los elementos estructurales de forma individual, que son sometidos a cargas externas de empuje incremental hasta alcanzar el desplazamiento objetivo. Este desplazamiento se mide a través de un nodo de control que siempre estará ubicado en el centro de masa del último nivel para el caso de estructuras tridimensionales, o en el nodo que se encuentra junto a la carga lateral del último nivel para estructuras tipo marco bidimensional.

#### 4.1.2. TÉCNICA TRADICIONAL

La técnica tradicional consiste en llevar al colapso la estructura previamente dimensionada, aplicando el patrón cargas laterales y combinándolo con las cargas gravitacionales que solicita el FEMA 356. Una vez obtenida la curva de capacidad la misma puede ser utilizada para fines de rediseño.

Como resultado de emplear los patrones de cargas laterales, los elementos estructurales se dañaran progresivamente modificando así la rigidez global de la estructura; cuando las articulaciones empiezan a presentarse el usuario puede observar el daño en el elemento con el programa. El programa requiere de cálculos externos para indicar en el modelo la ubicación de las articulaciones y con ayuda de la norma indicar cuanto resiste cada articulación.

### 4.1.3. CARGAS GRAVITACIONALES

Se debe considerar la combinación de las cargas laterales con cargas gravitacionales que se obtiene de la ecuación (3-3) del documento FEMA-356 (2000), la ecuación para las cargas gravitacionales se menciona a continuación.

FORMULA

$$1.1(Q_D + 0.25 * Q_L + Q_S)$$

$$0.9(Q_D)$$

REQUISITO

Si la combinación de carga gravitacional y sísmica son desfavorables

Si la combinación de carga gravitacional y sísmica se contrarrestan.

Donde:

$Q_D$ ; Carga muerta

$Q_L$ ; Carga viva efectiva, igual al 25% de la carga viva de diseño sin reducir.

$Q_S$ ; Carga de Nieve Efectiva que contribuye al peso sísmico efectivo. Si la carga de nieve de diseño ( $n$ ), es mayor a  $146 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $Q_s = 0.2Q_s$ , de lo contrario  $Q_s = 0$ .

Para las combinaciones de carga en este trabajo, la carga por nieve es igual a cero.

### 4.1.4. PATRÓN DE CARGAS LATERALES PARA UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Se debe seleccionar alguna configuración de carga lateral para asignarse a la estructura, estas cargas laterales el programa las irá incrementando hasta alcanzar el desplazamiento objetivo o el colapso de la estructura, lo que se pretende con esto es simular las fuerzas inerciales que deberá soportar la estructura ante un sismo. Es necesario mencionar que aunque la distribución de fuerzas inerciales varía con la intensidad de un sismo y con el periodo de exposición de la estructura, usualmente se usa un patrón de cargas que no varía. Esta consideración es aceptada cuando el patrón de cargas se asocia al modo fundamental de vibración de la estructura.

TABLA 4.1 *Distribución de cargas laterales para los edificios*

<b>NÚMERO DE NIVELES DEL EDIFICIO</b>			
16	12	8	4
<b>CARGA LATERAL (t)</b>			
PISO 16	1.0	PISO 16	1.0
PISO 15	0.9717	PISO 15	0.9603
PISO 14	0.9245	PISO 14	0.9011
PISO 13	0.8726	PISO 13	0.8272
PISO 12	0.8160	PISO 12	0.7409
PISO 11	0.7547	PISO 11	0.6498
PISO 10	0.6887	PISO 10	0.5589
PISO 9	0.6132	PISO 9	0.4618
PISO 8	0.5354	PISO 8	0.3604
PISO 7	0.4575	PISO 7	0.2609
PISO 6	0.3821	PISO 6	0.1614
PISO 5	0.3066	PISO 5	0.0678
PISO 4	0.2358	PISO 4	0.0
PISO 3	0.1698	PISO 3	0.0
PISO 2	0.1038	PISO 2	0.0
PISO 1	0.0448	PISO 1	0.0
BASE	0.0	BASE	0.0

En la tabla 4.1 se muestran las cargas laterales que se emplearon respectivamente en cada edificio, las cuales se definieron a partir de la forma del modo fundamental de vibración normalizando con respecto al último nivel.

Las cargas que se le asigna al programa siempre son normalizadas cuidando solamente la proporción que hay entre ellas, sin prestar particular atención a las unidades de éstas.

## 4.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS

Para evaluar el desempeño de la estructura considerando la acción lateral, se pueden utilizar dos criterios, los cuales se conocen como "Acción controlada por el desplazamiento" o "Acción controlada por la fuerza".

### ACCIÓN CONTROLADA POR EL DESPLAZAMIENTO

Los elementos estructurales a los que se les asignen este tipo de modelo constitutivo en las articulaciones presentarán un comportamiento dúctil. En este caso las fuerzas y los niveles de esfuerzo tienen menor variación. El desempeño de la articulación se medirá en términos del

desplazamiento y se espera que el elemento estructural tenga la capacidad de incursionar en su rango inelástico.

#### ACCIÓN CONTROLADA POR LA FUERZA

Los elementos estructurales a los que se le asignen articulaciones con este modelo constitutivo presentarán un comportamiento frágil. Por esto mismo se espera que los elementos estructurales permanezcan en su rango lineal.

De lo anterior, el FEMA-356 establece entonces las posibles acciones de control que se muestran en la tabla 4.2

TABLA 4.2 Ejemplos de posibles acciones de control por desplazamiento o por control de fuerzas (FEMA 356)

Componente	Acción controlada por desplazamiento	Acción controlada por fuerza
Marcos resistentes a momento <ul style="list-style-type: none"> <li>• Vigas</li> <li>• Columnas</li> <li>• Juntas</li> </ul>	(Momento) M M --	(Cortante) V (Carga Axial) P,V V
Muros de cortante	M, V	P
Marcos con contraviento <ul style="list-style-type: none"> <li>• Contravientos</li> <li>• Vigas</li> <li>• Columnas</li> <li>• Eslabones a cortante</li> </ul>	P - - V	-- P P P, M
Conectores	P, V, M3	P, V, M

Como se pretende medir la ductilidad global de la estructura, las articulaciones en los elementos estructurales deben definirse con acciones controladas por desplazamiento, en la tabla 4.3 se muestran los elementos mecánicos que gobernarán el comportamiento de cada elemento estructural.

TABLA 4.3 Elementos mecánicos que gobiernan el comportamiento de cada elemento estructural

COMPONENTE ESTRUCTURAL	INTERACCIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS	DESPLAZAMIENTO/ROTACIÓN
Viga	Momento (M3)	Rotación
Columna <sup>10</sup>	Momentos (M3, M2) y carga axial (P)	Rotación
Contraviento	Carga axial (P)	Desplazamiento
Eslabón	Fuerza cortante (V2)	Desplazamiento

<sup>10</sup> Contemplando que el Pushover se haría en dirección "X" o "Y".

#### 4.2.1. MODELO CONSTITUTIVO DEL FEMA 356

En la figura 4.3 se muestra la relación de 'fuerza normalizada-relación de desplazamiento' generalizado del acero para las articulaciones según FEMA-356.

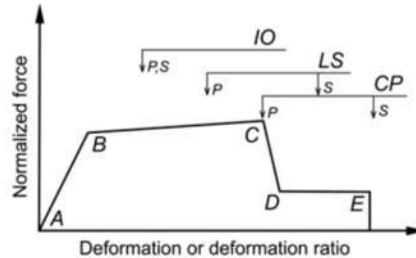


FIGURA 4.3 RELACIÓN FUERZA NORMALIZADA-DESPLAZAMIENTO TÍPICA DE UNA ARTICULACIÓN PLÁSTICA (FEMA 356)

Los puntos en la figura 4.3 representan lo siguiente, A es el origen, B es el límite de fluencia inferior, C es la resistencia última de la articulación, D es la pérdida parcial de la resistencia que por lo general el FEMA-356 la maneja con la misma relación de desplazamiento que C y E es la desplazamiento último que puede alcanzar la articulación. Por otro lado, los puntos IO (Immediate Occupancy), LS (Life Safety) y CP (Collapse Prevention), se definen como los puntos que delimitan los "criterios de aceptación" de la articulación, estos criterios indican el daño que sufre el elemento. Dependiendo de la importancia del elemento, ya sea principal (P) o secundario (S), los puntos para los criterios de aceptación caen en cierta zona del modelo "fuerza normalizada - relación de desplazamiento" (ver figura 4.3).

Como el FEMA-356 en el apartado 2 del capítulo "5.5.2.2.2 Nonlinear Static Procedure" permite la representación no lineal de las articulaciones derivadas de experimentación o análisis, y ya que para la caracterización de las articulaciones en los eslabones el FEMA considera que la pendiente de post-fluencia será igual a cero (figura 4.4), durante el análisis de los modelos se genera inestabilidad en el programa por el uso de una articulación con esta característica. Para evitar la inestabilidad en el programa se propone modificar la pendiente de post-fluencia de la articulación de los eslabones, de la referencia 7 se obtienen ciclos de histéresis para eslabones a cortante, se observa que después de que el eslabón fluye se incrementa la fuerza cortante resiste por lo tanto la pendiente de post-fluencia debe ser diferente de cero. En el Anexo A3-2 se hace un desglose completo de las fórmulas que se usan en el FEMA para las articulaciones en eslabones y la consideración de la sobrerresistencia por los ciclos de histéresis.

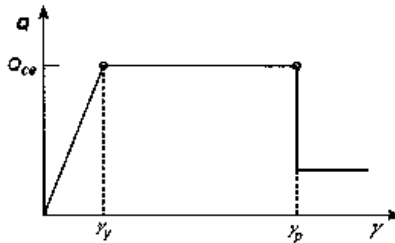


FIGURA 4.4 Definición de capacidad de deformación para los eslabones (FEMA 274)

En la tabla 4.4 se muestran los límites para los criterios de aceptación definido por el FEMA-356 para elementos primarios.

TABLA 4.4 Criterios de aceptación del FEMA 356 para umbrales de daño, comparándolo con las regiones de la curva del acero para elementos primarios

LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR	CRITERIO DE ACEPTACIÓN
A	B	Operacional
B	IO	Fluencia del elemento
IO	LS	Ocupación inmediata
LS	CP	Seguridad de vidas
CP	C	Prevención de colapso
C	D	Colapso
D	E	

Cabe señalar que los contravientos son los únicos que no cumplen con la descripción general de la tabla 4.4, siendo la tabla A3.1 del Anexo 3 la correcta para los mismos.

#### 4.2.2. CARACTERIZACIÓN DE LAS ARTICULACIONES

En el programa ETABS la caracterización de articulaciones plásticas se basa en los requerimientos citados del FEMA 356 para elementos de acero. El programa puede generar las articulaciones de forma automática para contravientos, vigas y columnas; para el caso particular de los eslabones se requiere una introducción manual, lo cual implica el cálculo externo de las propiedades para las mismas. Para el presente trabajo aunque en algunos casos se puede introducir automáticamente las articulaciones, se optó por introducirlas manualmente.

- EN COLUMNAS Y VIGAS

Como se puede ver en la figura 4.5, ante cargas laterales las vigas presentan sus máximos momentos en los extremos siendo ahí donde se formarán las articulaciones. Para las columnas ante cargas laterales los momentos máximos se presentan en la base y en el extremo superior de las mismas por lo tanto las articulaciones se esperan en esos puntos; de esta suposición se parte para la caracterización geométrica de las articulaciones en vigas y columnas.

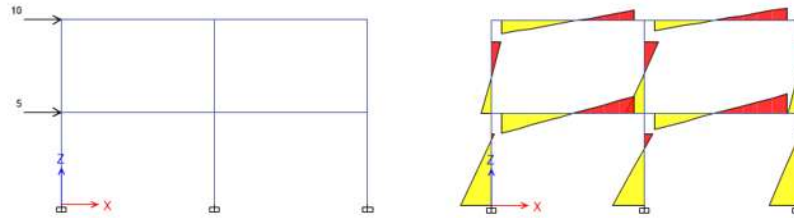


FIGURA 4.5 Elementos mecánicos máximos en vigas y columnas

- EN ESLABONES

Como se ha mencionado con anterioridad los eslabones pueden trabajar exclusivamente a cortante, en este caso en toda la longitud del eslabón se forma una articulación plástica; para los eslabones a momento, las articulaciones plásticas se forman en los extremos de los mismos ya que en estos se encuentran los momentos mayores, ver figura 4.6.

Cabe resaltar que como todos los eslabones que se diseñaron fueron por cortante, entonces sólo se genera una articulación plástica, cuyo centroide está a la mitad del eslabón y su LAP es del 100% de la longitud del eslabón.

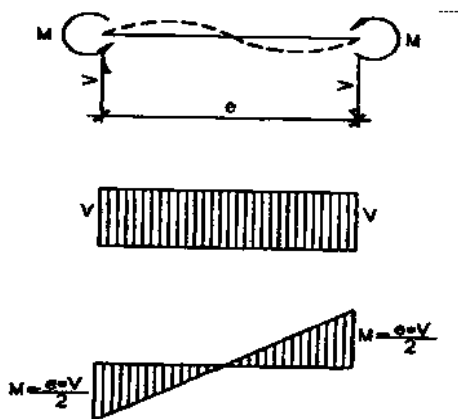


FIGURA 4.6 Carga Típica de un eslabón

ESLABÓN A CORTE, Se forma una articulación plástica, en todo el eslabón.

ESLABÓN A MOMENTO, Se forma una articulación plástica, en los extremos del eslabón.

- EN CONTRAVIENTOS

Los contravientos al ser elementos que sólo trabajan a carga axial por su conexión articulada en los extremos, pueden estar sujetos a compresión o a tensión dependiendo del sentido de aplicación de la carga lateral. Para la falla de estos elementos sólo es necesario que aparezca una articulación plástica ya sea por compresión o por tensión y está aparecerá al centro del contraviento. No se requiere un cálculo extra para describir estas articulaciones.

En el anexo A-3 se muestran las tablas, valores y la forma de introducir a ETABS-2013 las articulaciones plásticas para los 4 elementos estructurales.

### 4.2.3. LONGITUD Y LOCALIZACIÓN DEL CENTROIDE DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS

- PARA LAS VIGAS

Para definir las propiedades de las articulaciones en las vigas que no están junto a los eslabones se utilizó el esquema general de zona plastificada que describe la figura 4.7.

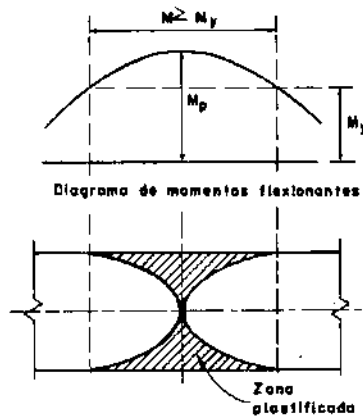


FIGURA 4.7 Esquema general de una zona plastificada en elementos de acero

Donde:

$M_y$	Momento de fluencia	(t-m)
$M_p$	Momento plástico	(t-m)
$M$	Momento sobre el elemento estructural	(t-m)
$Z$	Módulo de sección plástico	(cm <sup>3</sup> )
$S$	Módulo de sección elástico	(cm <sup>3</sup> )

$$M_y = \frac{M_p}{\left(\frac{Z}{S}\right)}$$

La longitud de articulación plástica está delimitada como se muestra en la figura 4.7 por los puntos de momento de fluencia ubicados en el diagrama de comportamiento por flexión en las vigas, por lo que la longitud de esa zona representa la longitud de articulación plástica.

Cuando las cargas sísmicas actúan en el edificios, estas siempre se representan actuando sobre los entrepisos, por esta razón si esta carga sísmica estuviera aumentado (como será en el caso del análisis estático no lineal de empuje incremental) los momentos en los extremos de las vigas siempre están aumentado, por ello se puede considerar que el momento máximo de la viga se

alcanza en el exterior de la columna para ambos lados de la viga, entonces el momento plástico se espera a una distancia medida desde el exterior de la columna al centro de la viga.

El ejemplo que a continuación se muestra es para encontrar la LAP medida desde la conexión viga-columna hacia el centro de la viga, se consideran 2 columnas y una viga, del edificio de 16 niveles (Figura 4.8), primer nivel, marco (A) entre los marcos (1) y marco (2) indicados de izquierda a derecha.



FIGURA 4.8 Corte A del edificio de 16 Niveles para el cálculo de LAP en vigas (ETABS; 2013)

La sección de esta viga es una IR610x217.80 (W24x146) tiene un factor de forma  $Z_x/S_x = 1.12664$  este valor se obtiene de tablas de secciones de acero laminadas, o sea que  $M_y = M_p / 1.12664$ , ya que las columnas tienen un ancho de 50 cm (como se indican en el capítulo 3), la longitud libre del claro se reduce a 6.5 m, por lo tanto de aquí se puede usar la regla de triángulos semejantes desde el centro del claro.

$$\frac{M_p}{3.25} = \frac{M_y}{D_1}$$

Siendo  $D_1$  la distancia desde el centro del claro hacia donde se presenta el momento  $M_y$  de la sección, sustituyendo y despejando (ver figura 4.9).

$$D_1 = \frac{M_y}{M_p} 3.25 = \frac{S_x}{M_p} 3.25 = 3.25 \left( \frac{S_x}{Z_x} \right)$$

$$D_1 = 2.8847 \text{ m}$$

Por lo tanto la LAP es de 36.533 cm, en la figura 4.9 se ilustra el la localización de LAP tanto de la parte izquierda como derecha de la viga así como su longitud.

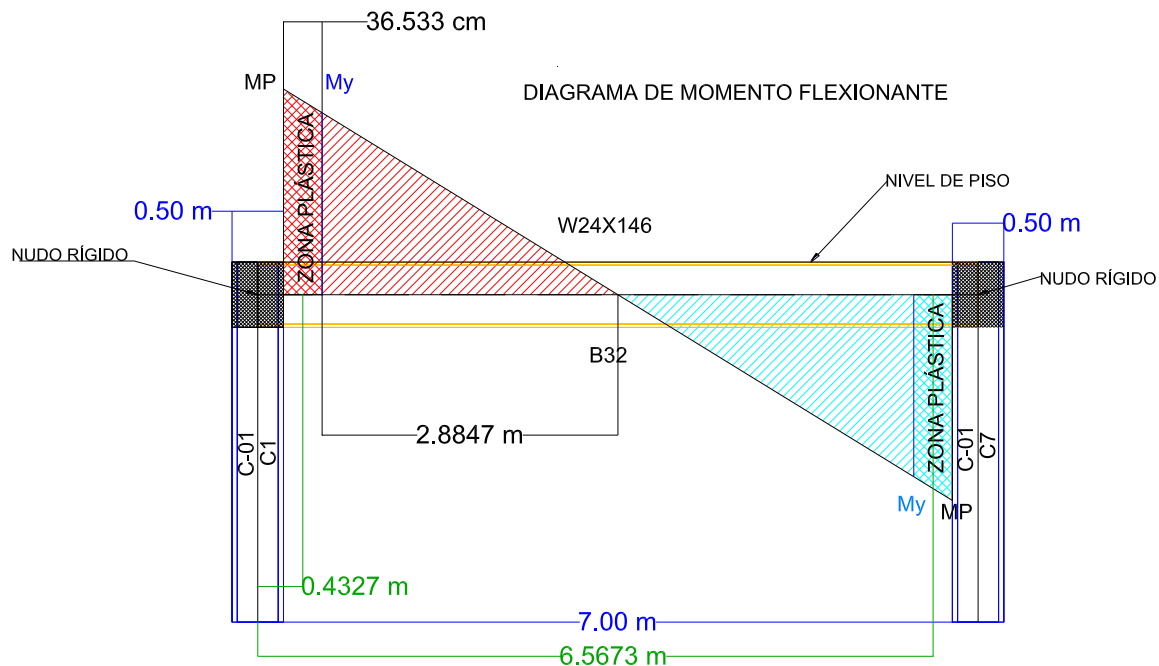


FIGURA 4.9 Ubicación del centroide de las zonas plásticas en vigas

Ya que en la figura 4.9 se forma un trapecio entre  $M_y$  y  $M_p$  por las características del diagrama de momento flexionante, el centroide se consideró que está situado a la mitad de la LAP que resulta ser de 18.27 centímetros. En vigas el centroide de la articulación plástica se suele situar entre  $d/4$  o  $d/3$  dependiendo del tipo de conexión, siendo 'd' el peralte de la viga, para una viga W24x146 su peralte es de 62.8 cm o sea que debería estar entre 15.7 centímetros y 20.93 cm, por lo tanto se toma como correcta esta forma de cálculo. El programa requiere la posición del centroide de la LAP medida desde el eje de la columna de izquierda a derecha, así que el centroide de la LAP izquierda está a  $18.27+25= 43.27$  cm mientras tanto que el centroide de la LAP derecha está a  $700-18.27-25= 656.73$  cm, en la parte inferior de la figura 4.9 se presentan las distancias a los centroides de las LAP medidas desde el eje de la columna izquierda.

La LAP se requiere para poder usar los diagramas Momento-Rotación. Los valores que se ingresan el programa son las distancias relativas del centro de las articulaciones a ejes de las columnas entre la longitud total de la viga, así:

Para la articulación izquierda

$$LRA_l = \frac{\frac{An_{Columna}}{2} + \frac{LAP}{2}}{7}$$

Para la articulación derecha

$$LRA_D = \frac{7 - \frac{An_{Columna} - LAP}{2}}{7}$$

Donde:

$An_{Columna}$  ; Ancho de la columna donde se encuentra la viga

$LRA_I$  ; Longitud relativa del centroide de LAP izquierda

$LRA_D$  ; Longitud relativa del centroide de LAP izquierda

En la tabla 4.5 se muestran las longitudes de articulación para las vigas de todos los edificios y su posición relativa de la articulación.

TABLA 4.5 Resumen de las articulaciones en vigas

EDIFICIO	ANCHO DE COLUMNAS (cm)	VIGAS PRINCIPALES	$S_x$	$Z_x$	FACTOR DE FORMA	L.A.P.	LONGITUD RELATIVA	
		Designación [in x lb/ft]	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	( $Z_x/S_x$ )	(cm)	IZQUIERDA	DERECHA
4 NIVELES	45	W14x99	2573	2835	1.10183	30.266	0.05376	0.94624
		W18x119	3785	4277	1.12999	37.674	0.05905	0.94095
		W21x132	4834	5457	1.12888	37.389	0.05885	0.94115
		W21x111	4080	4572	1.12059	35.243	0.05732	0.94268
8 NIVELES	40	W18x76	2393	2671	1.11617	34.347	0.05310	0.94690
		W18x119	3785	4277	1.12999	37.961	0.05569	0.94431
		W24x146	6080	6850	1.12664	37.095	0.05507	0.94493
		W27x161	7456	8390	1.12527	36.737	0.05481	0.94519
12 NIVELES	45	W21x101	3720	4146	1.11452	33.651	0.05618	0.94382
		W21x147	5391	6112	1.13374	38.633	0.05974	0.94026
		W24x162	6784	7669	1.13045	37.793	0.05914	0.94086
		W30x173	8833	9914	1.12238	35.710	0.05765	0.94235
		W30x211	10865	12274	1.12968	37.596	0.05900	0.94100
16 NIVELES	50	W27x161	7456	8390	1.12527	36.180	0.06156	0.93844
		W24x146	6080	6850	1.12664	36.533	0.06181	0.93819
		W30x191	9800	11028	1.12531	36.190	0.06156	0.93844
		W33x241	13585	15387	1.13265	38.061	0.06290	0.93710

Para las vigas que están junto a los eslabones, en el instante en que los eslabones ya han fluido (figura 4.10 derecha), se considera que la viga deja de tener un apoyo a momento en el extremo donde está conectada con el eslabón, quedando restringida únicamente a momento del lado de la columna y libre a desplazamiento del lado del eslabón, haciendo que solamente en la parte donde está conectada con la columna vaya a presentar momento de fluencia y plástico (figura 4.10 izquierda). Las vigas que están conectada columna-contraviento presentan el siguiente comportamiento.

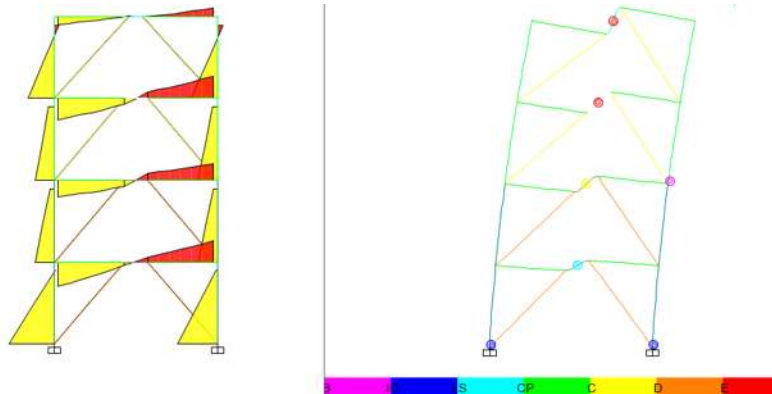


FIGURA 4.10 Momentos en las vigas fuera de los eslabones (izquierda); Comportamiento de las articulaciones plásticas (derecha); (ETABS; 2013)

Por ello se tiene las siguientes articulaciones plásticas indicadas en la tabla 4.6.

TABLA 4.6 L.A.P y centroide de vigas junto al eslabón

NIVEL	ANCHO DE COLUMNAS	LONGITUD DEL ESLABÓN	SECCIÓN	S <sub>x</sub>	Z <sub>x</sub>	FACTOR DE FORMA	L.A.P.	LONG VIGA	LONGITUD RELATIVA	
	cm	cm		(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(Z <sub>x</sub> /S <sub>x</sub> )	cm	cm	IZQ	DER
<b>EDIFICIO DE 4 NIVELES</b>										
N4	45	100	W14x99	2573	2835	1.10183	25.65	300	0.11774	0.88226
N3		100	W14x99	2573	2835	1.10183	25.65	300	0.11774	0.88226
N2		100	W14x99	2573	2835	1.10183	25.65	300	0.11774	0.88226
N1		100	W14x99	2573	2835	1.10183	25.65	300	0.11774	0.88226
<b>EDIFICIO DE 8 NIVELES</b>										
N8	40	110	W18x76	2393	2671	1.11617	28.62	295	0.11631	0.88369
N7		110	W18x76	2393	2671	1.11617	28.62	295	0.11631	0.88369
N6		110	W18x119	3785	4277	1.12999	31.63	295	0.12141	0.87859
N5		110	W18x119	3785	4277	1.12999	31.63	295	0.12141	0.87859
N4		110	W18x119	3785	4277	1.12999	31.63	295	0.12141	0.87859
N3		120	W18x119	3785	4277	1.12999	31.06	290	0.12252	0.87748
N2		120	W18x119	3785	4277	1.12999	31.06	290	0.12252	0.87748
N1		120	W18x119	3785	4277	1.12999	31.06	290	0.12252	0.87748
<b>EDIFICIO DE 12 NIVELES</b>										
N12	45	90	W21x101	3720	4146	1.11452	29.03	305	0.12136	0.87864
N11		90	W21x101	3720	4146	1.11452	29.03	305	0.12136	0.87864
N10		110	W21x101	3720	4146	1.11452	28.00	295	0.12373	0.87627
N9		110	W21x101	3720	4146	1.11452	28.00	295	0.12373	0.87627
N8		130	W21x101	3720	4146	1.11452	26.97	285	0.12627	0.87373
N7		130	W21x147	5391	6112	1.13374	30.97	285	0.13327	0.86673
N6		130	W21x147	5391	6112	1.13374	30.97	285	0.13327	0.86673
N5		140	W21x147	5391	6112	1.13374	30.38	280	0.13460	0.86540
N4		140	W21x147	5391	6112	1.13374	30.38	280	0.13460	0.86540
N3		140	W21x147	5391	6112	1.13374	30.38	280	0.13460	0.86540
N2		140	W21x147	5391	6112	1.13374	30.38	280	0.13460	0.86540
N1		140	W21x147	5391	6112	1.13374	30.38	280	0.13460	0.86540
<b>EDIFICIO DE 16 NIVELES</b>										

TABLA 4.7 L.A.P y centroide de vigas junto al eslabón (continuación)

NIVEL	ANCHO DE COLUMNAS	LONGITUD DEL ESLABÓN	SECCIÓN	$S_x$	$Z_x$	FACTOR DE FORMA	L.A.P.	LONG VIGA	LONGITUD RELATIVA	
	cm	cm		(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	( $Z_x/S_x$ )	cm	cm	IZQ	DER
EDIFICIO DE 16NIVELES										
N16	50	90	W24x146	6080	6850	1.12664	31.47	305	0.13356	0.86644
N15		90	W24x146	6080	6850	1.12664	31.47	305	0.13356	0.86644
N14		110	W24x146	6080	6850	1.12664	30.35	295	0.13619	0.86381
N13		110	W24x146	6080	6850	1.12664	30.35	295	0.13619	0.86381
N12		110	W24x146	6080	6850	1.12664	30.35	295	0.13619	0.86381
N11		110	W24x146	6080	6850	1.12664	30.35	295	0.13619	0.86381
N10		120	W24x146	6080	6850	1.12664	29.79	290	0.13757	0.86243
N9		120	W24x146	6080	6850	1.12664	29.79	290	0.13757	0.86243
N8		120	W24x146	6080	6850	1.12664	29.79	290	0.13757	0.86243
N7		120	W24x146	6080	6850	1.12664	29.79	290	0.13757	0.86243
N6		130	W27x161	7456	8390	1.12527	28.94	285	0.13850	0.86150
N5		130	W27x161	7456	8390	1.12527	28.94	285	0.13850	0.86150
N4		130	W27x161	7456	8390	1.12527	28.94	285	0.13850	0.86150
N3		130	W27x161	7456	8390	1.12527	28.94	285	0.13850	0.86150
N2		130	W27x161	7456	8390	1.12527	28.94	285	0.13850	0.86150
N1		130	W24x146	6080	6850	1.12664	29.23	285	0.13899	0.86101

- PARA LAS COLUMNAS

Las articulaciones que se le asignan a las columnas, debido a la diferencia de carga axial que recae en cada una y por el acomodo que tienen las vigas secundarias, producirá diagramas momento-curvatura distintos, ya que a mayor carga axial el diagrama momento-curvatura también cambia disminuyendo su resistencia. Por lo anterior se definieron ocho articulaciones diferentes por nivel e incorporando la correspondiente disminución de resistencia por carga axial.

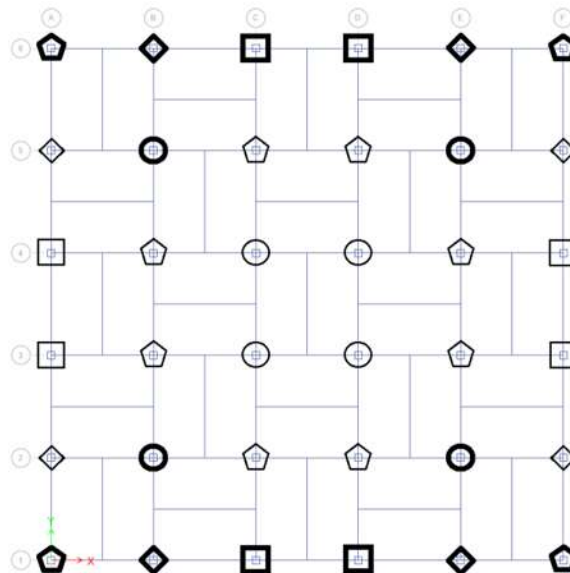


FIGURA 4.11 Discretización de las columnas por planta tipo, para las diferentes articulaciones.

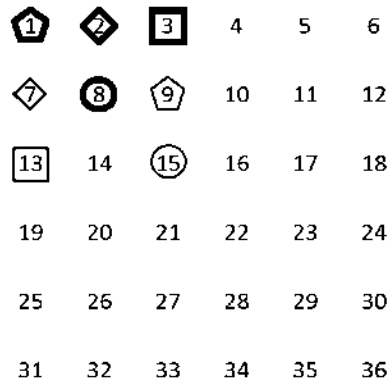


FIGURA 4.12 Numeración de las columnas para las articulaciones tipo de cada nivel

En la figura 4.12 se muestra la planta tipo con el número de la columna por nivel que le asigna al programa. En la tabla 4.7 se muestra la simbología utilizada en las articulaciones tipo.

TABLA 4.8 Simbología de las articulaciones tipo

SÍMBOLO	NOMBRE DE LA ARTICULACIÓN	SÍMBOLO	NOMBRE DE LA ARTICULACIÓN
	$S_n-C1$		$S_n-C8$
	$S_n-C2$		$S_n-C9$
	$S_n-C3$		$S_n-C13$
	$S_n-C7$		$S_n-C15$

Para calcular la longitud de articulación plástica de las columnas, se hace el siguiente ejemplo; se aíslan 2 columnas y una viga, del edificio de 16 niveles, primer nivel, marco ( A ) entre los marcos ( 3 ) y marco ( 4 ); y a través del mismo criterio del esquema general de zona plastificada en vigas, se obtiene el de columnas como se muestra en la figura 4.14.

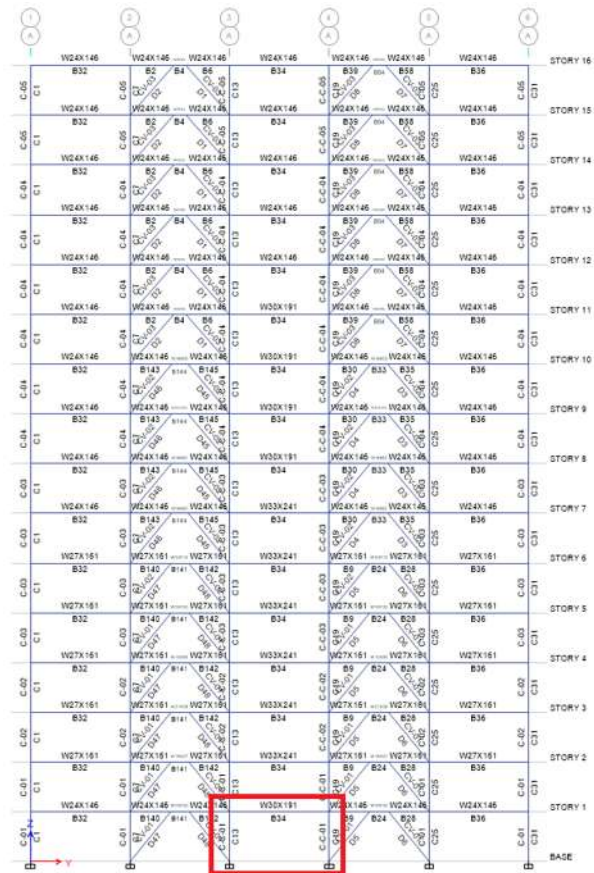


FIGURA 4.13 Corte A del edificio de 16 Niveles para el cálculo de LAP en columnas (ETABS; 2013)

Aislando el marco y colocando sus respectivas medidas:

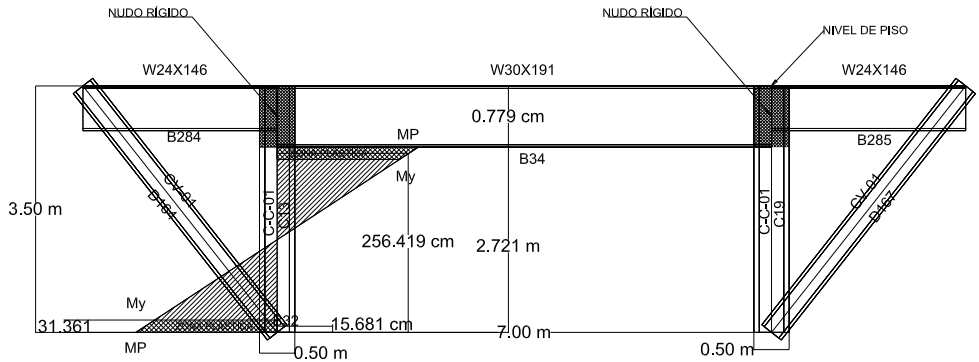


FIGURA 4.14 Marco aislado para el cálculo de las articulaciones en vigas

El método del cálculo de la LAP es similar al de las vigas, teniendo en cuenta la existencia del nudo rígido que conecta columnas y vigas. Ya que en este nudo se conectan dos vigas de distintos peraltes, para el cálculo de dicha articulación se utiliza el del mayor peralte por ser el más

desfavorable. Al igual que las vigas, ante cargas laterales las columnas siempre tendrán las articulaciones plásticas en su base y en su parte superior.

En la tabla 4.8 se resumen las propiedades de las articulaciones plásticas para las columnas C1, C2, C7, C8, C9 y C15.

TABLA 4.9 Propiedades de las articulaciones plásticas; LAP y su longitud relativa, Columnas C1, C2, C7, C8, C9 y C15

NIVEL	EDIFICIO DE 16 NIVELES				EDIFICIO DE 12 NIVELES				EDIFICIO DE 8 NIVELES				EDIFICIO DE 4 NIVELES			
	$Z_x/S_x$	L.A.P.	DISTANCIA RELATIVA		$Z_x/S_x$	L.A.P.	DISTANCIA RELATIVA		$Z_x/S_x$	L.A.P.	DISTANCIA RELATIVA		$Z_x/S_x$	L.A.P.	DISTANCIA RELATIVA	
			(cm)	INF			SUP	(cm)			INF	SUP			(cm)	INF
16	1.1538	19.141	0.0547	0.7932												
15	1.1538	19.141	0.0547	0.7932												
14	1.1756	21.448	0.0613	0.7899												
13	1.1756	21.448	0.0613	0.7899												
12	1.1756	21.448	0.0613	0.7899	1.1649	20.930	0.0598	0.8150								
11	1.1756	21.448	0.0613	0.7899	1.1649	20.930	0.0598	0.8150								
10	1.1756	21.448	0.0613	0.7899	1.1649	20.930	0.0598	0.8150								
9	1.1756	21.448	0.0613	0.7899	1.1649	20.930	0.0598	0.8150								
8	1.1830	22.209	0.0635	0.7888	1.1731	21.814	0.0623	0.8137	1.1611	21.064	0.0602	0.8376				
7	1.1830	22.209	0.0635	0.7888	1.1731	21.688	0.0620	0.8090	1.1611	21.064	0.0602	0.8376				
6	1.1830	21.644	0.0618	0.7688	1.1731	21.688	0.0620	0.8090	1.1611	20.932	0.0598	0.8324				
5	1.1830	21.644	0.0618	0.7688	1.1731	21.688	0.0620	0.8090	1.1611	20.932	0.0598	0.8324				
4	1.2123	24.509	0.0700	0.7647	1.1895	23.415	0.0669	0.8066	1.1611	20.932	0.0598	0.8324	1.1731	23.164	0.0662	0.8641
3	1.2123	24.509	0.0700	0.7647	1.1895	23.415	0.0669	0.8066	1.1611	20.932	0.0598	0.8324	1.1731	23.164	0.0662	0.8641
2	1.2417	27.240	0.0778	0.7608	1.2221	26.716	0.0763	0.8018	1.1884	23.920	0.0683	0.8281	1.1731	23.164	0.0662	0.8641
1	1.2417	27.951	0.0799	0.7806	1.2221	26.716	0.0763	0.8018	1.1884	23.920	0.0683	0.8281	1.1731	23.164	0.0662	0.8641

En la tabla 4.9 se resumen las propiedades de las articulaciones plásticas para las columnas C3 y C13.

TABLA 4.10 Propiedades de las articulaciones plásticas; LAP y su longitud relativa, Columnas C3, C13

NIVEL	EDIFICIO DE 16 NIVELES				EDIFICIO DE 12 NIVELES				EDIFICIO DE 8 NIVELES				EDIFICIO DE 4 NIVELES			
	$Z_x/S_x$	L.A.P.	DISTANCIA RELATIVA		$Z_x/S_x$	L.A.P.	DISTANCIA RELATIVA		$Z_x/S_x$	L.A.P.	DISTANCIA RELATIVA		$Z_x/S_x$	L.A.P.	DISTANCIA RELATIVA	
			(cm)	INF			SUP	(cm)			INF	SUP			(cm)	INF
16	1.1538	19.141	0.0547	0.7932												
15	1.1538	19.141	0.0547	0.7932												
14	1.1756	21.448	0.0613	0.7899												
13	1.1756	21.448	0.0613	0.7899												
12	1.1756	21.448	0.0613	0.7899	1.1649	20.930	0.0598	0.8150								
11	1.1756	20.320	0.0581	0.7484	1.1649	20.930	0.0598	0.8150								
10	1.1756	20.320	0.0581	0.7484	1.1649	20.279	0.0579	0.7896								
9	1.1756	20.320	0.0581	0.7484	1.1649	20.279	0.0579	0.7896								
8	1.2123	23.826	0.0681	0.7434	1.2059	24.460	0.0699	0.7836	1.1611	20.932	0.0598	0.8324				
7	1.2123	23.047	0.0658	0.7191	1.2059	23.281	0.0665	0.7459	1.1611	20.932	0.0598	0.8324				
6	1.2123	23.047	0.0658	0.7191	1.2059	23.281	0.0665	0.7459	1.1611	19.920	0.0569	0.7921				
5	1.2123	23.047	0.0658	0.7191	1.2059	23.170	0.0662	0.7423	1.1611	19.920	0.0569	0.7921				
4	1.2417	25.615	0.0732	0.7154	1.2221	24.662	0.0705	0.7402	1.1976	23.093	0.0660	0.7667	1.1731	23.164	0.0662	0.8641
3	1.2417	25.615	0.0732	0.7154	1.2221	24.662	0.0705	0.7402	1.1976	23.093	0.0660	0.7667	1.1731	22.264	0.0636	0.8305
2	1.2996	30.335	0.0867	0.7087	1.2547	27.546	0.0787	0.7361	1.2161	24.872	0.0711	0.7642	1.1731	21.733	0.0621	0.8107
1	1.2996	31.361	0.0896	0.7326	1.2547	27.678	0.0791	0.7396	1.2161	24.872	0.0711	0.7642	1.1731	21.792	0.0623	0.8129

## 4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Ya definidas todas las articulaciones en los edificios y asignadas las cargas laterales correspondientes, sólo falta determinar el desplazamiento objetivo en el edificio, que está definido en código FEMA-273 en el capítulo 3, el cual establece que la estructura en el rango inelástico se deformará un 4% de la altura total de la estructura. Para todos los edificios este 4% se usa para una primera iteración, para así poder obtener las curvas generadas mediante un análisis estático no lineal de empuje incremental.

### 4.3.1. DEFINICIÓN DE DAÑO EN LAS ARTICULACIONES.

Como el programa indica el rango plástico en el que se encuentra la articulación a través de círculos en la tabla 4.10 se hace una simplificación del daño que tendrá la articulación, dependiendo del desplazamiento o rotación que se vaya presentando en ésta con una figura que se le asignara, para los criterios de aceptación de, fluencia (B), ocupación inmediata (IO), seguridad de vidas (LS), prevención de colapso (CP) y colapso. La aparición de la articulación (B) indica que el elemento supero su región elástica. Para las regiones IO que indica que el elemento no ha sufrido deformaciones que pongan en riesgo un comportamiento estructural adecuado y LS el elemento estructural tiene que ser rehabilitado. Para CP cómo el elemento está cerca del colapso el daño es tal que se sugiere el cambio del elemento estructural. Para colapso, el daño es tal que el elemento ya no puede soportar cargas ni deformaciones, causando así en el edificio inestabilidad.

En la tabla 4.10 se describe el daño que hay en la articulación y en el intervalo de desplazamiento que estará; para los eslabones el desplazamiento plástico es un valor directo, para el contraviento está en función del desplazamiento plástico a compresión o tensión; y para vigas y columnas en función del ángulo de rotación plástica.

TABLA 4.11 Identificación del desplazamiento plástico de los elementos de los edificios, en función de los criterios de aceptación

LIMITES	B		IO		LS		CP		COLAPSO
	INF	SUP	INF	SUP	INF	SUP	INF	SUP	
ESLABONES (rad)	$\gamma_p \geq$	$<0.005$	$\geq 0.005$	$<0.11$	$\geq 0.11$	$<0.14$	$\geq 0.14$	$<0.15$	$\geq 0.15$
CONTRAVIENTOS	$\Delta_p \geq$	$<0.25\Delta_p$	$\geq 0.25\Delta_p$	$<4\Delta_p$	$\geq 4\Delta_p$	$<6\Delta_p$	$\geq 6\Delta_p$	$<7\Delta_p$	$\geq 7\Delta_p$
VIGAS	$\theta_p \geq$	$<1\theta_p$	$\geq 1\theta_p$	$<6\theta_p$	$\geq 6\theta_p$	$<8\theta_p$	$\geq 8\theta_p$	$<9\theta_p$	$\geq 9\theta_p$
COLUMNA 1	$\theta_p \geq$	$<0.25\theta_p$	$\geq 0.25\theta_p$	$<2\theta_p$	$\geq 2\theta_p$	$<3\theta_p$	$\geq 3\theta_p$	$<4\theta_p$	$\geq 4\theta_p$
COLUMNA 2	$\theta_p \geq$	$<1\theta_p$	$\geq 1\theta_p$	$<6\theta_p$	$\geq 6\theta_p$	$<8\theta_p$	$\geq 8\theta_p$	$<9\theta_p$	$\geq 9\theta_p$
COLUMNA 3	$\theta_p \geq$	$<0.8\theta_p$	$\geq 0.8\theta_p$	$<4.9369\theta_p$	$\geq 4.9369\theta_p$	$<6.6712\theta_p$	$\geq 6.6712\theta_p$	$<7.6712\theta_p$	$\geq 7.6712\theta_p$
FIGURA CON LA QUE SE IDENTIFICA									

Los valores de rotación en las columnas están en función de la relación de esbeltez que se indican en la tabla 4.11.

TABLA 4.12 *Relación de las columnas para la identificación del desplazamiento de la tabla 4.11*

Tipo de columna	ESBELTEZ
Columna 1	>9.1923
Columna 2	<7.3539
Columna 3	=7.8425

De manera ejemplificativa en las figuras 4.15 a 4.18 se describe la apariencia que tendría el eslabón dependiendo (la rotación plástica de éste) en que criterio de aceptación estaría.



FIGURA 4.15 *Eslabón en la zona B (Mansour; 2010)*



FIGURA 4.16 *Eslabón en la zona IO (Mansour; 2010)*



FIGURA 4.17 *Eslabón en la zona LS (Mansour; 2010)*

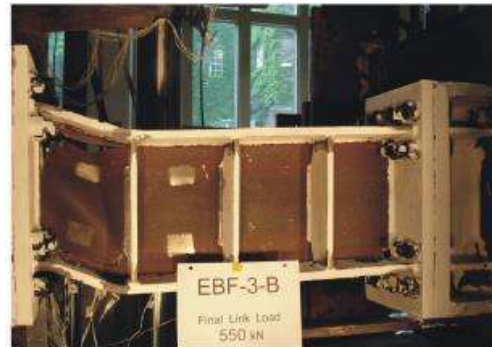


FIGURA 4.18 *Eslabón en la zona C (Mansour; 2010)*

Las figuras 4.15, 4.16 y 4.17 4.18 representan un desplazamiento para un criterio de aceptación de, fluencia, IO, LS y colapso; respectivamente. Se puede observar claramente el desplazamiento del eslabón a partir de la zona IO. En la figura 4.18 se ve que el eslabón es incapaz de seguir soportando carga ya que tiene un desgarre en el alma.

### 4.3.2. OBTENCIÓN DE CURVAS DE CAPACIDAD Y MECANISMOS DE COLAPSO

En las figuras de la 4.19 a 4.34, se muestran las curvas cortante-desplazamiento de azotea ( $V-\Delta$ ) de los 4 edificios y el mecanismo de colapso en cada marco (M-0E, M-1E, M-2E) que presenta en cada edificio identificando el desplazamiento de cada articulación.

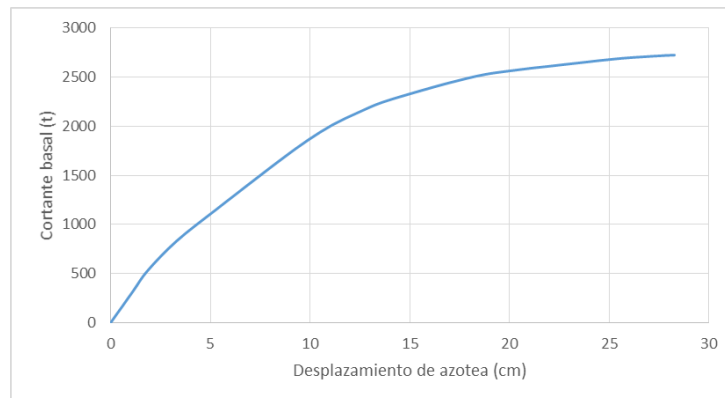


FIGURA 4.19 Curva  $V-\Delta$  para el edificio de 4 niveles

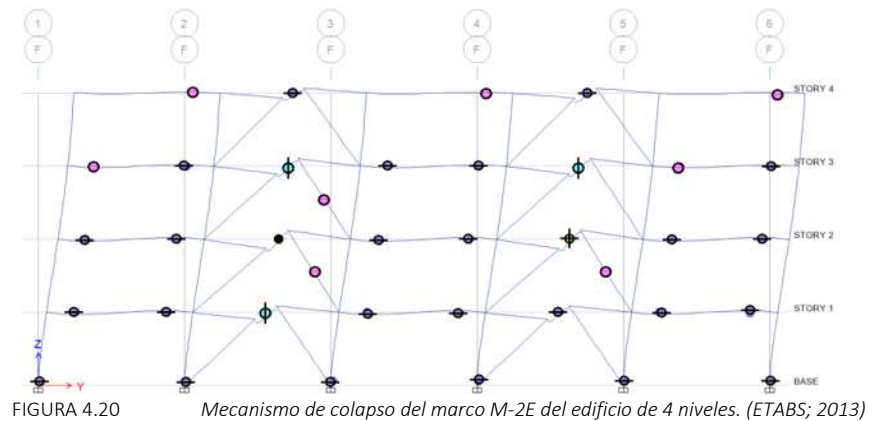


FIGURA 4.20 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 4 niveles. (ETABS; 2013)

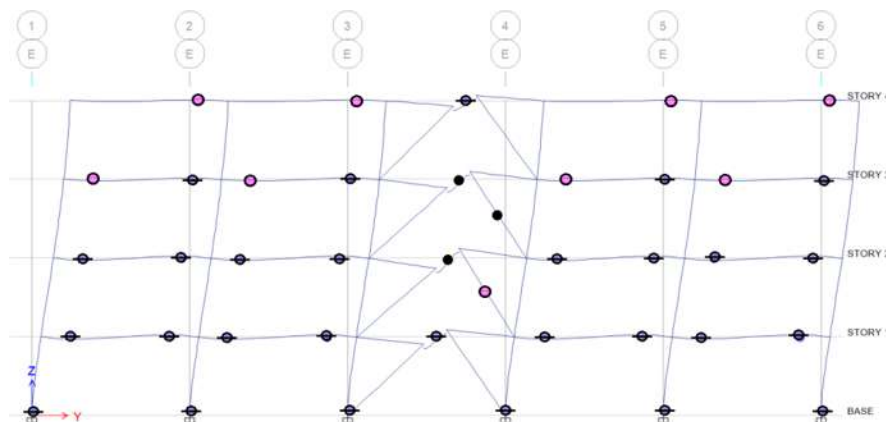


FIGURA 4.21 Mecanismo de colapso del marco M-1E del edificio de 4 niveles (ETABS; 2013)

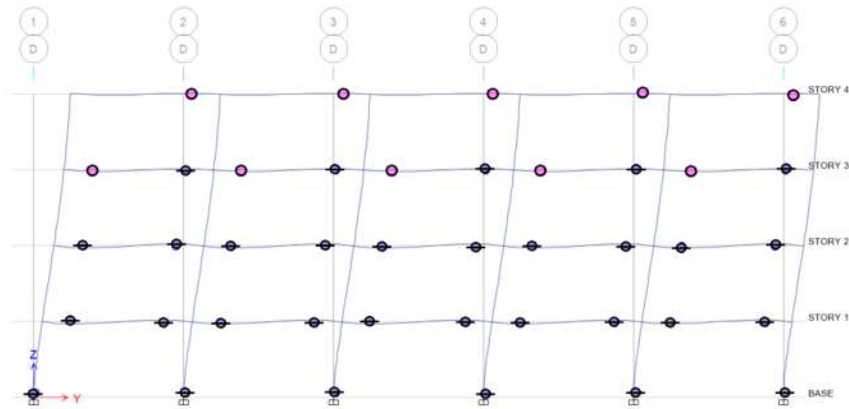


FIGURA 4.22 Mecanismo de colapso del marco M-0E del edificio de 4 niveles (ETABS; 2013)

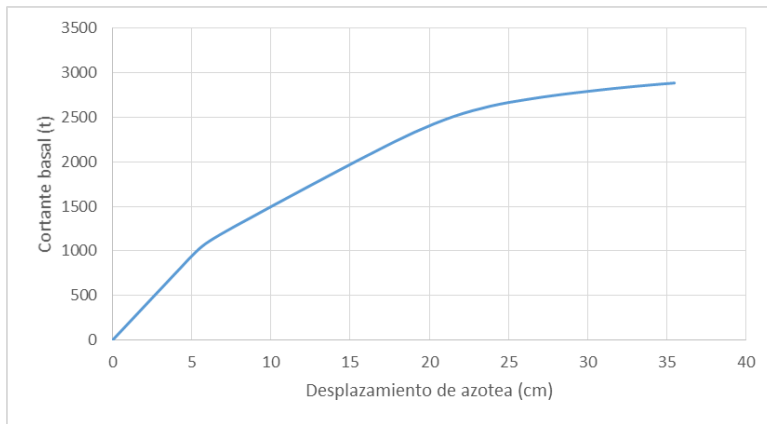


FIGURA 4.23 Curva V-Δ para el edificio de 8 niveles

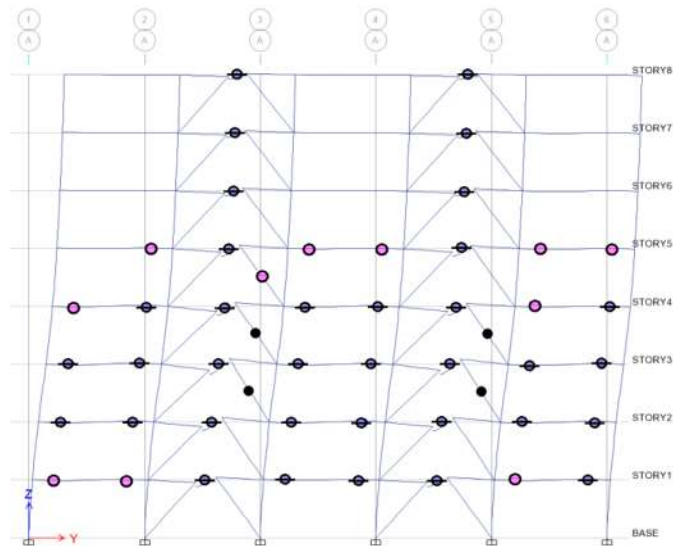


FIGURA 4.24 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 8 niveles (ETABS; 2013)

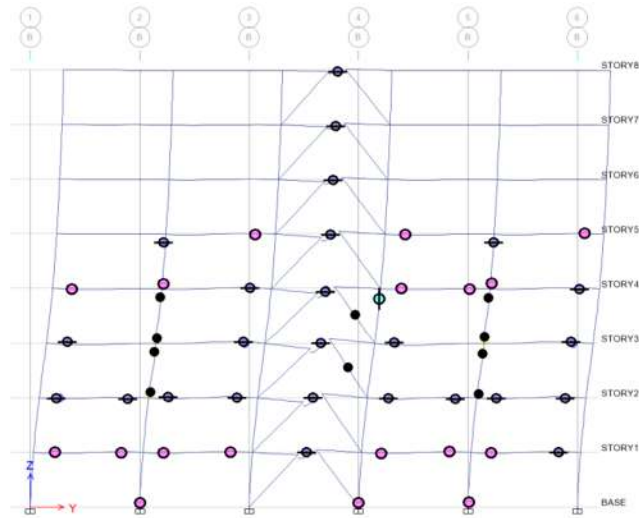


FIGURA 4.25 Mecanismo de colapso del marco M-1E del edificio de 8 niveles (ETABS; 2013)

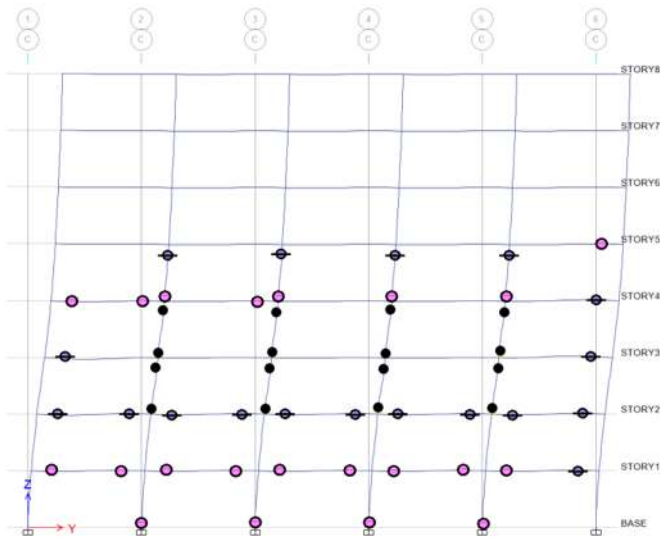


FIGURA 4.26 Mecanismo de colapso del marco M-0E del edificio de 8 niveles (ETABS; 2013)

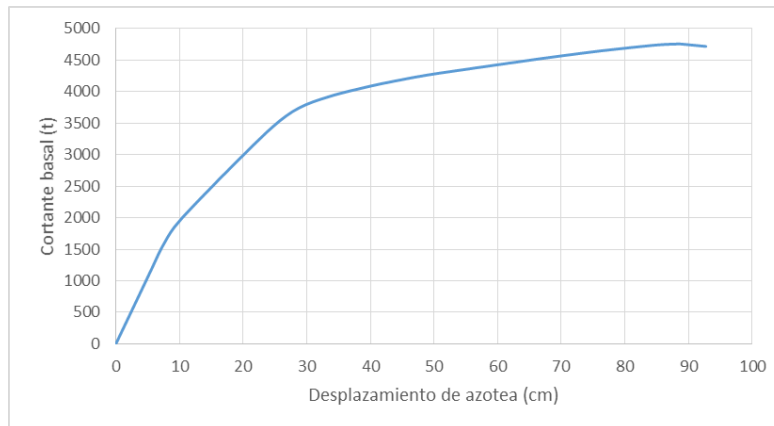


FIGURA 4.27 Curva V-Δ para el edificio de 12 niveles

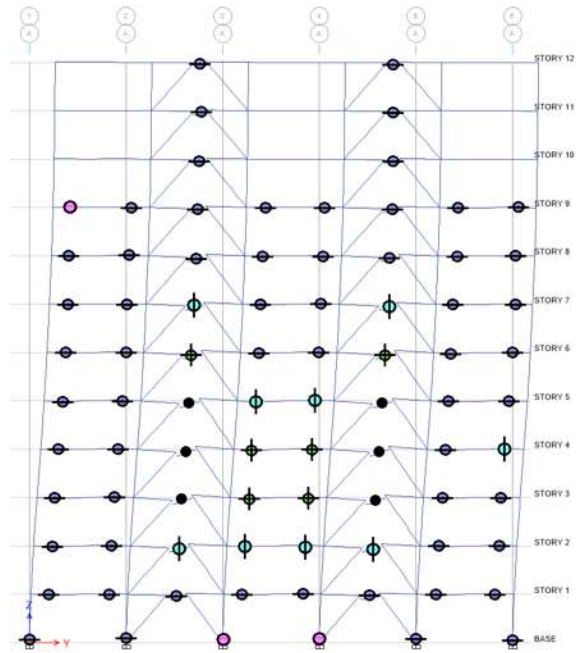


FIGURA 4.28 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 12 niveles (ETABS; 2013)

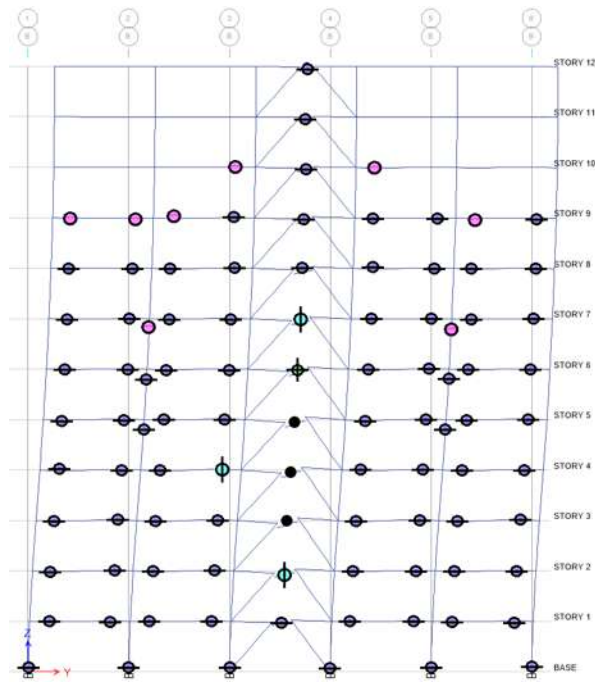


FIGURA 4.29 Mecanismo de colapso del marco M-1E del edificio de 12 niveles (ETABS; 2013)

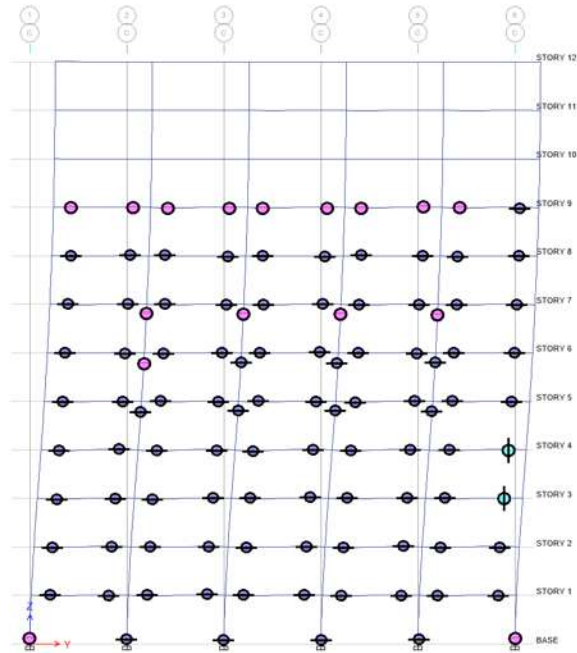


FIGURA 4.30 Mecanismo de colapso del marco M-OE del edificio de 12 niveles (ETABS; 2013)

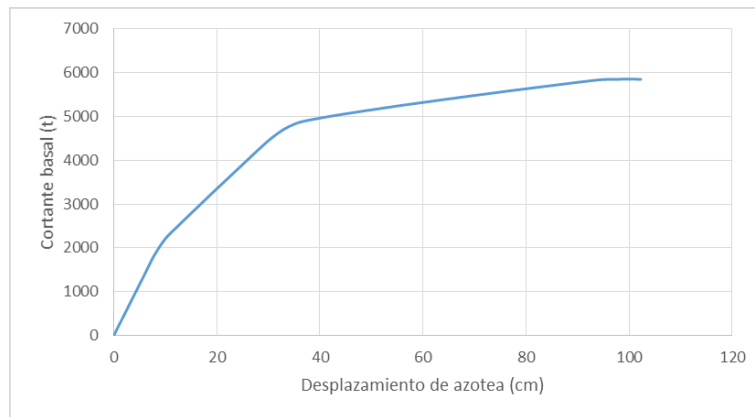


FIGURA 4.31 Curva V-Δ para el edificio de 16 niveles



FIGURA 4.32 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 16 niveles (ETABS; 2013)

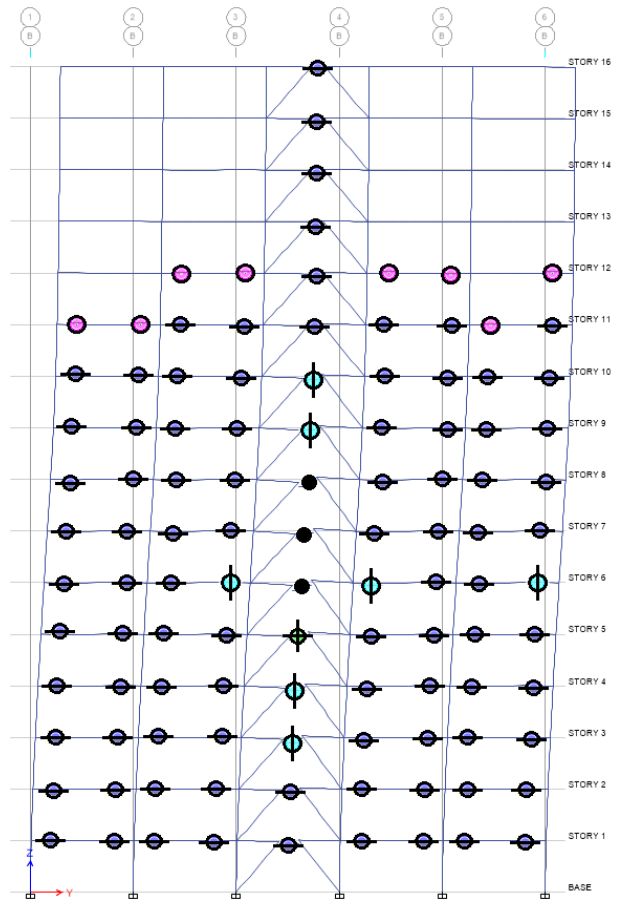


FIGURA 4.33 Mecanismo de colapso del marco M-1E del edificio de 16 niveles (ETABS; 2013)

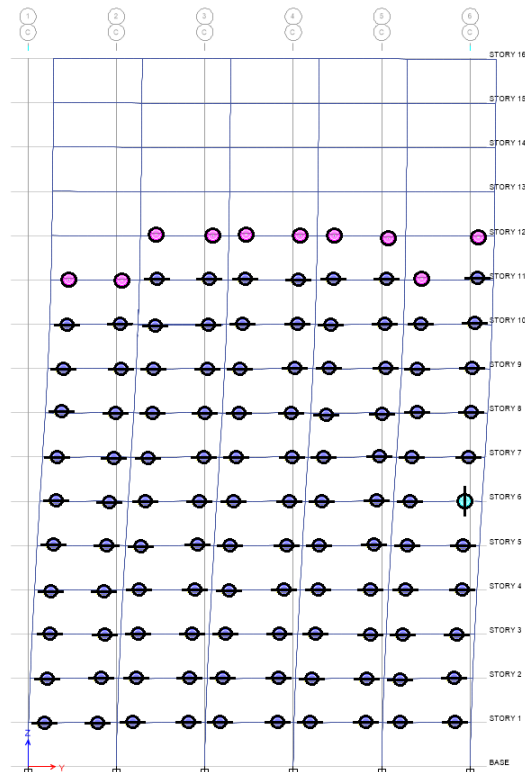


FIGURA 4.34 Mecanismo de colapso del marco M-OE del edificio de 16 niveles (ETABS; 2013)

Como se ve, en los mecanismos de los edificios de 4 y 8 niveles, el eslabón llega hasta el colapso acompañado del colapso de un contraviento para el edificio de 4 niveles en su tercer nivel (figura 4.21); y el colapso de contravientos en el edificio de 8 niveles para los niveles dos y tres (figuras 4.24 y 4.25); y añadiéndole eso al edificio de 8 niveles se presenta también colapso en las columnas para los niveles 3 y 4 (figuras 4.25 y 4.26). El colapso de los contravientos en estos edificios es causado porque en el diseño de los mismos se buscó una sección transversal que no estuviera tan sobrada para la carga de compresión resistente, en cambio los contravientos de los edificios 12 y 16, por ser contravientos de peraltes más grandes, se dejó de lado buscar una sección óptima para poder cumplir los requisitos de estructuras moderadamente dúctiles que se mencionan en la tabla 2.1. La causa del posible fallo en las columnas del edificio de 8 niveles puede estar relacionado por el cambio de sección del nivel 2 al 3 tanto de contravientos como de columnas, ya que aunque cumple con el requisito que piden las NTCS-04 que la diferencia de rigideces por entrepiso no excede en más del 50% del piso inmediatamente inferior pero en la referencia Tena y Tapia (10), recomienda evitar este tipo de cambios en ambas secciones, teniendo en cuenta que son sistemas estructurales distintos, se modifica el edificio de 8 niveles para cumplir con esta condición ya que el resto de los edificios la cumple.

### 4.3.3. RECTIFICACIÓN DE LOS MODELOS EN LOS EDIFICIOS 4 Y 8

Haciendo un procedimiento de análisis y diseño semejante al que se describe en el capítulo 3 se hace la corrección en los edificios de 4 y 8 niveles en tablas 4.12 a 4.15 se muestran las secciones finales únicamente de las que se modificaron. Como se modifica la rigidez y el peso de los edificios el primer modo del edificio cambia, modificando así la distribución de carga lateral que se le aplica al edificio y ciertas articulaciones, únicamente se hace la mención de que se considera ya que el cálculo es igual a lo respectivamente anterior.

TABLA 4.13 *Diseño final de los contravientos por nivel edificio de 4 niveles*

CONTRAVIENTOS		
NIVEL	SECCIÓN (TIPO CAJÓN; CM)	ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO
N4	13 x 13 x 0.95	49.40°
N3	13 x 13 x 0.95	49.40°
N2	13 x 13 x 0.95	49.40°
N1	13 x 13 x 0.95	49.40°

TABLA 4.14 *Diseño final de los eslabones por nivel con detalle de sus atiesadores edificio de 8 niveles*

ESLABÓN											
NIVEL	SECCIÓN			ROTACIÓN	e (cm)	ATIESADORES INTERMEDIOS (CM)					
N8	IR	127 mm x	28.10 kg/m	0.0099 rad	110	4	PLACAS DE	6x1.27	@	27.50	Por un solo lado
N7	IR	203 mm x	31.20 kg/m	0.0138 rad	110	4	PLACAS DE	7x1.27	@	27.50	Por un solo lado
N6	IR	254 mm x	44.80 kg/m	0.0152 rad	110	2	PLACAS DE	7x1.27	@	55.00	Por un solo lado
N5	IR	254 mm x	80.00 kg/m	0.0176 rad	110	3	PLACAS DE	12x1.27	@	36.67	Por un solo lado
N4	IR	203 mm x	86.60 kg/m	0.0182 rad	110	2	PLACAS DE	10x1.59	@	55.00	Por un solo lado
N3	IR	356 mm x	71.40 kg/m	0.0180 rad	120	4	PLACAS DE	10x1.27	@	30.00	Por un solo lado
N2	IR	254 mm x	114.50 kg/m	0.0181 rad	120	2	PLACAS DE	12x1.59	@	60.00	Por un solo lado
N1	IR	254 mm x	101.30 kg/m	0.0135 rad	120	3	PLACAS DE	12x1.27	@	40.00	Por un solo lado

TABLA 4.15 *Diseño final de los contravientos por nivel edificio de 8 niveles*

CONTRAVIENTOS		
NIVEL	SECCIÓN (TIPO CAJÓN; CM)	ÁNGULO DEL CONTRAVIENTO
N8	15 x 15 x 1.27	49.87 °
N7	15 x 15 x 1.27	49.87 °
N6	15 x 15 x 1.27	49.87 °
N5	15 x 15 x 1.27	49.87 °
N4	15 x 15 x 1.27	49.87 °
N3	15 x 15 x 1.27	50.36 °
N2	15 x 15 x 1.27	50.36 °
N1	15 x 15 x 1.27	50.36 °

TABLA 4.16 *Diseño final de vigas y columnas diferenciando la zona central del marco que contiene 2 eslabones edificio de 8 niveles*

NIVEL	MARCOS M-0E, M-1E, M-2E					MARCO M-2E CENTRO														
	COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS					COLUMNAS (TIPO CAJÓN; CM)					VIGAS				
N8	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 112.90 kg/m (W18"x 76 lb/ft)					40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)				
N7	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 112.90 kg/m (W18"x 76 lb/ft)					40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)				
N6	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	1.27	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)				
N5	40	X	40	X	1.27	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	1.27	IR 610 mm x 217.80 kg/m (W24"x 146 lb/ft)				
N4	40	X	40	X	1.91	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	2.54	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)				
N3	40	X	40	X	1.91	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	2.54	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)				
N2	40	X	40	X	2.22	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	3.18	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)				
N1	40	X	40	X	2.22	IR 457 mm x 177.80 kg/m (W18"x 119 lb/ft)					40	X	40	X	3.18	IR 686 mm x 240.10 kg/m (W27"x 161 lb/ft)				

En las figuras de la 4.35 a 4.42 se muestran las nuevas curvas cortante-desplazamiento (V-Δ) de los 2 edificios y el mecanismo de colapso en cada marco (M-0E, M-1E, M-2E) que presenta en cada edificio identificando el desplazamiento de cada articulación.

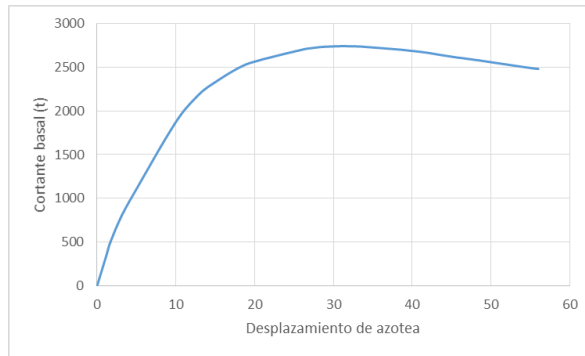


FIGURA 4.35 *Curva V-Δ para el edificio de 4 niveles*

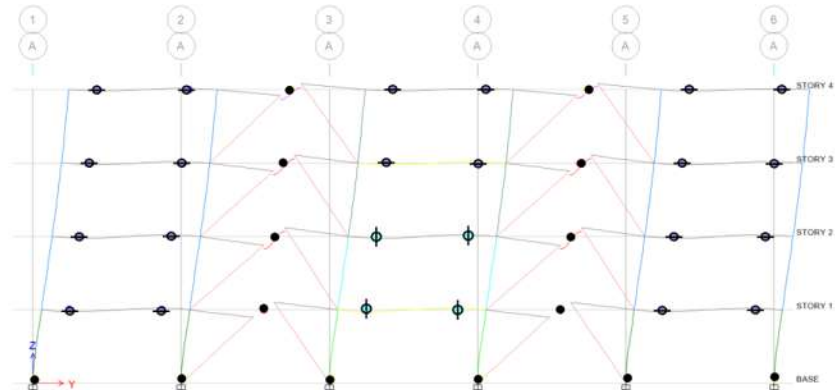


FIGURA 4.36 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 4 niveles (ETABS; 2013)

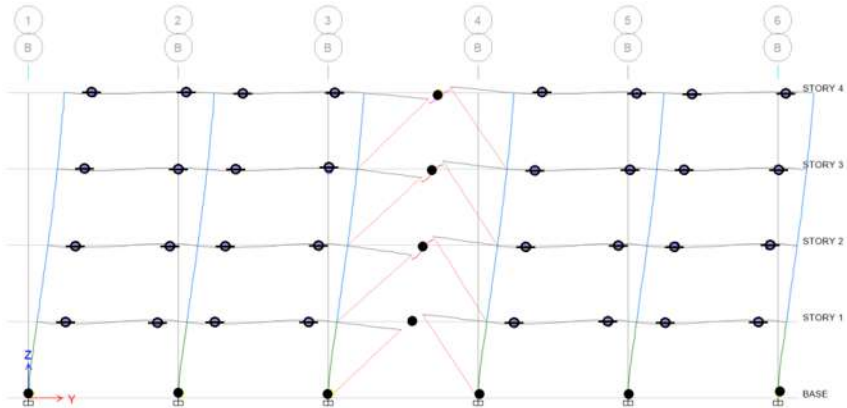


FIGURA 4.37 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 4 niveles (ETABS; 2013)

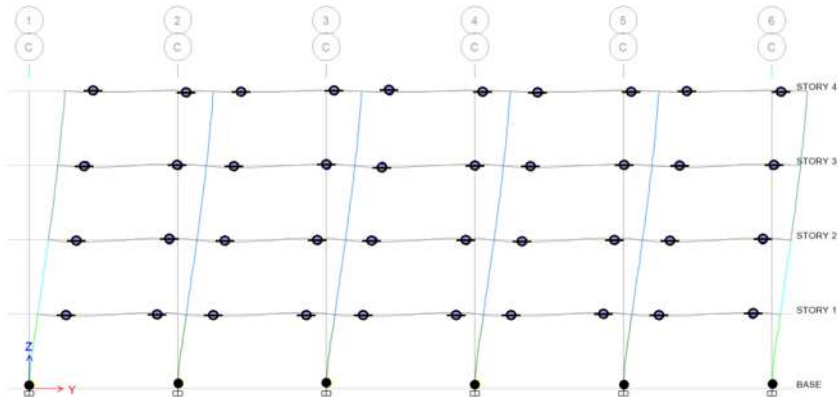


FIGURA 4.38 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 4 niveles (ETABS; 2013)

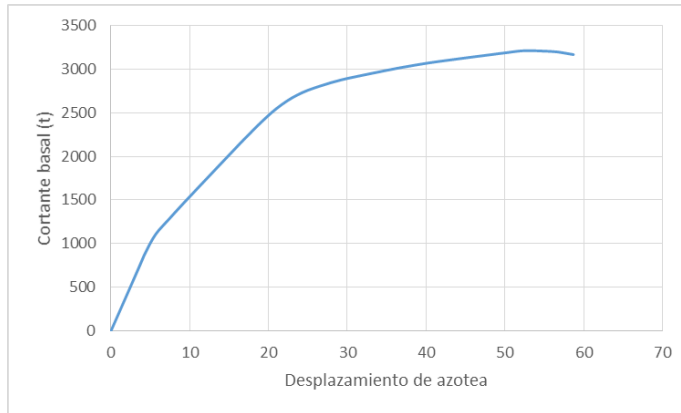


FIGURA 4.39 Curva V-Δ para el edificio de 8 niveles

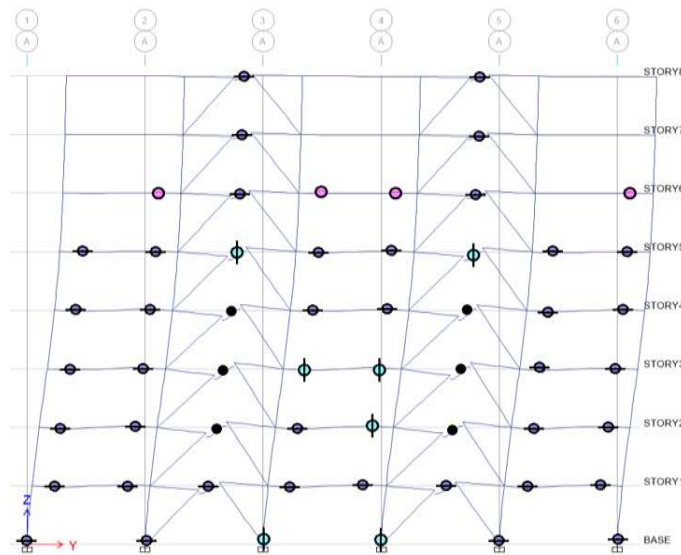


FIGURA 4.40 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 8 niveles (ETABS; 2013)

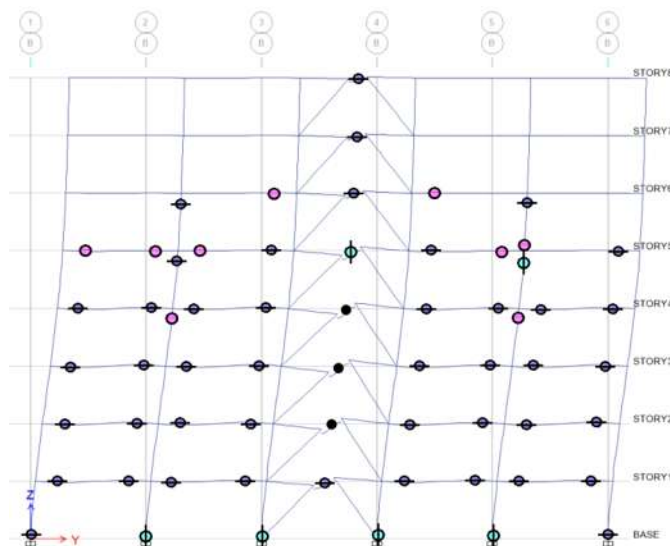


FIGURA 4.41 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 8 niveles (ETABS; 2013)

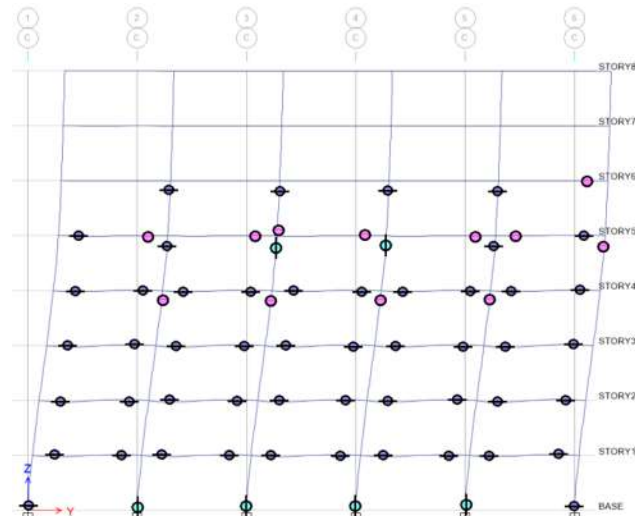


FIGURA 4.42 Mecanismo de colapso del marco M-2E del edificio de 8 niveles (ETABS; 2013)

Con esta pequeña modificación en los contravientos, se puede apreciar la influencia de estos en el comportamiento general del marco, ya que se comportaría como una estructura con baja ductilidad al momento de que se presente fallo en los contravientos reduciendo el desplazamiento último al que puede llegar el marco; ya que se espera que fallen todos los eslabones y hasta después los contravientos.

#### 4.3.4. CURVAS FUERZA CORTANTE NORMALIZADA-DISTORSIÓN

Teniendo ya las curvas cortante-desplazamiento de azotea ( $V-\Delta$ ) de los 4 edificios, se procede al cálculo de las curvas cortante normalizada en función del peso del edificio y distorsión global ( $V/W$  vs  $\delta_g$ ); la distorsión global se calculó a través del desplazamiento de la base y la azotea del edificio entre la altura del edificio, para cada punto de la curva  $V-\Delta$ .

Como se puede observar en los mecanismos de colapso de los 4 edificios, no en todos los entrepisos hay colapso en los eslabones, esto indica que si se pretende determinar una ductilidad global para el edificio puede que exista en algún entrepiso una ductilidad menor, por esto para cada entrepiso de todos los niveles se graficaron curvas cortante por entrepiso y desplazamiento relativo de entrepiso y éstas a su vez se transformaron a curvas fuerza cortante normalizada en función del peso del edificio y distorsión de entrepiso ( $V/W$  vs  $\delta$ ). Con éstas curvas se puede determinar la ductilidad por entrepiso y verificar que la distorsión de dicho entrepiso esté alrededor de valores permitidos aceptados. Se espera que las distorsiones que se presenten para los entrepisos con mayor ductilidad excedan por poco a la distorsión máxima.

Para las capacidades se definirá una curva bilineal con igualación de áreas, la cual consiste en trazar dos líneas de pendientes distintas, sobre la curva  $V/W$  vs  $\delta$ , donde se deberá cumplir que el

área superior e inferior a la curva  $V/W$  vs  $\delta$  delimitada por la curva bilineal sean iguales (Figura 4.43).

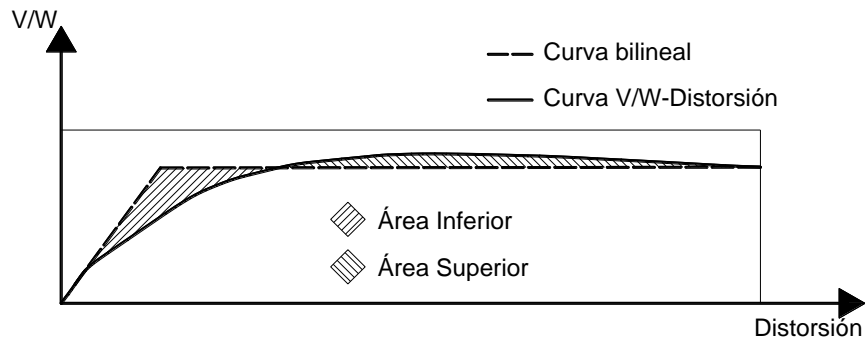


FIGURA 4.43 Áreas superior e inferior para igualación de áreas

La distorsión teórica definida de las curvas bilineales, que es considerada usualmente en los reglamentos para la definición de la distorsión de fluencia está definida como  $\delta_y$ . Por lo anterior es posible obtener dos diferentes magnitudes de ductilidad; una relacionada con las distorsiones de la primera fluencia  $\delta_f$  obtenida de las curvas  $V/W-\delta$  y una ductilidad teórica obtenida con la distorsión de fluencia  $\delta_y$  de la curva bilineal (Figura 4.44).

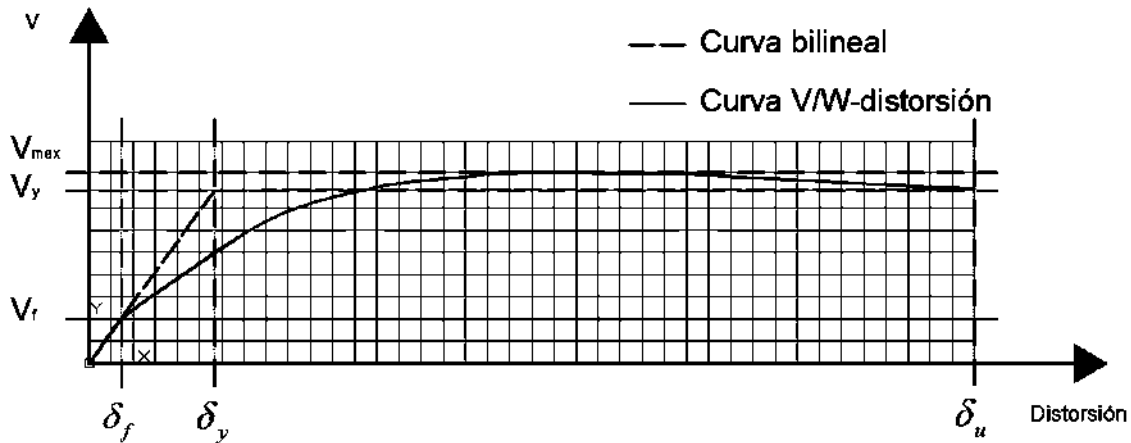


FIGURA 4.44 Definición de la distorsión en primera fluencia y la distorsión de fluencia.

En lo referente a prevención contra colapso del Anexo A de las NTCS-04, los valores límite que deben tener las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de un análisis con un espectro sísmico no reducido, no deben exceder a lo que se menciona en la tabla 4.16 (en función del sistema estructural).

TABLA 4.17 *Distorsiones permisibles de entrepiso para seguridad contra colapso*

Sistema estructural	Distorsión de entrepiso ( $\lambda_{u-perm}$ )
Marcos dúctiles de acero (Q=3 ó 4)	0.030
Marcos de acero con ductilidad limitada (Q=1 ó 2)	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero con contravientos concéntricos	0.015

Como se observa en la tabla 4.16, cuando el sistema estructural se diseña para valores de ductilidad de tres o cuatro, la distorsión de entrepiso última se puede tomar hasta de 0.030, indicando también que para sistemas estructurales con contravientos excéntricos es de 0.020. Para los edificios en estudio se considera que se llegará a un ductilidad de 4 o mayor, por lo que se espera que en los análisis estáticos no lineales cuando menos se llegue a una distorsión de 0.030.

En la tabla 4.17 se hace un resumen de las distorsiones de la primera fluencia  $\delta_f$  por entrepiso y el cortante de entrepiso que se relaciona para esta distorsión.

TABLA 4.18 *Distorsión primera de fluencia por entrepiso*

	EDIFICIO DE 4 NIVELES	EDIFICIO DE 8 NIVELES	EDIFICIO DE 12 NIVELES	EDIFICIO DE 16 NIVELES
NIVEL	$\delta_f$ (%)	$\delta_f$ (%)	$\delta_f$ (%)	$\delta_f$ (%)
16				0.1390
15				0.1463
14				0.1392
13				0.1606
12			0.1167	0.1835
11			0.1779	0.1492
10			0.2039	0.2109
9			0.2486	0.2169
8		0.2038	0.2471	0.2213
7		0.2188	0.2493	0.1695
6		0.1713	0.2709	0.1997
5		0.1980	0.2930	0.2013
4	0.1655	0.1988	0.2955	0.1964
3	0.2444	0.2139	0.2048	0.1420
2	0.2870	0.2062	0.2805	0.1334
1	0.1976	0.2070	0.1889	0.1511

En las figuras 4.45 a 4.59 se muestran las gráficas cortante normalizado-distorsión global, además de las curvas cortante normalizado-distorsión para cada entrepiso, obtenidas con el análisis estático no lineal de empuje incremental como su bilinealización. En todos los casos se indica la distorsión del entrepiso asociado al desplazamiento de colapso, identificando los límites de distorsión permisible ( $\delta_{perm}$ ) que en este caso es de 0.6%, la distorsión última para marcos con contraviento excéntrico ( $\delta_{umce}$ ) y la distorsión última para marcos dúctiles de acero ( $\delta_{umrm}$ ).

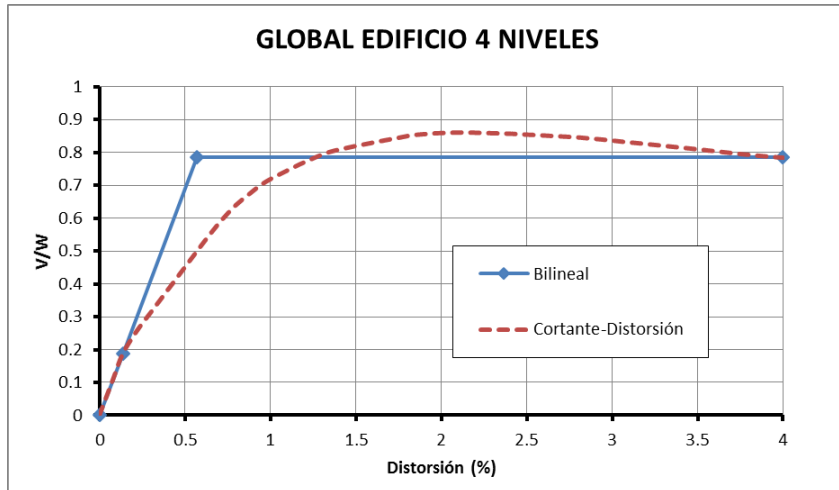


FIGURA 4.45 Curva  $V/W-\delta_g$  bilineal edificio 4 niveles

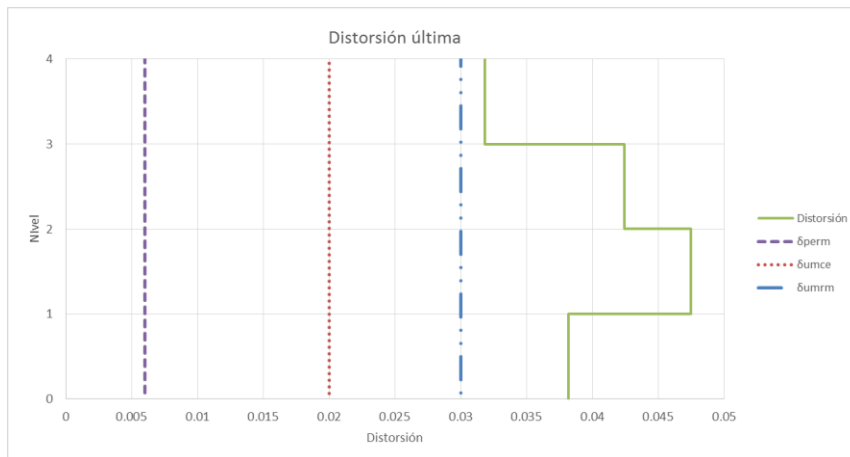


FIGURA 4.46 Distorsión de entresijos asociada al desplazamiento de colapso

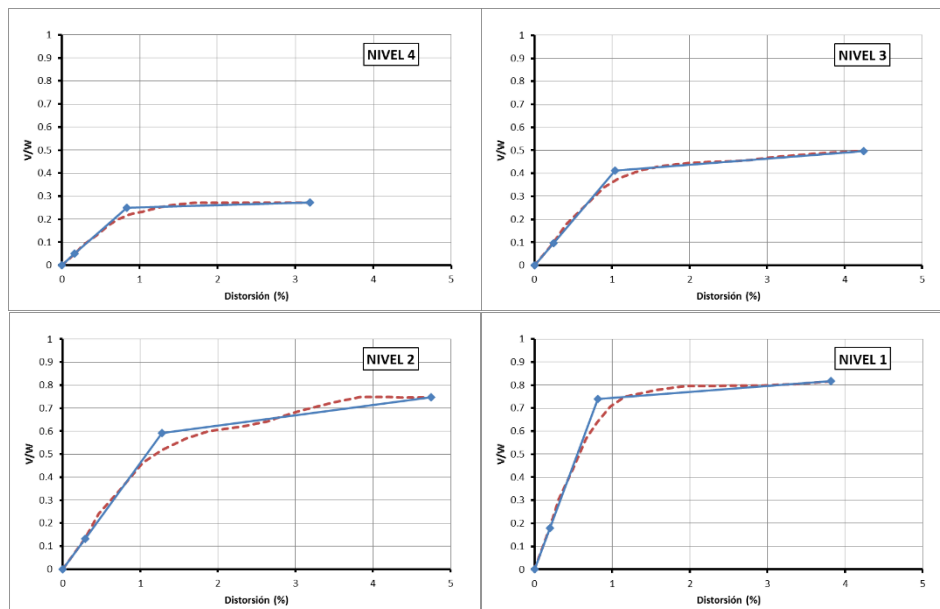


FIGURA 4.47 Curvas  $V/W-\delta$  bilineal por entresijo del edificio de 4 niveles

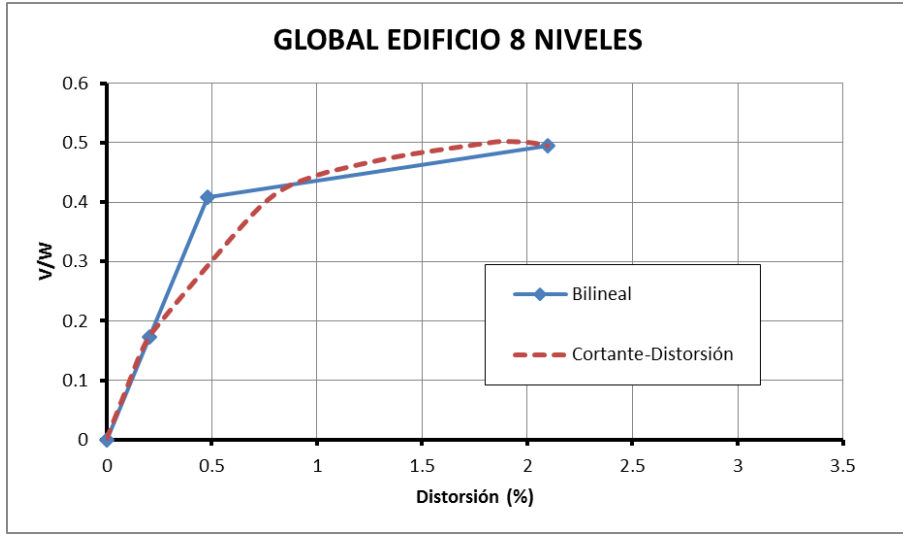


FIGURA 4.48 Curva  $V/W-\delta_g$  bilineal edificio 8 niveles

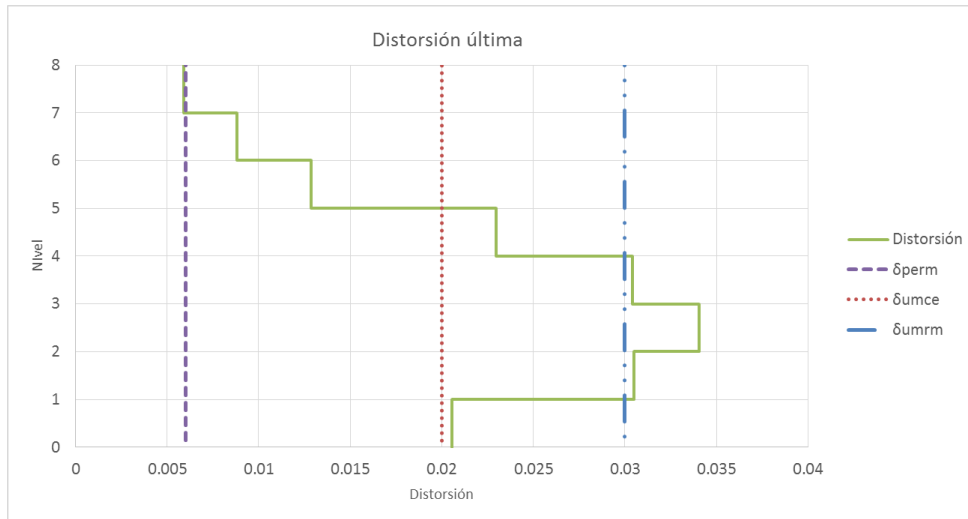


FIGURA 4.49 Distorsión de entresijos asociada al desplazamiento de colapso

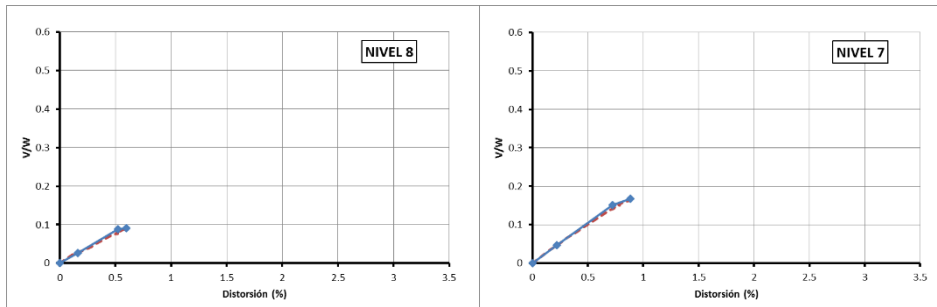


FIGURA 4.50 Curvas  $V/W-\delta$  bilineal por entresijo del edificio de 8 niveles piso de 8 y 7

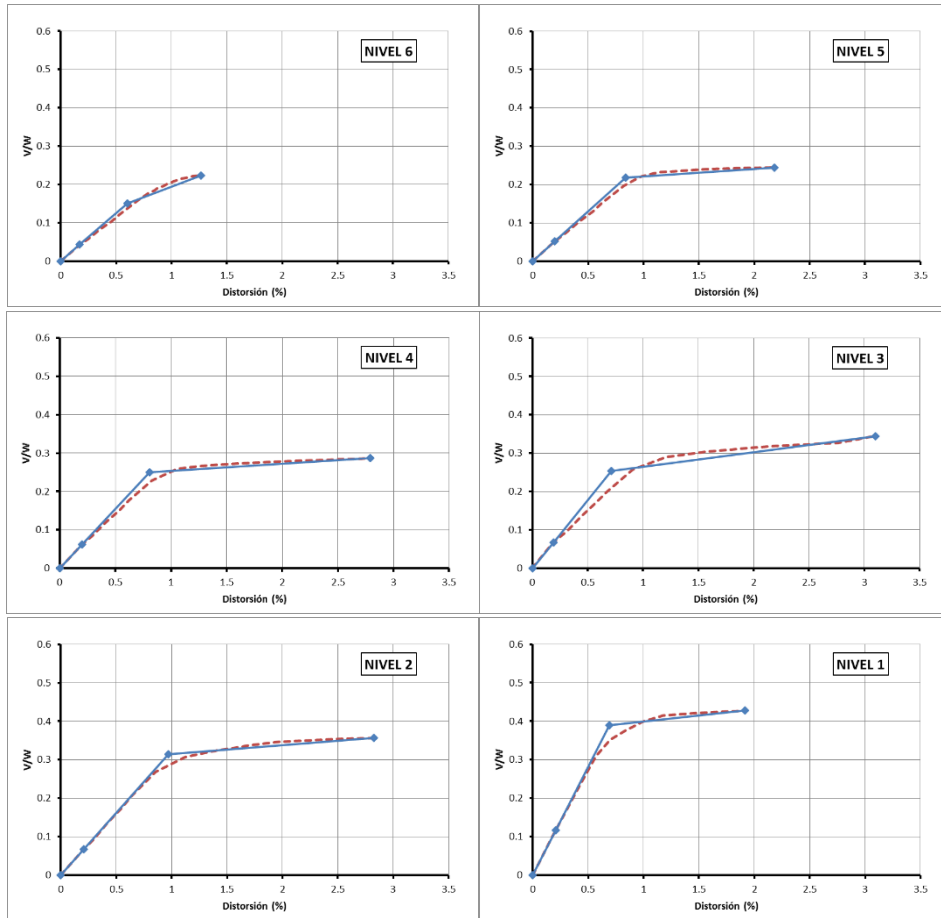


FIGURA 4.51 Curvas  $V/W-\delta$  bilineal por entrepiso del edificio de 8 niveles piso de 6 a 1

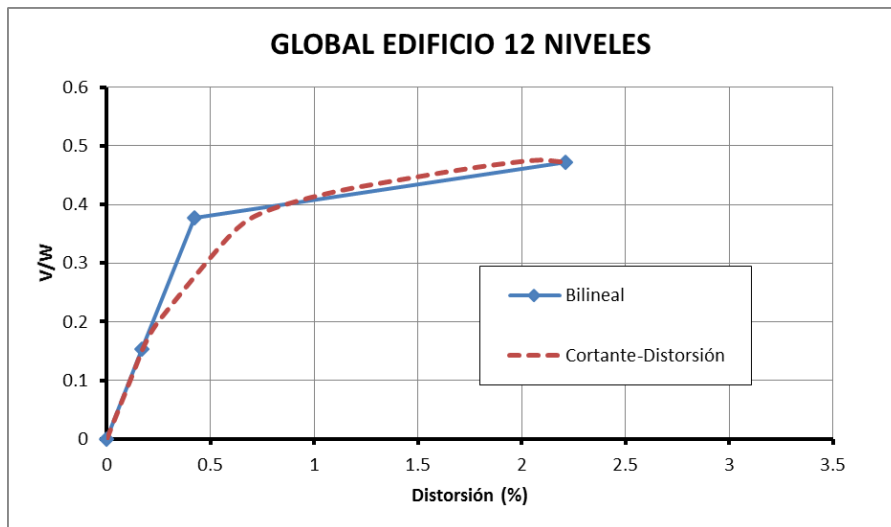


FIGURA 4.52 Curva  $V/W-\delta_g$  bilineal edificio 12 niveles

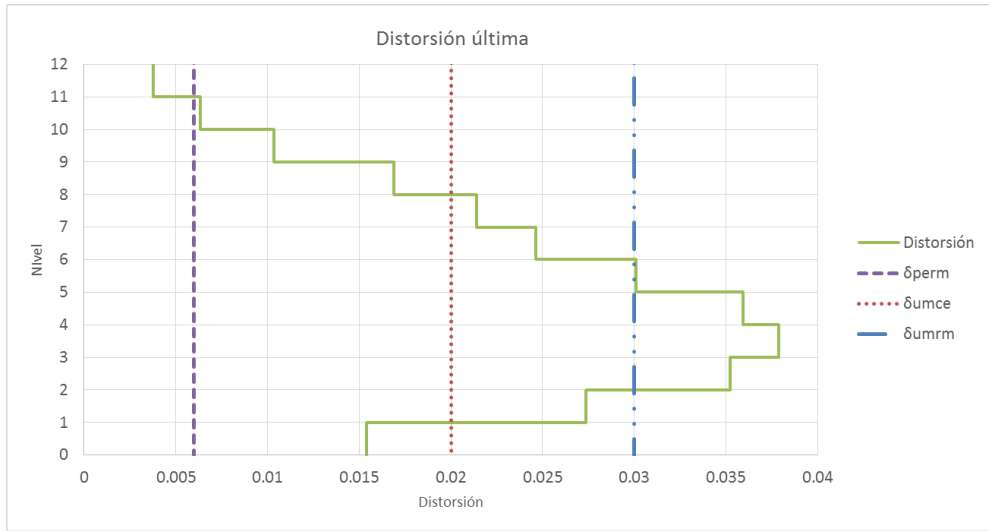


FIGURA 4.53 Distorsión de entrepisos asociada al desplazamiento de colapso

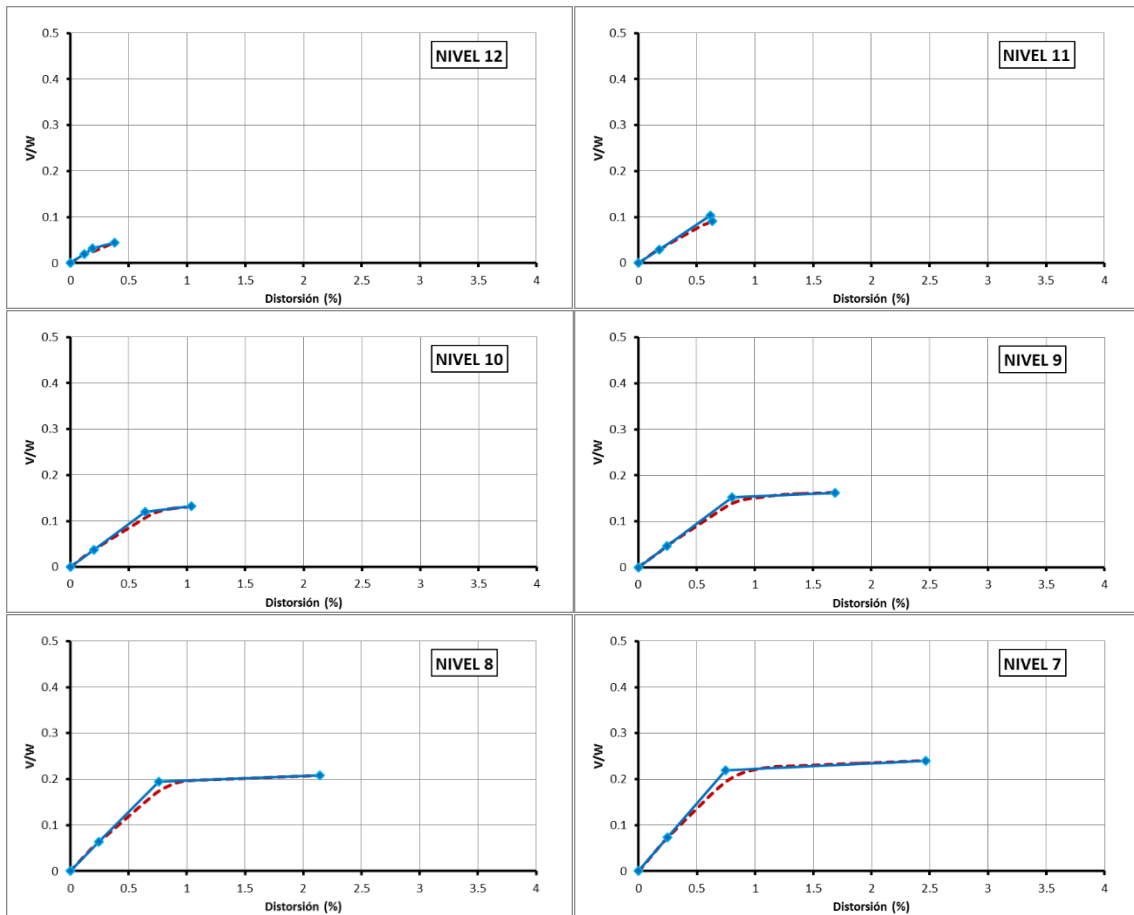


FIGURA 4.54 Curvas V/W- $\delta$  bilineal por entrepiso del edificio de 12 niveles piso de 12 a 7

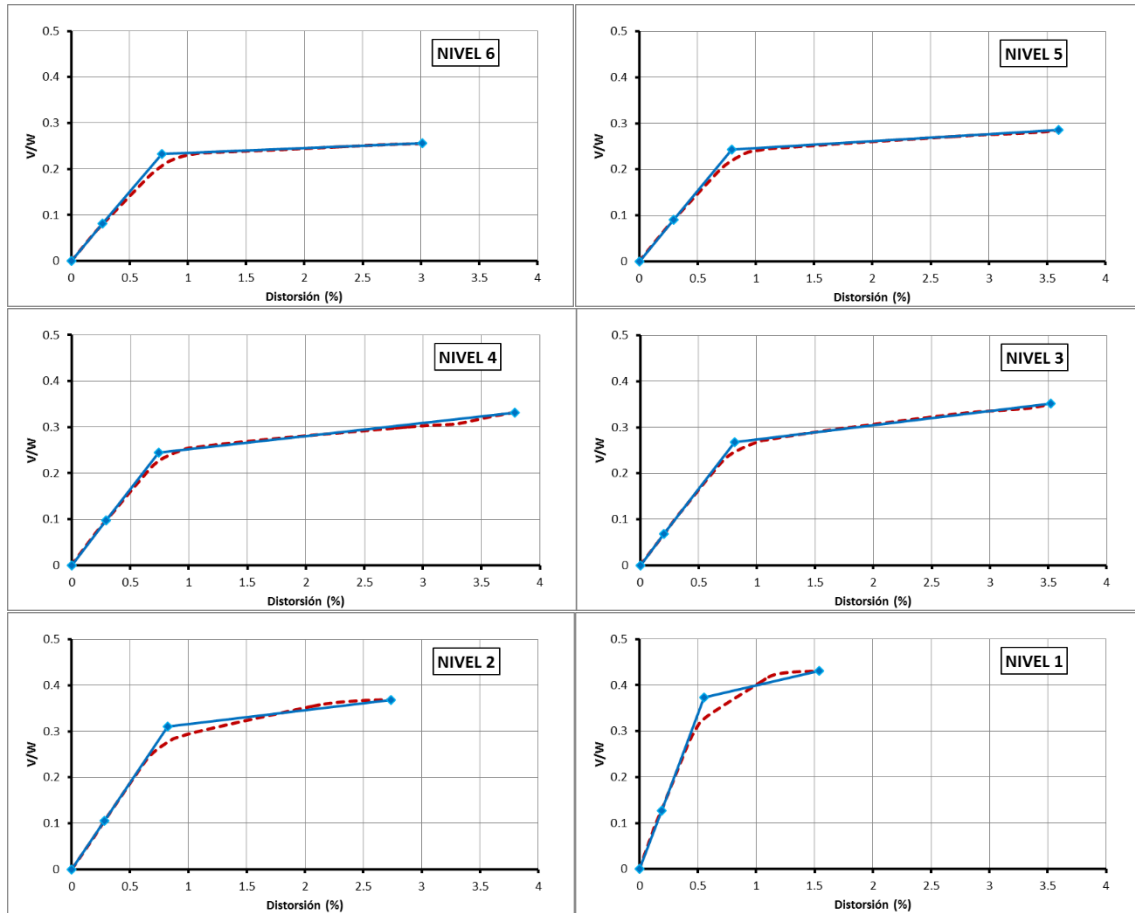


FIGURA 4.55 Curvas  $V/W-\delta$  bilineal por entrepiso del edificio de 12 niveles piso de 6 a 1

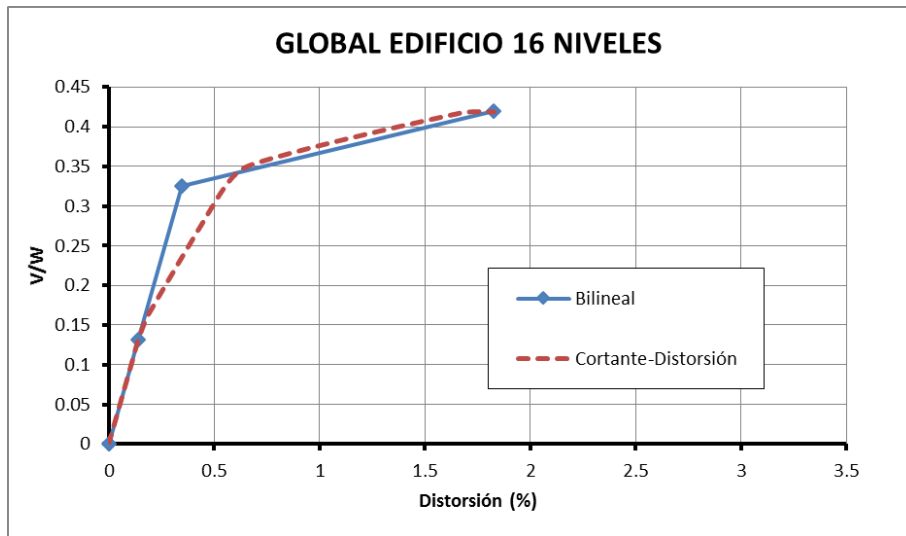


FIGURA 4.56 Curva  $V/W-\delta_g$  bilineal edificio 16 niveles

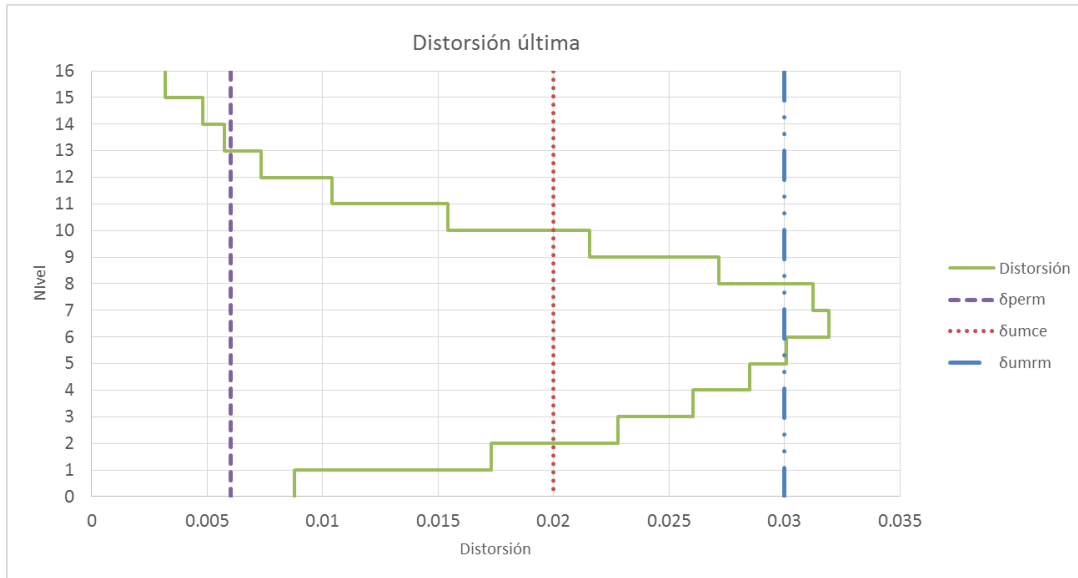


FIGURA 4.57 Distorsión de entresijos asociada al desplazamiento de colapso

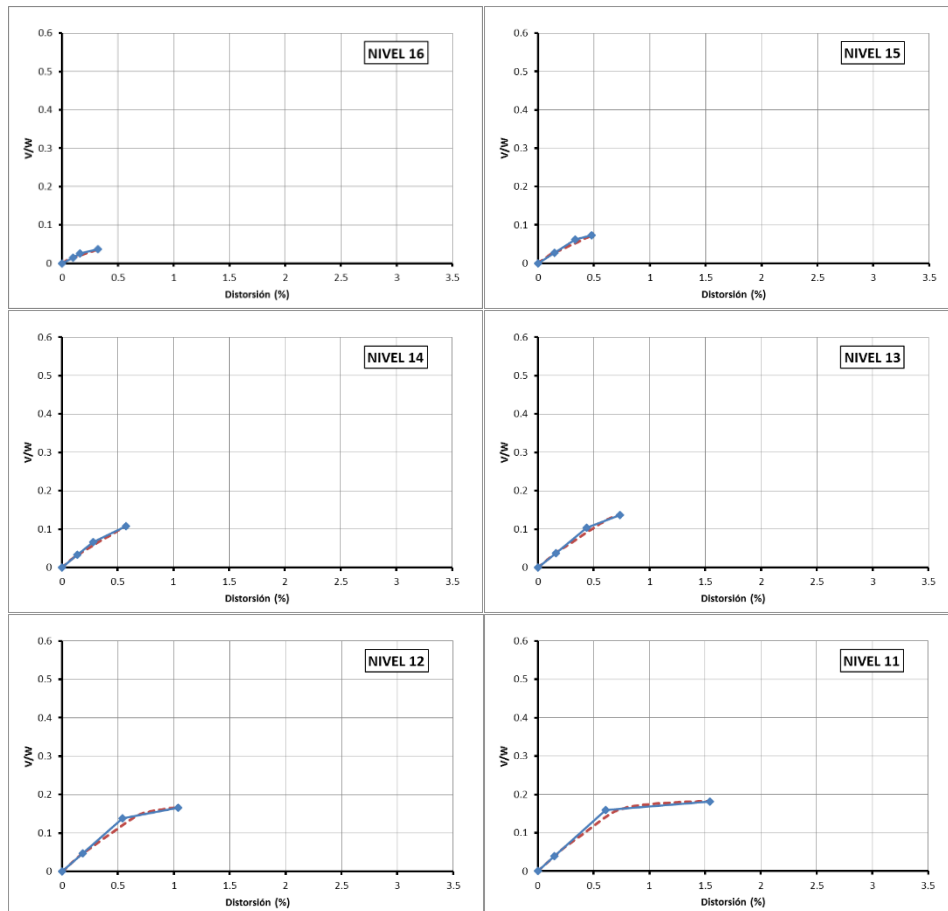


FIGURA 4.58 Curvas V/W- $\delta$  bilineal por entresijo del edificio de 16 niveles piso de 16 a 11

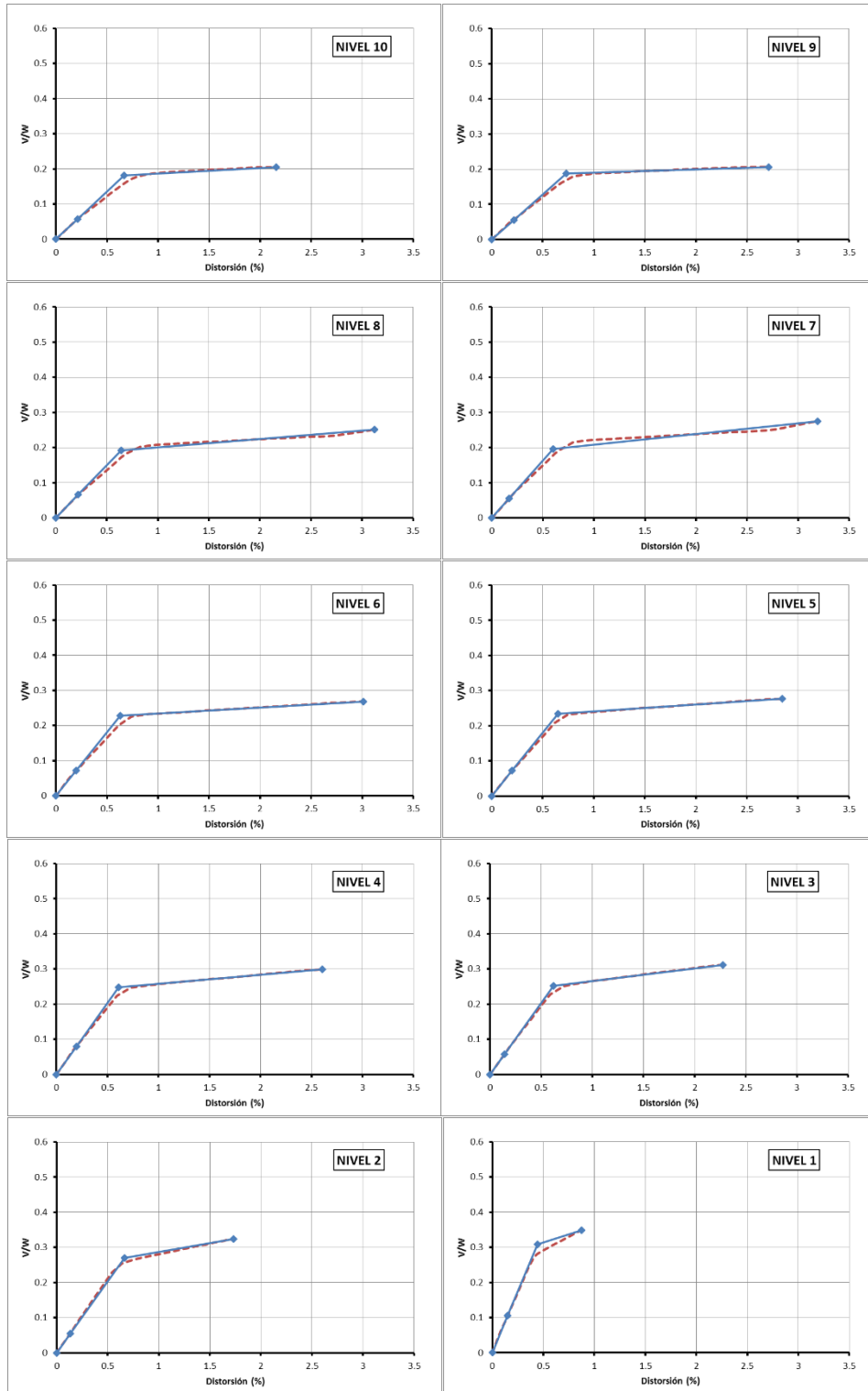


FIGURA 4.59 Curvas V/W- $\delta$  bilineal por entrepiso del edificio de 16 niveles piso de 10 a 1

#### 4.3.5. RESUMEN DE LAS DUCTILIDADES DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Como se puede observar, no en todos los entresijos se alcanzan la ductilidad esperada ya que los entresijos inferiores son los que fallan primero, gobernando así la ductilidad del resto de los entresijos, pero se puede ver una relación con la distorsión última y las ductilidades más altas por entresijo. En la tabla 4.18 se hace un resumen de distorsiones últimas y ductilidades de los entresijos en función de la distorsión de fluencia  $\delta_y$  incluyendo también la ductilidad global.

TABLA 4.19 Ductilidades por entresijo y globales

NIVEL	EDIFICIO DE 4 NIVELES		EDIFICIO DE 8 NIVELES		EDIFICIO DE 12 NIVELES		EDIFICIO DE 16 NIVELES	
	Ductilidad	Distorsión	Ductilidad	Distorsión	Ductilidad	Distorsión	Ductilidad	Distorsión
16							2.006	0.319%
15							1.445	0.480%
14							2.031	0.574%
13							1.686	0.735%
12					1.144	0.377%	1.925	1.039%
11					1.023	0.632%	2.534	1.541%
10					1.616	1.035%	<b>3.240</b>	<b>2.156%</b>
9					2.095	1.690%	<b>3.726</b>	<b>2.715%</b>
8			1.138	0.593%	2.824	2.140%	<b>4.856</b>	<b>3.124%</b>
7			1.230	0.882%	<b>3.313</b>	<b>2.465%</b>	<b>5.316</b>	<b>3.191%</b>
6			2.112	1.288%	<b>3.867</b>	<b>3.010%</b>	<b>4.756</b>	<b>3.009%</b>
5			2.603	2.298%	<b>4.533</b>	<b>3.595%</b>	<b>4.390</b>	<b>2.849%</b>
4	<b>3.831</b>	<b>3.186%</b>	<b>3.455</b>	<b>3.042%</b>	<b>5.106</b>	<b>3.787%</b>	<b>4.268</b>	<b>2.605%</b>
3	<b>4.087</b>	<b>4.246%</b>	<b>4.337</b>	<b>3.405%</b>	<b>4.358</b>	<b>3.522%</b>	<b>3.672</b>	<b>2.278%</b>
2	<b>3.704</b>	<b>4.747%</b>	2.913	3.049%	<b>3.327</b>	<b>2.738%</b>	2.600	1.731%
1	<b>4.702</b>	<b>3.821%</b>	2.774	2.057%	2.774	1.539%	1.977	0.877%
<b>GLOBAL</b>	<b>6.998</b>	-	<b>4.386</b>	-	<b>5.216</b>	-	<b>5.261</b>	-

Como se ve en la tabla 4.18, las ductilidades globales tienen valores mayores de 4 para los cuatro edificios. Para la ductilidad por entresijo se presenta un valor máximo asociado a una distorsión de entresijo máxima rigiendo así el comportamiento global del edificio. Las ductilidades máximas siempre son mayores de 4 en los edificios de 4 y 8 niveles; para los edificios de 12 y 16 niveles son mayores a 5. La suposición de que la distorsión última debe ser mayor de 3% es válida, ya que en todos los edificios sólo se presenta el mecanismo de colapso en presencia de distorsiones mayores al 3%.

#### 4.3.6. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS CURVAS CORTANTE NORMALIZADO - DISTORSIÓN GLOBAL

Se hace una descripción de la formación de las articulaciones en los edificios, con ayuda de las curvas  $V/W - \delta_g$ , indicando en el momento en que las distorsiones de entresijo exceden a las indicadas en la tabla 4.16 para la "distorsión de entresijo" permisible ( $\delta_{perm}$ ), la distorsión para prevención contra colapso en "marcos con contraventeo excéntrico" ( $\delta_{umce}$ ) y la distorsión para

prevención contra colapso en “marcos con factores de ductilidad de tres o cuatro” ( $\delta_{umrm}$ ). Se emplea la misma simbología de la tabla 4.10 para mostrar el desplazamiento que ha sufrido la articulación plástica usando (B) para indicar fluencia en la articulación, (IO) Ocupación Inmediata, (LS) Seguridad de vidas, (CP) Prevención de colapso y (C) colapso; con sus respectivas rotaciones indicadas en la tabla 4.10.

A partir de las curvas  $V/W-\delta_g$  obtenidas por el análisis estático no lineal de empuje incremental para los 4 edificios, se pueden identificar umbrales de daño para las mismas con los que se podrían poder elaborar curvas de fragilidad, las cuales permiten conocer la probabilidad de alcanzar o exceder determinados estados de daño en función de los desplazamientos espectrales. En las figuras 4.60 a 4.63 se describe el daño de cada elemento estructural para el cuál van apareciendo las articulaciones y su nivel de desplazamiento, así como la excedencia de distorsión permisible y de colapso.

- EDIFICIO DE 4 NIVELES

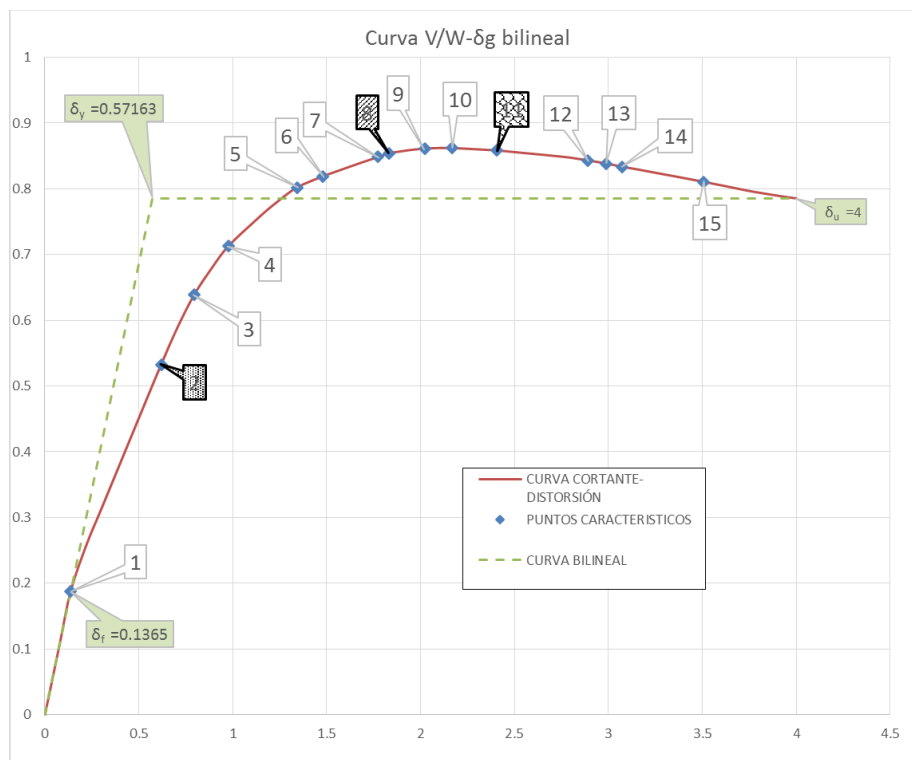


FIGURA 4.60 Descripción de la aparición de rotulas en el edificio de 4 niveles sobre la curva  $V/W-\delta_g$

TABLA 4.20 Descripción de los puntos de la figura 4.60

PUNTO DE LA CURVA	DESCRIPCIÓN
1	B en eslabones; IO en eslabones
2	<b>Distorsión de entrepiso permisible <math>\delta_y &gt; 0.6\%</math></b> , para una distorsión global de 0.6183%; IO en todos los eslabones
3	$\delta_{perm} > 0.6\%$ en todos los niveles; B en vigas
4	IO en vigas
5	B en la base de columnas del nivel 1
6	IO en la base de columnas del nivel 1
7	CP en eslabón
8	C en eslabón; <b>Se excede la distorsión de entrepiso <math>\delta_{umce} &gt; 2\%</math></b> para una distorsión global de 1.830%
9	C en todos los eslabones del nivel 2
10	B en todas las viga que no están junto al eslabón
11	C en todos eslabones Nivel 3; LS en la base de las columnas de nivel 1; <b>Se excede la distorsión de entrepiso <math>\delta_{umrm} &gt; 3\%</math></b> , para una distorsión global de 2.407%
12	CP en base de columnas en 88%
13	C en la base de columnas del primer nivel
14	C en todos eslabones del nivel 1
15	C en todos eslabones del nivel 4; C en la base de las columnas de nivel 1

- EDIFICIO DE 8 NIVELES

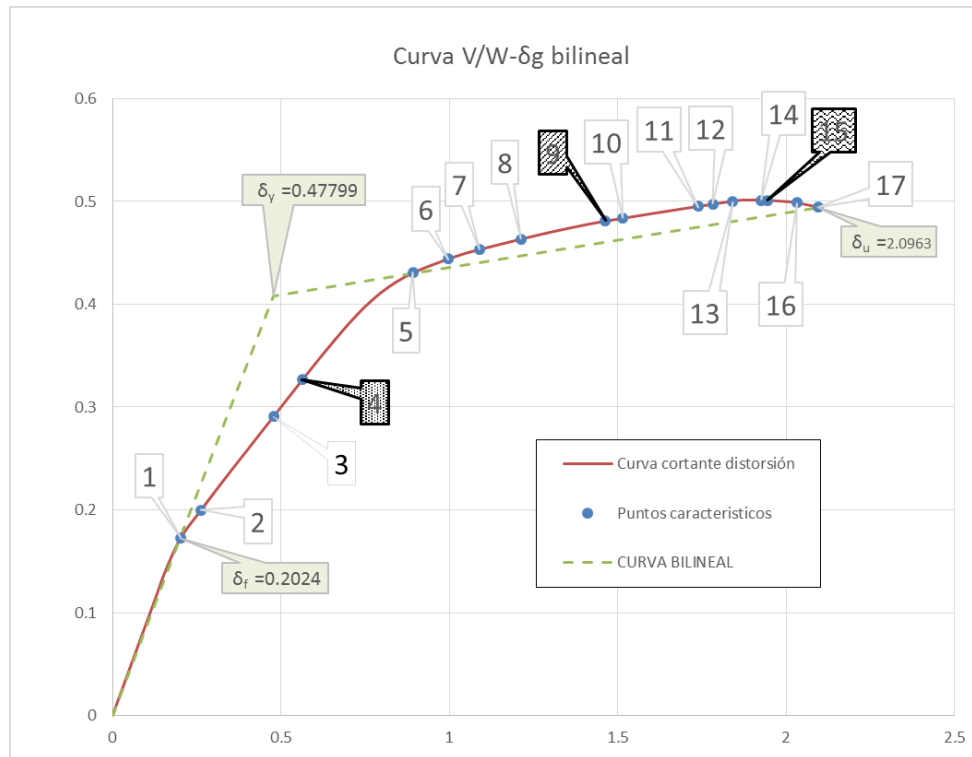


TABLA 4.21 Descripción de los puntos de la figura 4.61

PUNTO DE LA CURVA	DESCRIPCIÓN
1	Fluencia del primer eslabón
2	IO en eslabón
3	IO en todos eslabones
4	<b>Distorsión permisible <math>\delta_{perm} &gt; 0.6\%</math> en los niveles 2, 3, 4 y 5 para una distorsión global de 0.5646 %;</b> B en viga
5	IO en viga
6	B en columnas superior; IO en vigas
7	B en la base de las columnas de nivel 1; IO en columnas de niveles superiores
8	IO en la base de las columnas de nivel 1
9	LS en eslabón; B en la base de todas columnas nivel 1 restante; <b>Se excede la distorsión <math>\delta_{umce} &gt; 2\%</math> en el nivel 3 para una distorsión global de 1.4637 %</b>
10	LS en todas las columnas de base
11	CP en eslabón
12	LS en columnas base
13	C en eslabón
14	C en eslabones de todo el nivel 3
15	<b>Se excede la distorsión de entrepiso <math>\delta_{urm} &gt; 3\%</math> en el nivel 3 para una distorsión global de 1.945%;</b> C en eslabones de todo el nivel 4
16	LS en columnas superiores

17 C en todos eslabones del nivel 2

• EDIFICIO DE 12 NIVELES

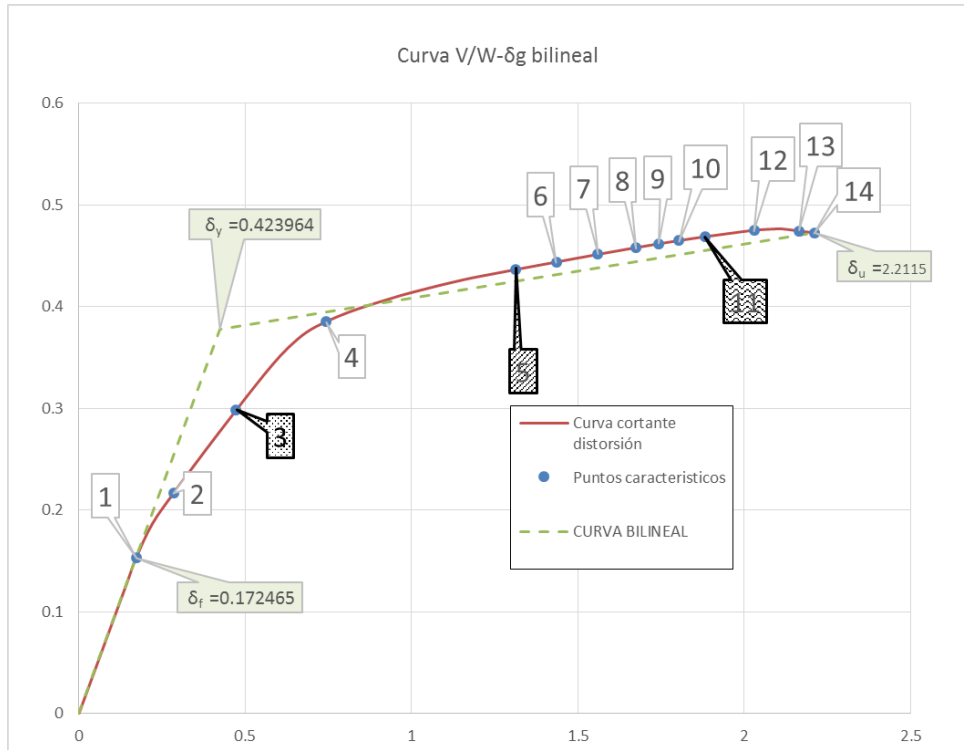


FIGURA 4.62 Descripción de la aparición de rotulas en el edificio de 12 niveles sobre la curva V/W-δg

TABLA 4.22 Descripción de los puntos de la figura 4.62

PUNTO EN LA CURVA	DESCRIPCIÓN
1	B en el primer eslabón
2	IO en eslabón
3	B en todos los eslabones; B en la primera viga; <b>Se excede la distorsión de entrepiso <math>\delta_{perm} &gt; 0.6\%</math> en el nivel 3 para una distorsión global de 0.473 %</b>
4	IO en viga
5	<b>Se excede la distorsión de entrepiso <math>\delta_{umce} &gt; 2\%</math> en los niveles 3, 4 y 5 para una distorsión global de 1.314 %</b>
6	B en la base de columnas superiores
7	LS en eslabón
8	IO en la base de las columnas de nivel 1
9	B en columna; LS en viga
10	B en la base de todas las columnas de nivel 1; LS en columna de niveles superiores
11	CP en eslabón; B en la base de las columnas de nivel 1; IO en columnas superiores; <b>Se excede la distorsión de entrepiso <math>\delta_{umrm} &gt; 3\%</math> en el nivel 4 para una distorsión global de 1.883%</b>
12	C en eslabón
13	CP en viga; C en todos eslabones del nivel 4
14	C en todos eslabones del nivel 3; C en 66.66% de los eslabones del nivel 5; <b>Se excede la distorsión de entrepiso <math>\delta_{umrm} &gt; 3\%</math> en los niveles 3, 4, 5</b>

y 6 para una distorsión global de 2.212%

• EDIFICIO DE 16 NIVELES

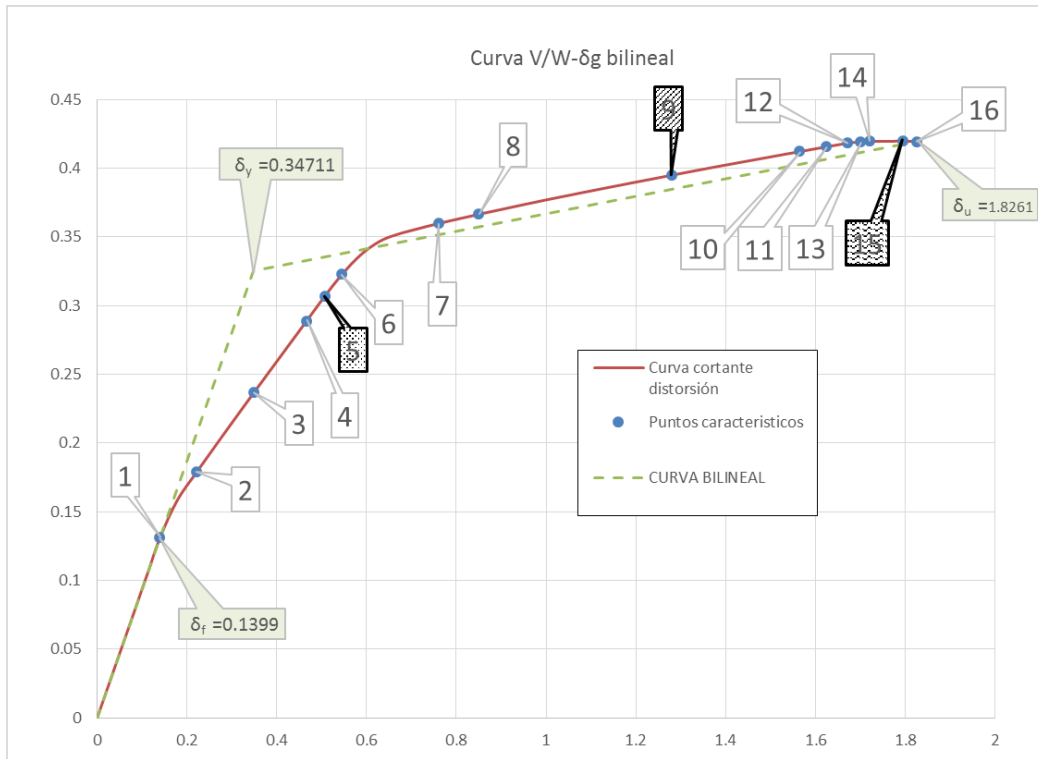


FIGURA 4.63 Descripción de la aparición de rotulas en el edificio de 16 niveles sobre la curva V/W- $\delta_g$

TABLA 4.23 Descripción de los puntos de la figura 4.63

PUNTO DE LA CURVA	DESCRIPCIÓN
1	B en eslabón
2	IO en eslabón
3	B en todos los eslabones
4	IO en todos los eslabones
<b>5</b>	<b>Se excede la distorsión de entrespiso <math>\delta_{perm} &gt; 0.6\%</math> en los niveles 7, 8, 9 y 10 para una distorsión global de 0.507%;</b> B en vigas cerca del eslabón
6	B en vigas
7	IO en vigas
8	B en vigas cerca del eslabón
<b>9</b>	<b>Se excede la distorsión de entrespiso <math>\delta_{umce} &gt; 2\%</math> en el nivel 7 para una distorsión global de 1.279%;</b> LS en eslabones
10	CP en eslabones
11	LS en vigas
12	C en eslabones de los niveles 7 y 8
13	C en todos los eslabones del nivel 7
14	C en todos los eslabones del nivel 8
<b>15</b>	<b>Se excede la distorsión de entrespiso <math>\delta_{umrm} &gt; 3\%</math> N7 para una distorsión global de 1.795%</b>
16	C en todos los eslabones del nivel 6

## 4.4 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO

Para tener una idea del comportamiento de los 4 edificios ante sismos reales éstos se sometieron a 10 registros sísmicos, con la finalidad de realizar una comparativa de los niveles de distorsión lateral y ductilidades con respecto a los obtenidos del análisis estático no lineal de empuje incremental.

### 4.4.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS

Los registros sísmicos se han elegido de forma aleatoria, ya que al ser de distintos orígenes y magnitudes, sólo se quiere verificar el comportamiento de los edificios ante eventos sísmicos; ya que si se pretendiera determinar en un sitio en específico, deberían considerarse registros sísmicos que puedan afectar en la zona de estudio y cuando fuera necesario escalar dichos registros. Por lo anterior se emplean tal cual los registros sísmicos.

En la tabla 4.23 se hace una descripción general de los sismos empleados y en la tabla 4.24 se muestran las características de duración y aceleración máxima en el registro.

TABLA 4.24 Descripción de los registros sísmicos para el análisis

NOMBRE/LUGAR	LUGAR	FECHA	MAGNITUD ESCALA RICHTER	DESIGNACIÓN USADA EN ESTA TESIS
The Chichi (componente longitudinal)	Taiwán	21 de septiembre de 1999	7.6°	chichi_l
The Chichi (componente transversal)	Taiwán	21 de septiembre de 1999	7.6°	chichi_t
Del centro	USA	18 de mayo 1940	7.0°	centro
Friuli	Italia	6 de mayo de 1976	6.2°	friulli
Kobe	Japón	17 de enero de 1995	7.2°	kobe
Loma Prieta	USA	17 de octubre de 1989	7.1	lomap
Manzanillo	México	9 de octubre de 1995	8.0	manza
Northridge	USA	17 de enero de 1994	6.7	nr
Kocaeli	Turquía	17 de agosto de 1999	7.4	Sakaria
SCT-85	México	19 de Septiembre de 1985	8.1	sct

TABLA 4.25 Características de los sismos

Designación usada en esta tesis	Segundos de duración	Segundo de máxima aceleración (s)	Máxima aceleración (g)
chichi_l	40	14.31	0.8082
chichi_t	40	14.67	0.8531

centro	55.82	<b>4.12</b>	0.3486
friulli	20	4.02	0.4788
kobe	24.79	<b>6.98</b>	0.3450
lomap	22.515	4.045	0.3670
manza	24.95	5.21	0.3946
nr	24.58	8.24	0.5680
sakaria	20	5.92	0.6282
sct	60.04	38.08	0.1695

Se hace una evaluación de los 10 registros sísmicos de estudio, obteniendo los espectros de respuesta de cada registro y se indican los periodos fundamentales de los edificios en cada una de las gráficas, añadiéndole un ancho de banda (la región sombreada) a cada espectro de respuesta para el cuál se excede el coeficiente sísmico "c" de espectro de diseño elástico mostrado en la figura 3.1, recordando que tiene un valor de 0.45g para la meseta del espectro que se extiende para los periodos de 0.85 a 3.0 segundos, para tener una idea del daño que pueda ocasionar los registros sobre los edificios por la excedencia al valor del coeficiente sísmico del espectro de respuesta elástico.

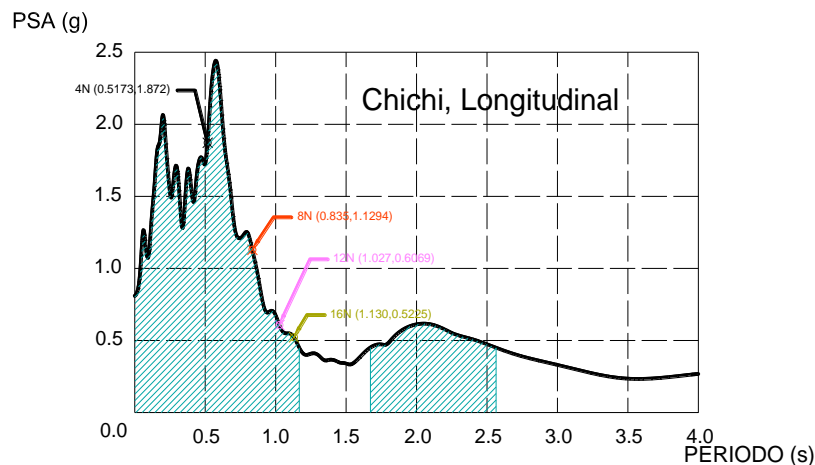


FIGURA 4.64 Espectro de respuesta para el registro "chichi\_l" ubicando el periodo fundamental de los edificios

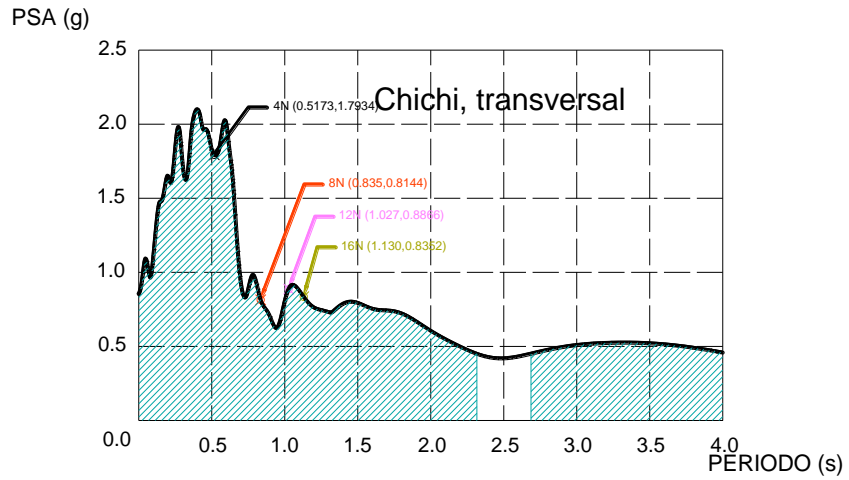


FIGURA 4.65 Espectro de respuesta para el registro "chichi\_t" ubicando el periodo fundamental de los edificios

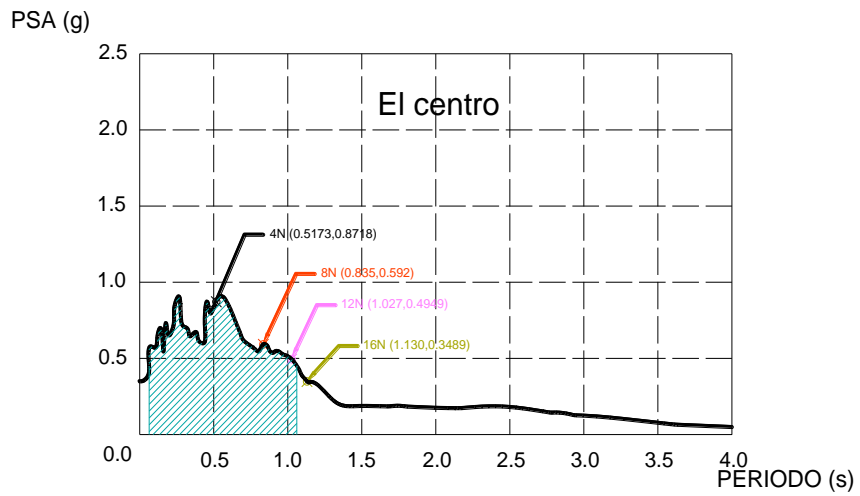


FIGURA 4.66 Espectro de respuesta para el registro "centro" ubicando el periodo fundamental de los edificios

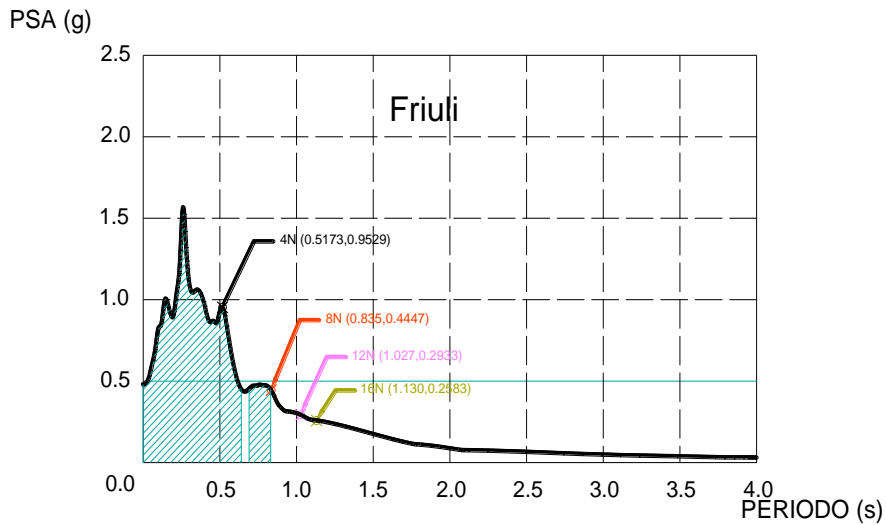


FIGURA 4.67 Espectro de respuesta para el registro "Friuli" ubicando el periodo fundamental de los edificios

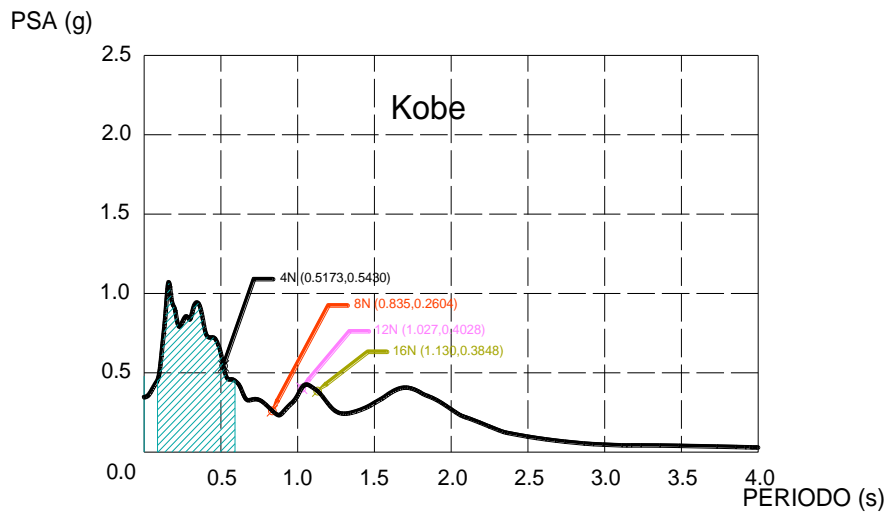


FIGURA 4.68 Espectro de respuesta para el registro "kobe" ubicando el periodo fundamental de los edificios

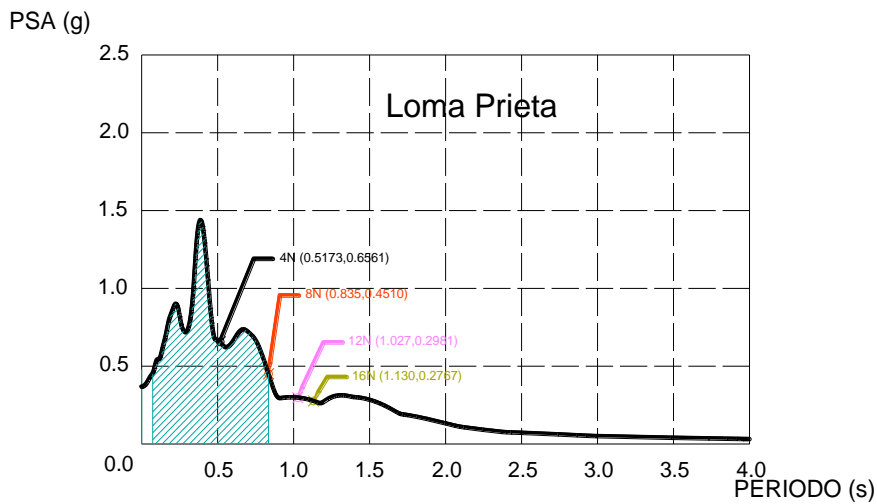


FIGURA 4.69 Espectro de respuesta para el registro "lomap" ubicando el periodo fundamental de los edificios

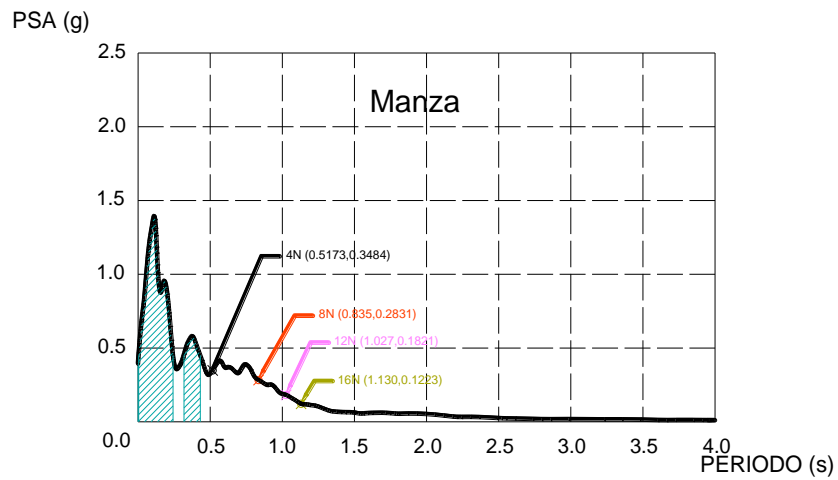


FIGURA 4.70 Espectro de respuesta para el registro "manza" ubicando el periodo fundamental de los edificios

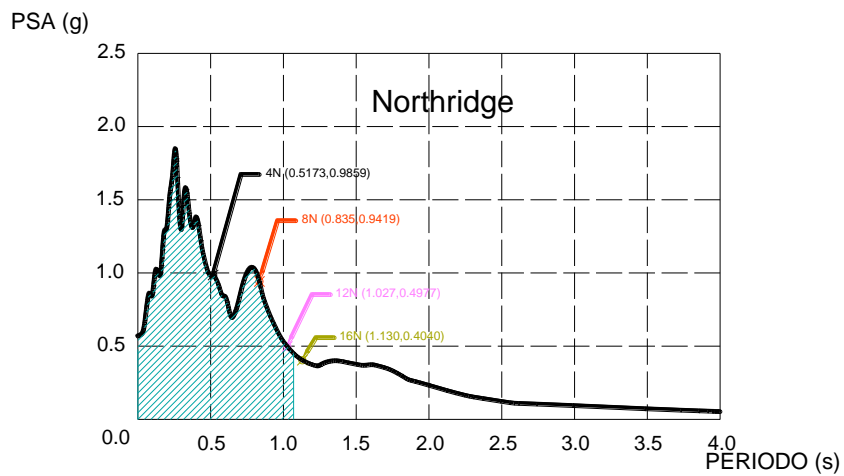


FIGURA 4.71 Espectro de respuesta para el registro "nr" ubicando el periodo fundamental de los edificios

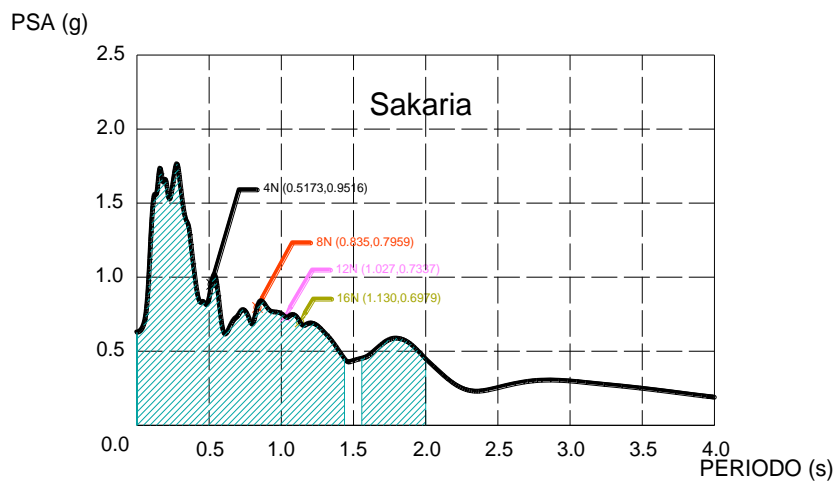


FIGURA 4.72 Espectro de respuesta para el registro "sakaria" ubicando el periodo fundamental de los edificios

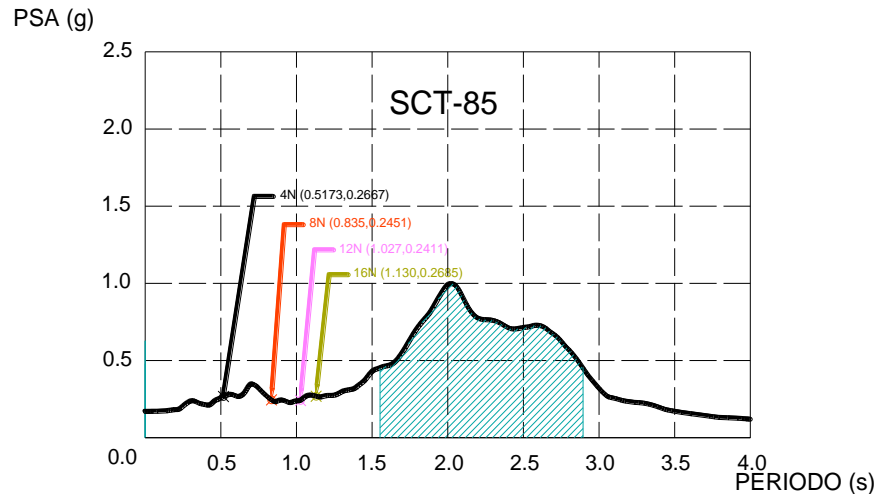


FIGURA 4.73 Espectro de respuesta para el registro "SCT-85" ubicando el periodo fundamental de los edificios

En la tabla 4.25 se hace un resumen de los valores de aceleración de cada espectro de respuesta que le tocaría a cada uno de los edificios.

TABLA 4.26 Resumen de la aceleración de los espectros de respuesta en función de  $g$

SISMO	EDIFICIO DE 4 NIVELES	EDIFICIO DE 8 NIVELES	EDIFICIO DE 12 NIVELES	EDIFICIO DE 16 NIVELES
	Periodo fundamental del edificio			
	0.5173 s	0.835 s	1.027 s	1.130 s
chichi_l	<b>1.872</b>	<b>1.1294</b>	0.6069	0.5225
chichi_t	<b>1.7934</b>	0.8144	0.8866	0.8352
centro	0.8718	0.592	0.4949	0.3489
friulli	0.9529	0.4447	0.2933	0.2583
kobe	0.543	0.2604	0.4028	0.3848
lomap	0.6561	0.451	0.2981	0.2767
manza	0.3484	0.2831	0.1821	0.1223
nr	0.9859	0.9419	0.4977	0.404
sakaria	0.9516	0.7959	0.7337	0.6979
sct	0.2667	0.2451	0.2411	0.2685

En la tabla 4.25 se somborean los valores para los cuales se excede el coeficiente sísmico, y se ponen en negritas los valores para los cuales se excede la aceleración de la gravedad. Como se ve en la misma tabla los registros seleccionados deberán causar mayor daño para el edificio de 4 niveles, ya que es el que tiene valores más altos de aceleración para la mayoría de los registros sísmicos.

Para el registro del "sct" se esperaría que los edificios de 12 y 16 niveles tuvieran valores un poco grandes que para los edificios de 4 y 8 niveles, ya que ese registro sísmico suele afectar más a edificios de mayor altura, pero por el hecho de que este sistema estructural, los MCE, suelen ser sistemas estructurales más rígidos, hace que el periodo fundamental del edificio se reduzca, para

este espectro de respuesta resulta ser beneficioso alejarse del ancho de banda que ya se ha indicado lo que representa.

#### 4.4.2. RESULTADOS DE DUCTILIDADES Y DISTORSIONES

Las tablas 4.26 a 4.34 se muestran la distorsión para que se presente la primer fluencia en los eslabones y las distorsiones últimas, donde se acomodan en orden descendente respecto al entrepiso donde se origina la primer articulación de entrepiso; junto con las ductilidades calculados como la distorsión última entre la de primer fluencia. Se agregan los promedios de los entrepisos, para el promedio de “distorsión de primer fluencia” se toman todos los valores de esta distorsión de los entrepisos en los que se presenta fluencia; para “distorsión última” sólo se promedian los valores de las distorsiones últimas en los que sí se presentó una distorsión de fluencia; y el promedio de las ductilidades de los entrepisos.

TABLA 4.27 Valores de ductilidad para el edificio de 4 niveles

REGISTRO SÍSMICO, chichi_l				REGISTRO SÍSMICO, chichi_t			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	$\delta_f$ (%)	
N2	0.1643	0.926	5.6360	N2	0.1641	0.7027	4.2821
N1	0.1483	0.6986	4.7107	N1	0.1545	0.532	3.4434
N3	0.1532	0.7191	4.6939	N3	0.1577	0.5424	3.4394
N4	0.1438	0.4588	3.1905	N4	0.1444	0.3449	2.3885
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1253</b>	<b>0.6996</b>	<b>5.5818</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1244</b>	<b>0.5296</b>	<b>4.2573</b>
PROMEDIOS	0.1524	0.7006	4.5578	PROMEDIOS	0.1552	0.5305	3.3884
REGISTRO SÍSMICO, centro				REGISTRO SÍSMICO, kobe			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	$\delta_f$ (%)	
N2	0.1799	0.353	1.9622	N2	0.1799	0.197	1.0951
N1	0.1633	0.2701	1.6540	N1	0.144	0.1462	1.0153
N3	0.1629	0.2818	1.7299	N3	0.1517	0.1583	1.0435
N4	0.1594	0.182	1.1418	N4	-	0.1037	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1357</b>	<b>0.2691</b>	<b>1.9834</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1240</b>	<b>0.1510</b>	<b>1.2175</b>
PROMEDIOS	0.1664	0.2717	1.6220	PROMEDIOS	0.1585	0.1672	1.0513
REGISTRO SÍSMICO, friuli				REGISTRO SÍSMICO, lomap			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	$\delta_f$ (%)	
N2	0.1652	0.2129	1.2887	N2	0.1663	0.263	1.5815
N1	0.1478	0.1511	1.0223	N1	0.151	0.2011	1.3318
N3	0.1555	0.1807	1.1621	N3	0.1579	0.2135	1.3521
N4	-	0.1224	-	N4	-	0.1398	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1254</b>	<b>0.1657</b>	<b>1.3207</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1221</b>	<b>0.2019</b>	<b>1.6533</b>
PROMEDIOS	0.1562	0.1816	1.1577	PROMEDIOS	0.1584	0.2259	1.4218

TABLA 4.28 Valores de ductilidad para el edificio de 4 niveles (continuación)

REGISTRO SÍSMICO, manza				REGISTRO SÍSMICO, nr			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	Q	
N1	-	0.1058	-	N1	0.1583	0.2863	1.8086
N2	-	0.136	-	N2	0.1919	0.3937	2.0516
N3	-	0.1083	-	N3	0.1666	0.2978	1.7875
N4	-	0.0743	-	N4	0.1442	0.1917	1.3294
<b>GLOBAL</b>	-	<b>0.1021</b>	-	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1221</b>	<b>0.2019</b>	<b>1.6533</b>
PROMEDIOS	-	0.1058	-	PROMEDIOS	0.1653	0.2924	1.7443
REGISTRO SÍSMICO, sakaria				REGISTRO SÍSMICO, sct			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	Q	
N1	0.164	0.2618	1.5963	N1	-	0.1162	-
N2	0.1787	0.3493	1.9547	N2	-	0.1475	-
N3	0.1486	0.278	1.8708	N3	-	0.1119	-
N4	0.0891	0.1792	2.0112	N4	-	0.0702	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1286</b>	<b>0.2667</b>	<b>2.0741</b>	<b>GLOBAL</b>	-	<b>0.1113</b>	-
PROMEDIOS	0.1451	0.2671	1.8583	PROMEDIOS	-	0.1115	-

TABLA 4.29 Valores de ductilidad para el edificio de 8 niveles.

REGISTRO SÍSMICO, chichi_l				REGISTRO SÍSMICO, chichi_t			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	Q	
N3	0.1954	0.9732	4.9806	N1	0.1813	0.6761	3.7292
N5	0.1738	0.7771	4.4712	N2	0.2148	0.9075	4.2249
N2	0.215	1.0108	4.7014	N3	0.1943	0.8621	4.4370
N1	0.1794	0.7368	4.1070	N5	0.1727	0.6804	3.9398
N4	0.2013	0.8421	4.1833	N4	0.204	0.7421	3.6377
N6	0.1771	0.639	3.6081	N6	0.1831	0.5566	3.0399
N7	0.1766	0.5536	3.1348	N7	0.1754	0.4782	2.7263
N8	0.2012	0.3659	1.8186	N8	0.2153	0.3123	1.4505
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1550</b>	<b>0.7346</b>	<b>4.7386</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1489</b>	<b>0.6480</b>	<b>4.3529</b>
PROMEDIOS	0.1900	0.7373	3.8756	PROMEDIOS	0.1926	0.6519	3.3982
REGISTRO SÍSMICO, centro				REGISTRO SÍSMICO, kobe			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	Q	
N3	0.2047	0.2844	1.3894	N3	0.1923	0.1935	1.0062
N2	0.2138	0.2946	1.3779	N1	-	0.1576	-
N1	0.1772	0.2323	1.3109	N2	-	0.1993	-
N5	0.1876	0.274	1.4606	N4	-	0.1758	-
N4	0.2124	0.2745	1.2924	N5	-	0.1643	-
N6	0.1812	0.2464	1.3598	N6	-	0.1404	-
N7	0.2028	0.2278	1.1233	N7	-	0.1251	-
N8	-	0.1638	-	N8	-	0.0891	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1617</b>	<b>0.2382</b>	<b>1.4734</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1547</b>	<b>0.1554</b>	<b>1.0043</b>

PROMEDIOS	0.1971	0.2620	1.3306	PROMEDIOS	0.1923	0.1935	1.0062
-----------	--------	--------	--------	-----------	--------	--------	--------

TABLA 4.30 Valores de ductilidad para el edificio de 8 niveles (continuación)

REGISTRO SÍSMICO, friuli				REGISTRO SÍSMICO, lomap			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	$\delta_f$ (%)	
N5	0.1762	0.1846	1.0477	N3	0.1899	0.3237	1.7046
N3	0.193	0.1945	1.0078	N2	0.2139	0.3189	1.4909
N1	-	0.1577	-	N1	0.1772	0.2431	1.3719
N2	-	0.1893	-	N5	0.1759	0.2906	1.6521
N4	-	0.1863	-	N4	0.2005	0.2979	1.4858
N6	-	0.1684	-	N6	0.1786	0.2463	1.3791
N7	-	0.1587	-	N7	0.1712	0.2205	1.2880
N8	-	0.1169	-	N8	-	0.1567	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1539</b>	<b>0.1610</b>	<b>1.0457</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1395</b>	<b>0.2561</b>	<b>1.8362</b>
PROMEDIOS	0.1846	0.1896	1.0277	PROMEDIOS	0.1867	0.2773	1.4817
REGISTRO SÍSMICO, manza				REGISTRO SÍSMICO, nr			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	$\delta_f$ (%)	
N8	-	0.0924	-	N1	0.1943	0.3477	1.7895
N7	-	0.1281	-	N2	0.2286	0.4323	1.8911
N6	-	0.1404	-	N3	0.1997	0.4032	2.0190
N5	-	0.1595	-	N4	0.2202	0.3614	1.6412
N4	-	0.1647	-	N5	0.1976	0.3607	1.8254
N3	-	0.1742	-	N6	0.1844	0.3263	1.7695
N2	-	0.1718	-	N7	0.1787	0.3045	1.7039
N1	-	0.1309	-	N8	-	0.2206	-
<b>GLOBAL</b>	-	<b>0.1428</b>	-	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1421</b>	<b>0.3206</b>	<b>2.2563</b>
PROMEDIOS	-	-	-	PROMEDIOS	0.2005	0.3623	1.8057
REGISTRO SÍSMICO, sakaria				REGISTRO SÍSMICO, sct			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	$\delta_f$ (%)	
N3	0.1925	0.4643	2.4119	N2	0.2141	0.2259	1.0551
N5	0.1735	0.3699	2.1320	N3	0.1995	0.2113	1.0591
N2	0.2133	0.4929	2.3108	N1	0.1824	0.1852	1.0154
N1	0.182	0.3904	2.1451	N4	-	0.1843	-
N4	0.2006	0.4021	2.0045	N5	-	0.1672	-
N6	0.1799	0.3018	1.6776	N6	-	0.1397	-
N7	0.1740	0.2583	1.4845	N7	-	0.1221	-
N8	-	0.1749	-	N8	-	0.0858	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1521</b>	<b>0.3524</b>	<b>2.3173</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1563</b>	<b>0.1650</b>	<b>1.0558</b>
PROMEDIOS	0.1880	0.3828	2.0238	PROMEDIOS	0.1987	0.2075	1.0432

TABLA 4.31 Valores de ductilidad para el edificio de 12 niveles

REGISTRO SÍSMICO, chichi_l				REGISTRO SÍSMICO, chichi_t			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD Q	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD Q
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_r(\%)$	$\delta_u(\%)$			$\delta_r(\%)$	$\delta_u(\%)$	
N2	0.2035	0.6657	3.2713	N2	0.2097	0.8128	3.8760
N1	0.1781	0.4651	2.6115	N3	0.2044	0.8502	4.1595
N3	0.2072	0.7088	3.4208	N1	0.1757	0.5716	3.2533
N4	0.2127	0.6785	3.1899	N4	0.2168	0.7959	3.6711
N5	0.1869	0.6619	3.5415	N5	0.2355	0.7577	3.2174
N6	0.1558	0.6217	3.9904	N9	0.1899	0.5794	3.0511
N7	0.2211	0.5714	2.5844	N6	0.2362	0.6975	2.9530
N9	0.1924	0.5467	2.8415	N7	0.2241	0.6285	2.8046
N8	0.2342	0.5614	2.3971	N8	0.2324	0.6058	2.6067
N10	0.1949	0.4593	2.3566	N10	0.1932	0.4847	2.5088
N11	0.1711	0.3418	1.9977	N11	0.178	0.3606	2.0258
N12	0.1946	0.2136	1.0976	N12	0.217	0.2253	1.0382
<b>GLOBAL</b>	<b>0.0889</b>	<b>0.5370</b>	<b>6.0427</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1398</b>	<b>0.6078</b>	<b>4.3486</b>
PROMEDIOS	0.1960	0.5413	2.7750	PROMEDIOS	0.2094	0.6142	2.9305
REGISTRO SÍSMICO, centro				REGISTRO SÍSMICO, kobe			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD Q	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD Q
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_r(\%)$	$\delta_u(\%)$			$\delta_r(\%)$	$\delta_u(\%)$	
N9	0.1372	0.2266	1.6516	N2	0.2061	0.2378	1.1538
N3	0.2053	0.2738	1.3337	N3	0.2094	0.245	1.1700
N2	0.2141	0.2586	1.2078	N4	0.2191	0.2337	1.0666
N4	0.2169	0.2649	1.2213	N1	0.1764	0.1771	1.0040
N5	0.231	0.2626	1.1368	N5	0.2278	0.2278	1.0000
N6	0.2336	0.2514	1.0762	N6	-	0.2135	-
N7	0.2179	0.2364	1.0849	N7	-	0.1955	-
N1	0.1788	0.1879	1.0509	N1	-	0.19	-
N8	0.2334	0.236	1.0111	N8	-	0.1776	-
N10	0.1933	0.1963	1.0155	N10	-	0.1514	-
N11	-	0.1544	-	N11	-	0.1188	-
N12	-	0.1053	-	N12	-	0.0811	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1358</b>	<b>0.2202</b>	<b>1.6211</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1695</b>	<b>0.1863</b>	<b>1.0991</b>
PROMEDIOS	0.2062	0.2395	1.1790	PROMEDIOS	0.2078	0.2243	1.0789
REGISTRO SÍSMICO, friuli				REGISTRO SÍSMICO, lomap			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD Q	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD Q
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_r(\%)$	$\delta_u(\%)$			$\delta_r(\%)$	$\delta_u(\%)$	
N2	0.211	0.2401	1.1379	N3	0.2061	0.225	1.0917
N1	0.1762	0.1841	1.0448	N2	0.2043	0.2144	1.0494
N3	0.2096	0.2379	1.1350	N4	0.2171	0.2236	1.0299
N4	0.2144	0.2187	1.0201	N9	0.1872	0.206	1.1004
N5	-	0.2059	-	N1	-	0.1608	-
N6	-	0.1868	-	N5	-	0.2272	-
N7	-	0.1676	-	N6	-	0.2219	-
N1	-	0.1681	-	N7	-	0.2111	-
N8	-	0.1632	-	N8	-	0.213	-
N10	-	0.1446	-	N10	-	0.1797	-
N11	-	0.1155	-	N11	-	0.142	-
N12	-	0.0793	-	N12	-	0.097	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1373</b>	<b>0.1586</b>	<b>1.1547</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1534</b>	<b>0.1895</b>	<b>1.2354</b>

PROMEDIOS	0.2028	0.2202	1.0845	PROMEDIOS	0.2037	0.2173	1.0679
-----------	--------	--------	--------	-----------	--------	--------	--------

TABLA 4.32 Valores de ductilidad para el edificio de 12 niveles (continuación)

REGISTRO SÍSMICO, manza				REGISTRO SÍSMICO, nr			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	$\delta_f$ (%)	
N1	-	0.0832	-	N3	0.2185	0.4101	1.8769
N2	-	0.1125	-	N4	0.2197	0.385	1.7524
N3	-	0.1176	-	N9	0.1953	0.2945	1.5079
N4	-	0.1153	-	N2	0.2231	0.4101	1.8382
N5	-	0.1152	-	N5	0.2391	0.3651	1.5270
N6	-	0.1102	-	N6	0.2344	0.333	1.4206
N7	-	0.108	-	N7	0.2233	0.2973	1.3314
N8	-	0.1123	-	N10	0.1886	0.2662	1.4115
N9	-	0.1108	-	N1	0.1859	0.295	1.5869
N10	-	0.0987	-	N8	0.2391	0.2965	1.2401
N11	-	0.0787	-	N11	0.1666	0.2128	1.2773
N12	-	0.0538	-	N12	-	0.1455	-
<b>GLOBAL</b>	-	<b>0.0539</b>	-	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1857</b>	<b>0.2909</b>	<b>1.5669</b>
PROMEDIOS	-	-	-	PROMEDIOS	0.2121	0.3241	1.5246
REGISTRO SÍSMICO, sakaria				REGISTRO SÍSMICO, sct			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	$\delta_f$ (%)	
N2	0.2095	0.4614	2.2024	N2	0.2052	0.2562	1.2485
N3	0.2087	0.4706	2.2549	N3	0.2065	0.2583	1.2508
N4	0.219	0.4414	2.0155	N1	0.1794	0.1901	1.0596
N1	0.175	0.3396	1.9406	N4	0.2244	0.2369	1.0557
N5	0.2272	0.4208	1.8521	N5	-	0.2254	-
N9	0.191	0.3291	1.7230	N6	-	0.2092	-
N6	0.2385	0.3845	1.6122	N7	-	0.1903	-
N7	0.2171	0.3503	1.6135	N9	-	0.1842	-
N8	0.2402	0.3435	1.4301	N8	-	0.1718	-
N10	0.203	0.2813	1.3857	N10	-	0.1461	-
N11	0.1757	0.2192	1.2476	N11	-	0.1137	-
N12	-	0.1504	-	N12	-	0.0773	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1533</b>	<b>0.3380</b>	<b>2.2052</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1545</b>	<b>0.1874</b>	<b>1.2132</b>
PROMEDIOS	0.2095	0.3674	1.7525	PROMEDIOS	0.2039	0.2354	1.1537

TABLA 4.33 Valores de ductilidad para el edificio de 16 niveles

REGISTRO SÍSMICO, chichi_l				REGISTRO SÍSMICO, chichi_t			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_r$ (%)	$\delta_u$ (%)			$\delta_r$ (%)	$\delta_u$ (%)	
		Q			Q		
N11	0.1515	0.4665	3.0792	N2	0.1382	0.8463	6.1237
N2	0.1426	0.5114	3.5863	N3	0.1398	0.8469	6.0579
N3	0.1377	0.5275	3.8308	N1	0.129	0.5733	4.4442
N1	0.1327	0.3585	2.7016	N4	0.1613	0.7643	4.7384
N4	0.1476	0.514	3.4824	N5	0.1701	0.7135	4.1946
N5	0.1619	0.5243	3.2384	N7	0.1754	0.6918	3.9441
N7	0.1699	0.5184	3.0512	N8	0.1849	0.6996	3.7837
N6	0.1897	0.5424	2.8593	N11	0.1561	0.5556	3.5593
N8	0.1807	0.5547	3.0697	N6	0.1983	0.6706	3.3817
N9	0.2106	0.5484	2.6040	N10	0.1856	0.6319	3.4046
N10	0.1915	0.5201	2.7159	N12	0.153	0.5137	3.3575
N12	0.1606	0.4348	2.7073	N9	0.2078	0.6803	3.2738
N13	0.1607	0.3881	2.4151	N13	0.1579	0.4571	2.8949
N14	0.1654	0.3369	2.0369	N14	0.1616	0.397	2.4567
N15	0.1823	0.2977	1.6330	N15	0.2302	0.3514	1.5265
N16	0.1825	0.1845	1.0110	N16	0.2161	0.2179	1.0083
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1376</b>	<b>0.4459</b>	<b>3.2418</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.0856</b>	<b>0.5573</b>	<b>6.5067</b>
PROMEDIOS	0.1667	0.4518	2.7514	PROMEDIOS	0.1728	0.6007	3.6344
REGISTRO SÍSMICO, centro				REGISTRO SÍSMICO, kobe			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_r$ (%)	$\delta_u$ (%)			$\delta_r$ (%)	$\delta_u$ (%)	
		Q			Q		
N11	0.1607	0.1906	1.1861	N2	0.1256	0.1788	1.4236
N12	0.1525	0.1787	1.1718	N3	0.1295	0.1868	1.4425
N10	0.1776	0.2103	1.1841	N7	0.1744	0.2091	1.1990
N13	0.1416	0.161	1.1370	N4	0.161	0.1892	1.1752
N2	0.1401	0.1871	1.3355	N8	0.1811	0.2155	1.1900
N3	0.1475	0.1977	1.3403	N5	0.1732	0.1985	1.1461
N4	0.1615	0.1988	1.2310	N11	0.1541	0.1840	1.1940
N7	0.1831	0.219	1.1961	N1	0.1282	0.1317	1.0273
N8	0.1887	0.2231	1.1823	N6	0.1962	0.2014	1.0265
N5	0.1711	0.207	1.2098	N10	0.1842	0.2048	1.1118
N6	0.1947	0.2091	1.0740	N12	0.1518	0.1733	1.1416
N9	0.2089	0.2213	1.0594	N9	0.2054	0.2160	1.0516
N1	0.1299	0.1341	1.0323	N13	0.154	0.1583	1.0279
N14	-	0.1437	-	N14	-	0.1400	-
N15	-	0.1324	-	N15	-	0.1300	-
N16	-	0.0852	-	N16	-	0.0800	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1389</b>	<b>0.1806</b>	<b>1.3000</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1157</b>	<b>0.1717</b>	<b>1.4839</b>
PROMEDIOS	0.1660	0.1952	1.1800	PROMEDIOS	0.1630	0.1883	1.1659

TABLA 4.34 Valores de ductilidad para el edificio de 16 niveles (continuación)

REGISTRO SÍSMICO, friuli				REGISTRO SÍSMICO, lomap			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f(\%)$	$\delta_u(\%)$			Q	$\delta_f(\%)$	
N2	0.1311	0.1788	1.3638	N2	0.1355	0.1732	1.2782
N3	0.1381	0.1868	1.3526	N3	0.1394	0.1770	1.2697
N1	0.1317	0.1339	1.0167	N4	0.1566	0.1755	1.1207
N4	0.162	0.1892	1.1679	N7	0.1705	0.2046	1.2000
N5	0.1672	0.1985	1.1872	N5	0.1704	0.1853	1.0874
N7	0.1674	0.2091	1.2491	N8	0.1792	0.2131	1.1892
N6	0.19	0.2014	1.0600	N11	0.1557	0.1904	1.2229
N8	0.18	0.2155	1.1972	N12	0.1488	0.1811	1.2171
N11	0.1523	0.1840	1.2081	N10	0.183	0.2081	1.1372
N12	0.1445	0.1733	1.1993	N6	0.1898	0.1929	1.0163
N9	-	0.2160	-	N9	0.206	0.2160	1.0485
N10	-	0.2048	-	N13	0.1533	0.1655	1.0796
N13	-	0.1583	-	N1	0.1283	0.1292	1.0070
N14	-	0.1417	-	N14	-	0.1500	-
N15	-	0.1304	-	N15	-	0.1400	-
N16	-	0.0837	-	N16	-	0.0900	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.1089</b>	<b>0.1717</b>	<b>1.5765</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.0732</b>	<b>0.1674</b>	<b>2.2861</b>
PROMEDIOS	0.1564	0.1871	1.2002	PROMEDIOS	0.1628	0.1855	1.1441
REGISTRO SÍSMICO, manza				REGISTRO SÍSMICO, nr			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_f(\%)$	$\delta_u(\%)$			Q	$\delta_f(\%)$	
16	-	0.0393	-	N11	0.1431	0.2355	1.6457
15	-	0.0619	-	N12	0.1387	0.2164	1.5602
14	-	0.0652	-	N8	0.182	0.2959	1.6258
13	-	0.0707	-	N7	0.1744	0.2968	1.7018
12	-	0.0753	-	N2	0.1567	0.2927	1.8679
11	-	0.0798	-	N3	0.1603	0.3002	1.8727
10	-	0.0887	-	N4	0.1622	0.2935	1.8095
9	-	0.0935	-	N10	0.19	0.2665	1.4026
8	-	0.0933	-	N13	0.1509	0.1981	1.3128
7	-	0.0904	-	N1	0.1376	0.2148	1.5610
6	-	0.0871	-	N5	0.1876	0.296	1.5778
5	-	0.0847	-	N6	0.1918	0.2912	1.5182
4	-	0.0800	-	N9	0.2099	0.2859	1.3621
3	-	0.0783	-	N14	0.1621	0.1829	1.1283
2	-	0.0748	-	N15	-	0.1731	-
1	-	0.0555	-	N16	-	0.1105	-
<b>GLOBAL</b>	-	<b>0.1850</b>	-	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1063</b>	<b>0.2365</b>	<b>2.2247</b>
PROMEDIOS	-	-	-	PROMEDIOS	0.1677	0.2619	1.5676

TABLA 4.35 Valores de ductilidad para el edificio de 16 niveles (continuación)

REGISTRO SÍSMICO, sakaria				REGISTRO SÍSMICO, sct			
NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD	NIVEL	DISTORSIÓN		DUCTILIDAD
	PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA			PRIMER FLUENCIA	ÚLTIMA	
	$\delta_r$ (%)	$\delta_u$ (%)			Q	$\delta_r$ (%)	
2	0.1076	0.4068	3.7807	N2	0.1375	0.2428	1.7658
3	0.1487	0.4165	2.8009	N3	0.1424	0.244	1.7135
4	0.1594	0.4061	2.5477	N4	0.1651	0.2319	1.4046
5	0.1687	0.4121	2.4428	N5	0.1681	0.2288	1.3611
1	0.1283	0.2946	2.2962	N1	0.1306	0.1757	1.3453
7	0.1732	0.4127	2.3828	N7	0.1729	0.2222	1.2851
8	0.1847	0.4154	2.2491	6	0.1899	0.2185	1.1506
10	0.1797	0.3754	2.0890	8	0.192	0.2202	1.1469
11	0.1579	0.3284	2.0798	10	0.185	0.1971	1.0654
12	0.1493	0.3044	2.0388	11	0.1632	0.1744	1.0686
6	0.1832	0.4055	2.2134	9	0.2076	0.2125	1.0236
9	0.2062	0.404	1.9593	12	0.1575	0.1608	1.0210
13	0.1547	0.2733	1.7666	13	0	0.1448	-
14	0.1613	0.2399	1.4873	14	0	0.1283	-
15	0.2141	0.2399	-	15	0	0.1164	-
16	-	0.139	-	16	0	0.0751	-
<b>GLOBAL</b>	<b>0.0983</b>	<b>0.3357</b>	<b>3.4138</b>	<b>GLOBAL</b>	<b>0.1179</b>	<b>0.1850</b>	<b>1.5692</b>
PROMEDIOS	0.1651	0.3557	2.2953	PROMEDIOS	0.1677	0.2107	1.2793

Al hacer análisis paso a paso no lineales con los registros sísmicos en los 4 edificios, en todos los edificios se concluye el análisis de para todos los intervalos de los registros, excepto para los registros “chichi\_l” y “chichi\_t” en el edificio de 4 niveles ya que el análisis finaliza cuando se presenta un mecanismo de colapso, por los altos valores del espectro de demanda correspondientes al periodo del edificio de 4 niveles resultan ser más grandes que el resto. Todas las ductilidades son calculadas con la distorsión máxima entre distorsión de fluencia, así que igual que en el análisis estático no lineal, serían ductilidades de distorsión de entrepiso. Se puede ver en las tablas 4.26 a 4.34 que los entrepisos con máxima ductilidad están relacionados con las derivas más grandes, cosa que también sucedía en el análisis estático no lineal. En la tabla 4.35 se muestran las ductilidades globales y las distorsiones promedio para los edificios en estudio.

Se observa en las figuras 4.64 a 4.73 que para la mayoría de los casos la demanda sísmica no es mayor al coeficiente sísmico de diseño “c”, como para que se presenten mecanismos de colapso en el edificio, esto se refleja en las bajas ductilidades globales (comparándola con la ductilidad esperada de 4) mostradas en la tabla 4.35. Tomando un promedio de distorsiones de entrepiso de la tabla 4.17 para el análisis estáticos no lineales cuyos promedios igual se incluyen en la tabla 4.35, junto con las ductilidades globales que son tomadas de la tabla 4.18. Las distorsiones promedio de fluencia tienen valores semejantes para los registros sísmicos y no difieren a los valores de los análisis estáticos no lineales.

TABLA 4.36 *Ductilidades globales y distorsiones promedio de los edificios*

REGISTRO SÍSMICO	EDIFICIO DE 4 NIVELES		EDIFICIO DE 8 NIVELES		EDIFICIO DE 12 NIVELES		EDIFICIO DE 16 NIVELES	
	DUCTILIDAD GLOBAL	DISTORSIÓN PROMEDIO (%)	DUCTILIDAD GLOBAL	DISTORSIÓN PROMEDIO (%)	DUCTILIDAD GLOBAL	DISTORSIÓN PROMEDIO (%)	DUCTILIDAD GLOBAL	DISTORSIÓN PROMEDIO (%)
chichi_l	<b>5.5818</b>	0.1524	<b>4.7386</b>	0.1900	<b>6.0427</b>	0.1960	<b>3.2418</b>	0.1667
chichi_t	<b>4.2573</b>	0.1552	<b>4.3529</b>	0.1926	<b>4.3486</b>	0.2094	<b>6.5067</b>	0.1728
centro	<b>1.9834</b>	0.1664	<b>1.4734</b>	0.1971	<b>1.6211</b>	0.2062	<b>1.3000</b>	0.1660
kobe	<b>1.2175</b>	0.1585	<b>1.0043</b>	0.1923	<b>1.0991</b>	0.2078	<b>1.4839</b>	0.1630
friulli	<b>1.3207</b>	0.1562	<b>1.0457</b>	0.1846	<b>1.1547</b>	0.2028	<b>1.5765</b>	0.1564
lomap	<b>1.6533</b>	0.1584	<b>1.8362</b>	0.1867	<b>1.2354</b>	0.2037	<b>2.2861</b>	0.1628
manza	-	-	-	-	-	-	-	-
nr	<b>1.6533</b>	0.1653	<b>2.2563</b>	0.2005	<b>1.5669</b>	0.2121	<b>2.2247</b>	0.1677
sakaria	<b>2.0741</b>	0.1451	<b>2.3173</b>	0.1880	<b>2.2052</b>	0.2095	<b>3.4138</b>	0.1651
sct	-	-	<b>1.0558</b>	0.1987	<b>1.2132</b>	0.2039	<b>1.5692</b>	0.1677
pushover	<b>6.998</b>	0.2236	<b>4.386</b>	0.2068	<b>5.216</b>	0.2424	<b>5.261</b>	0.1557

Como los dos análisis no lineales empleados difieren en la carga, una siendo de empuje incremental constante y otra que varía con el tiempo que son los registros sísmicos, que a su vez la respuesta de la estructura dependerá de registro sísmico; dicho lo anterior no se pueden comparar directamente las distorsiones últimas, añadiéndole que en un análisis paso a paso la presencia tanto de cargas de tensión y compresión están presentes, debilitando así a los contravientos a su vez se puede esperar un comportamiento semejante a los MCC, poco dúctil.

#### 4.4.3. LOCALIZACIÓN DE ARTICULACIONES EN LOS EDIFICIOS

En los análisis paso a paso no lineales de los 4 edificios, en el edificio de 4 niveles se forman mecanismos de colapso para los registros “chichi\_l” y “chichi\_t”, para los registros “manza” y “sct” no se presenta la formación de articulaciones en ningún elemento estructural, para los registros “kobe”, “friuli” y “lomap” la formación de articulaciones es únicamente en eslabones y para los registros “centro”, “nr” y “sakaria” las articulaciones se describen en las figuras 4.78 a 4.83; en el edificio de 8 niveles para todos los registros las articulaciones aparecen únicamente en eslabones con excepción de los registros “chichi\_l”, “chichi\_t”, “nr” y “sakaria”; y en los edificios de 12 y 16 niveles para todos los registros las articulaciones aparecen únicamente en eslabones con excepción de los registros “chichi\_l”, “chichi\_t”. Por lo que se omite mostrar esquemas donde aparecen articulaciones únicamente para eslabones. En estos casos, los mecanismos de colapso consideran que se han formado cuando el programa no puede concluir el análisis para todo el registro. Las figuras 4.74 a 4.100 describen la localización de articulaciones.

• EDIFICIO DE 4 NIVELES

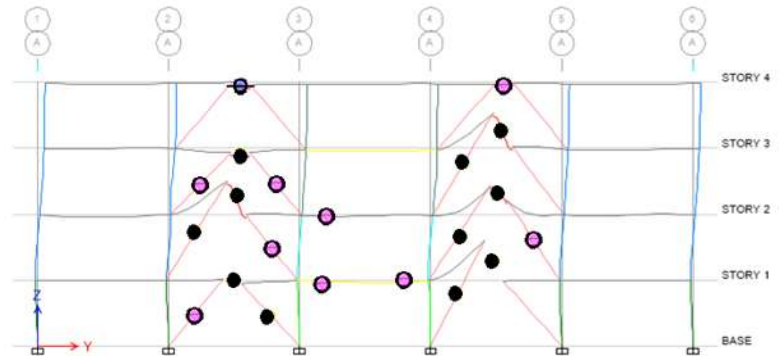


FIGURA 4.74 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_l" marco M-2E

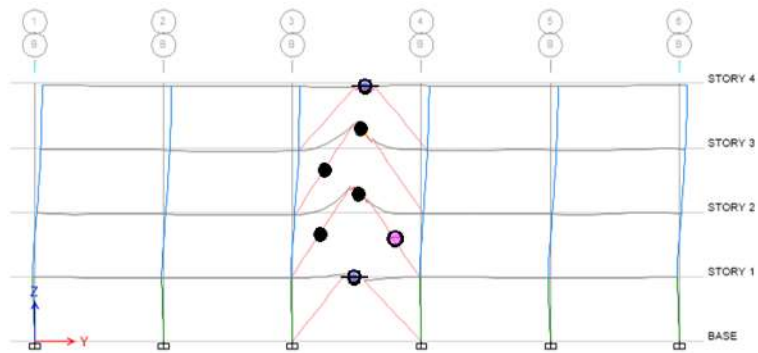


FIGURA 4.75 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_l" marco M-1E

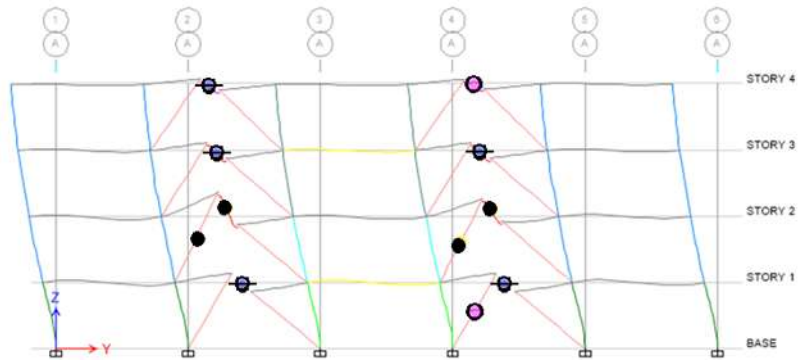


FIGURA 4.76 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-2E

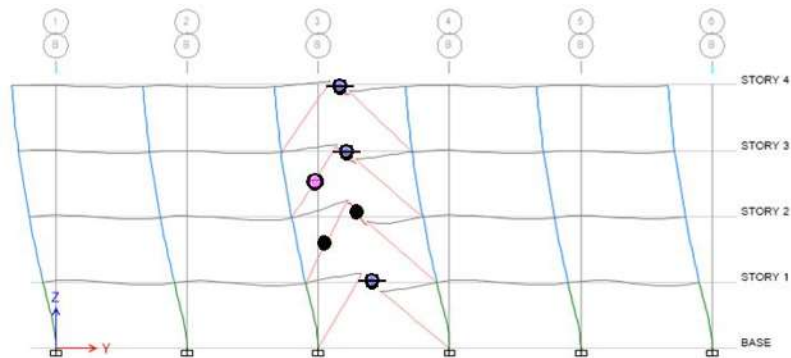


FIGURA 4.77 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-1E

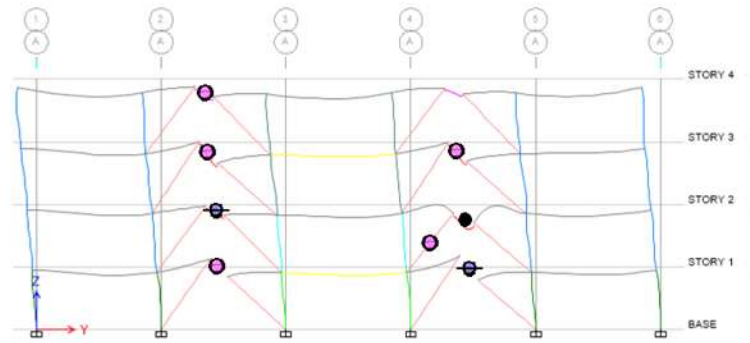


FIGURA 4.78 Localización de articulaciones para el registro "centro" marco M-2E

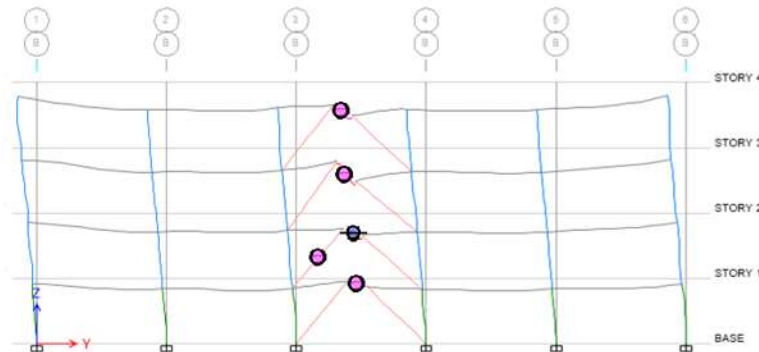


FIGURA 4.79 Localización de articulaciones para el registro "centro" marco M-1E

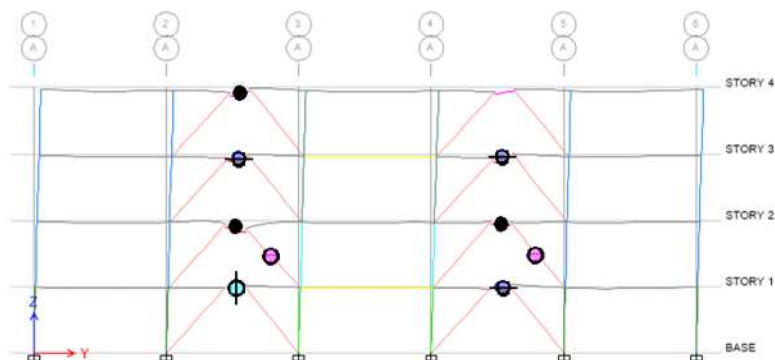


FIGURA 4.80 Localización de articulaciones para el registro "nr" marco M-1E

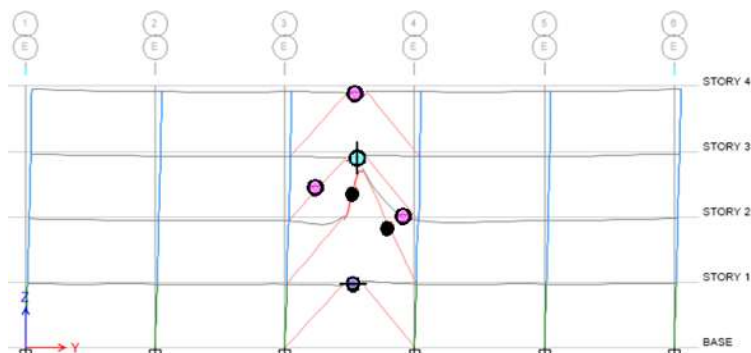


FIGURA 4.81 Localización de articulaciones para el registro "nr" marco M-1E

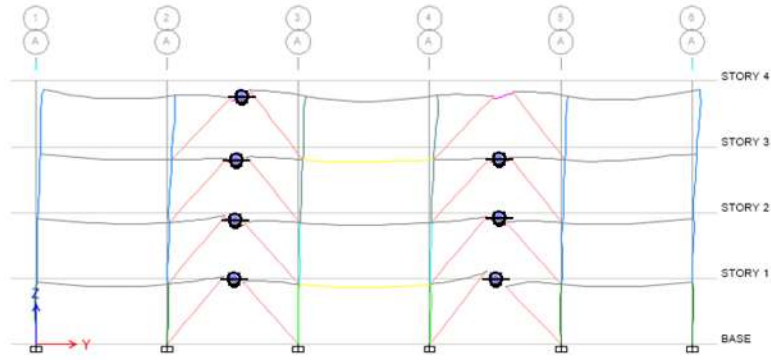


FIGURA 4.82 Localización de articulaciones para el registro "sakaria" marco M-1E

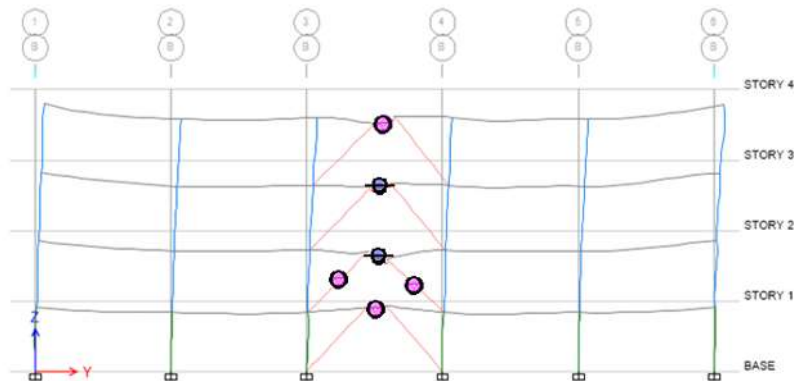


FIGURA 4.83 Localización de articulaciones para el registro "sakaria" marco M-1E

• EDIFICIO DE 8 NIVELES

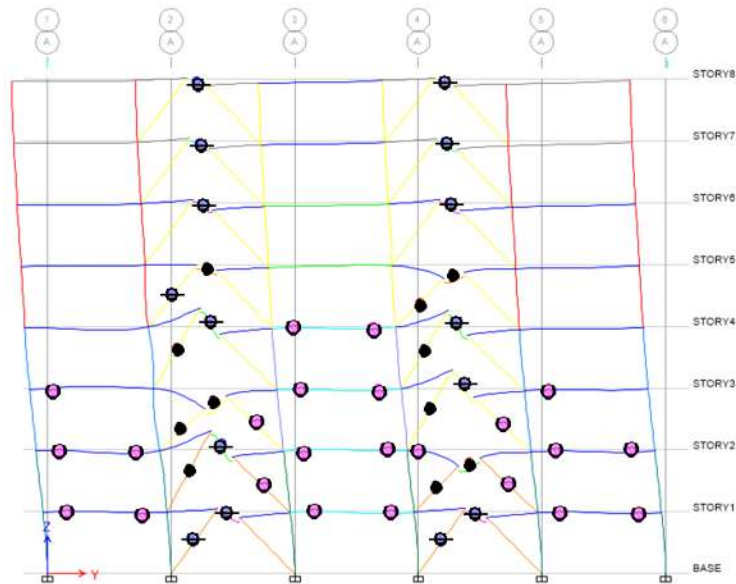


FIGURA 4.84 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_l" marco M-2E

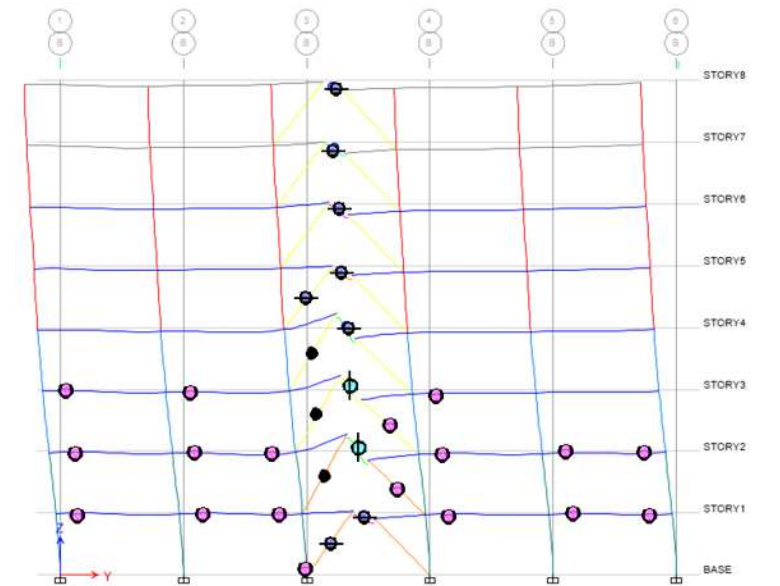


FIGURA 4.85 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_l" marco M-1E

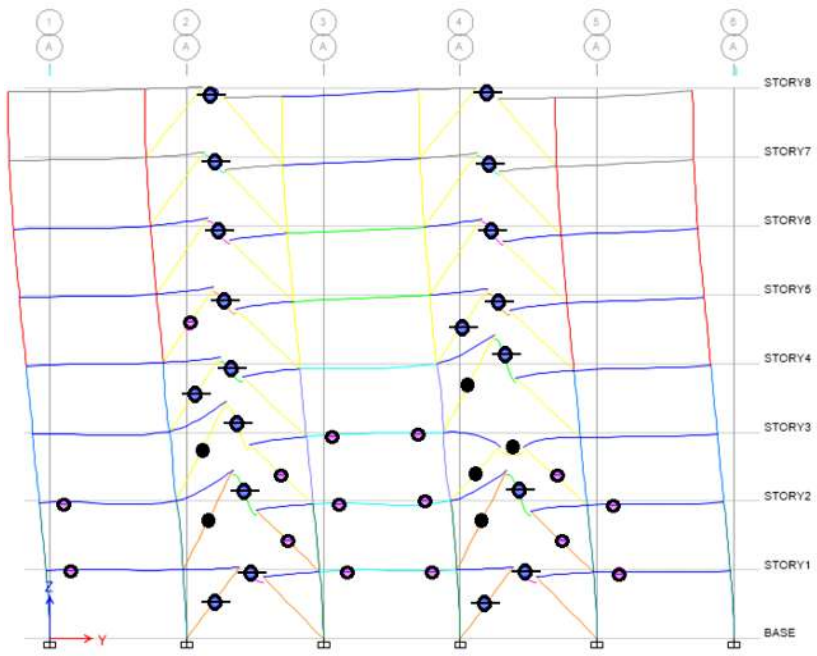


FIGURA 4.86 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-2E

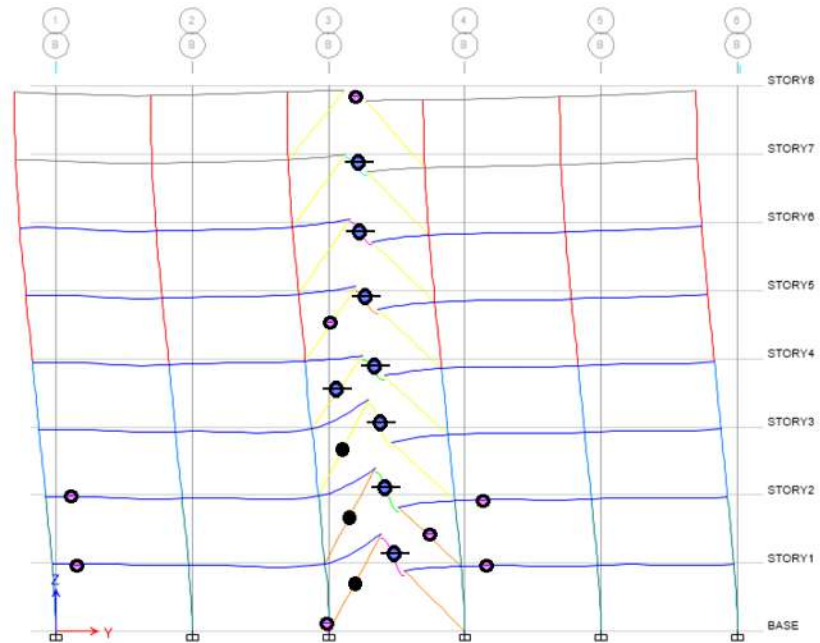


FIGURA 4.87 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-1E

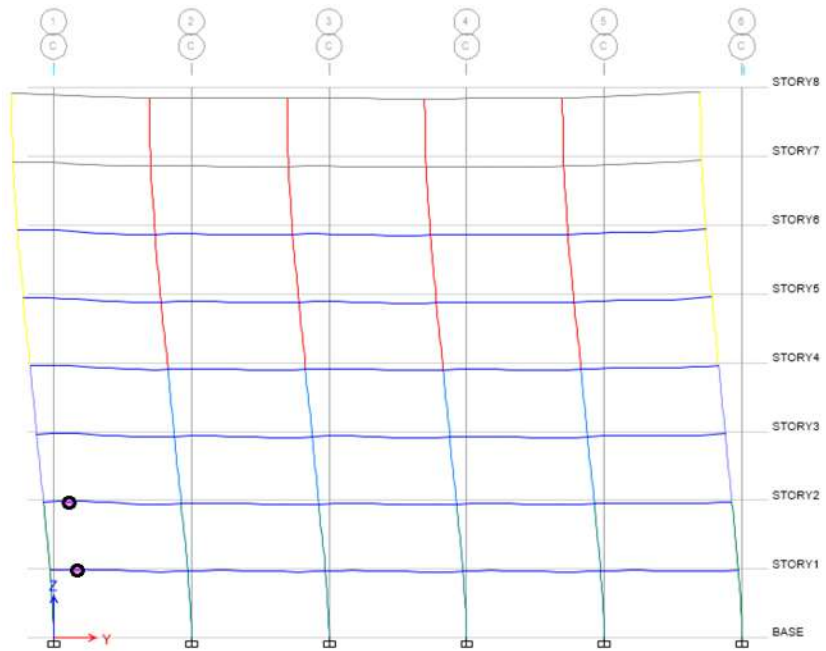


FIGURA 4.88 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-0E

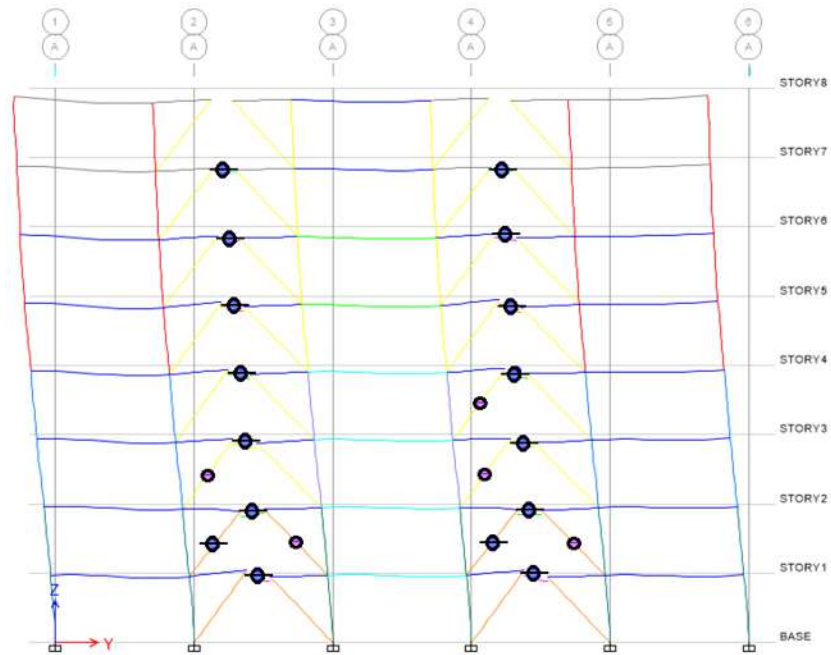


FIGURA 4.89 Localización de articulaciones para el registro "nr" marco M-2E

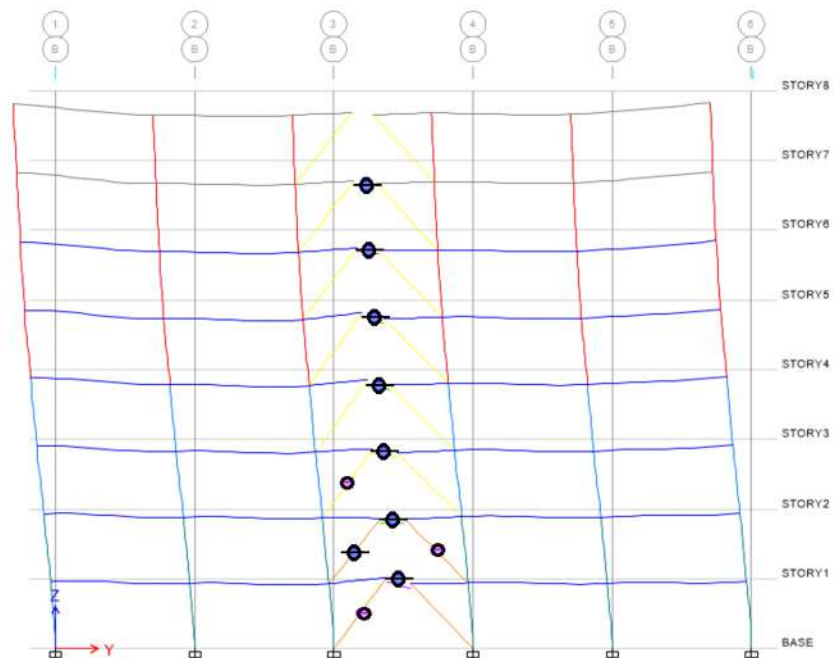


FIGURA 4.90 Localización de articulaciones para el registro "nr" marco M-1E

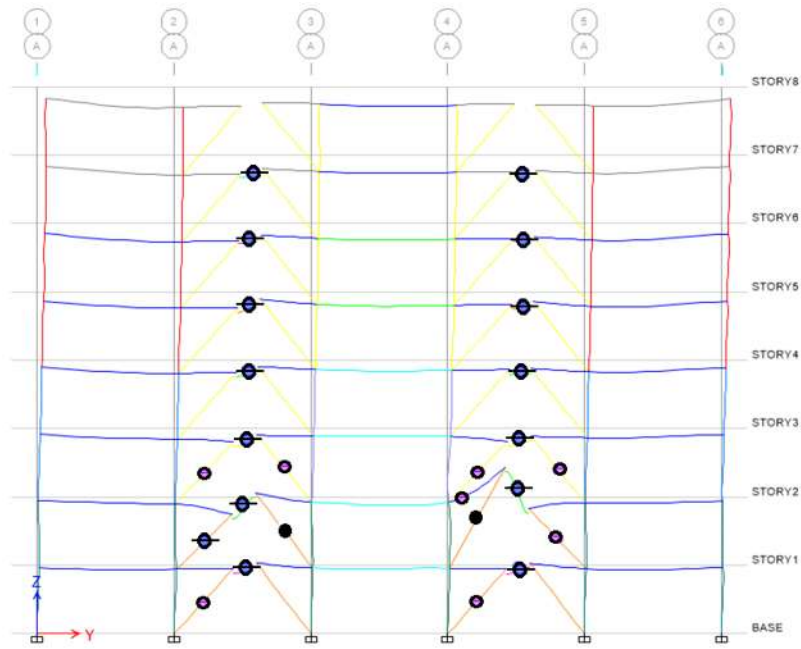


FIGURA 4.91 Localización de articulaciones para el registro "sakaria" marco M-2E

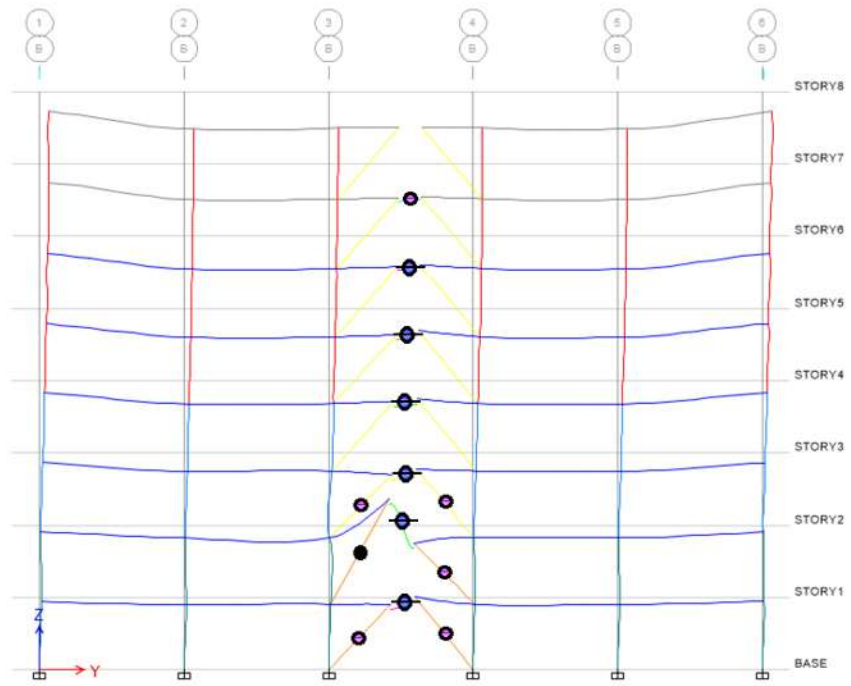


FIGURA 4.92 Localización de articulaciones para el registro "sakaria" marco M-2E

• EDIFICIO DE 12 NIVELES

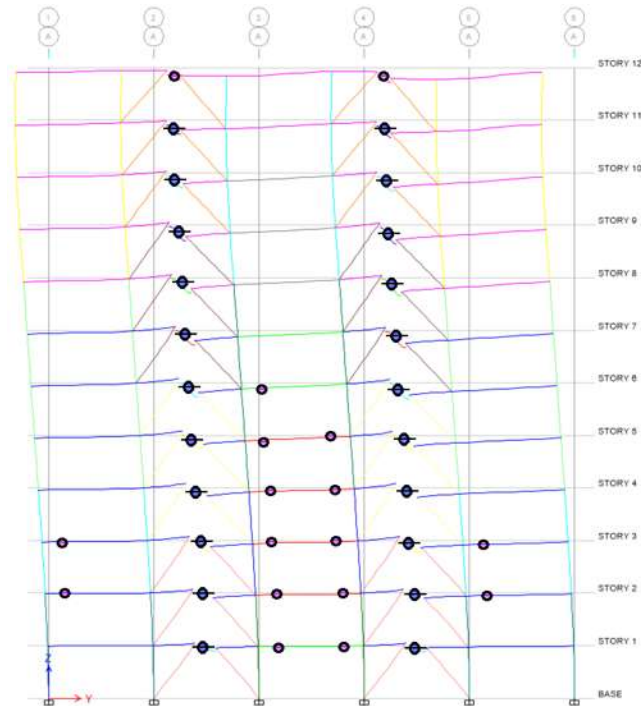


FIGURA 4.93 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_l" marco M-2E

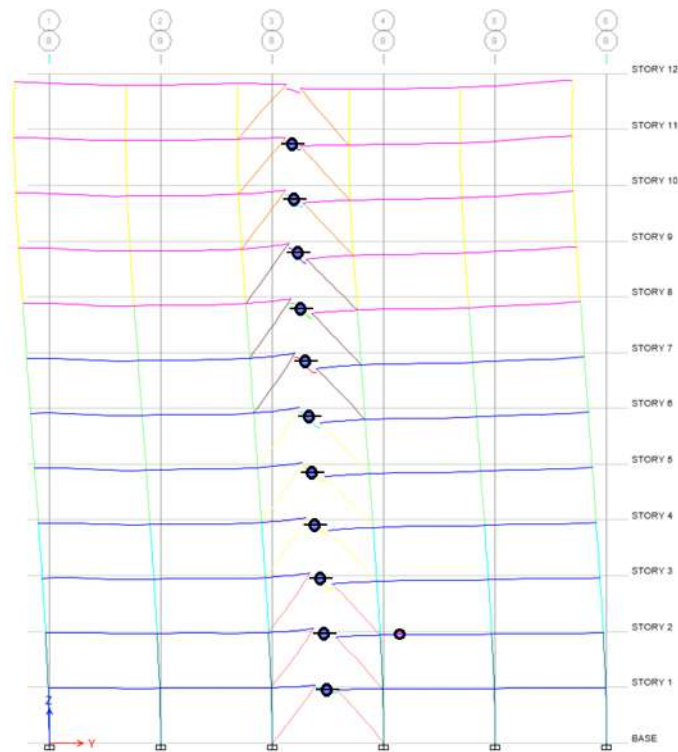


FIGURA 4.94 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_l" marco M-1E

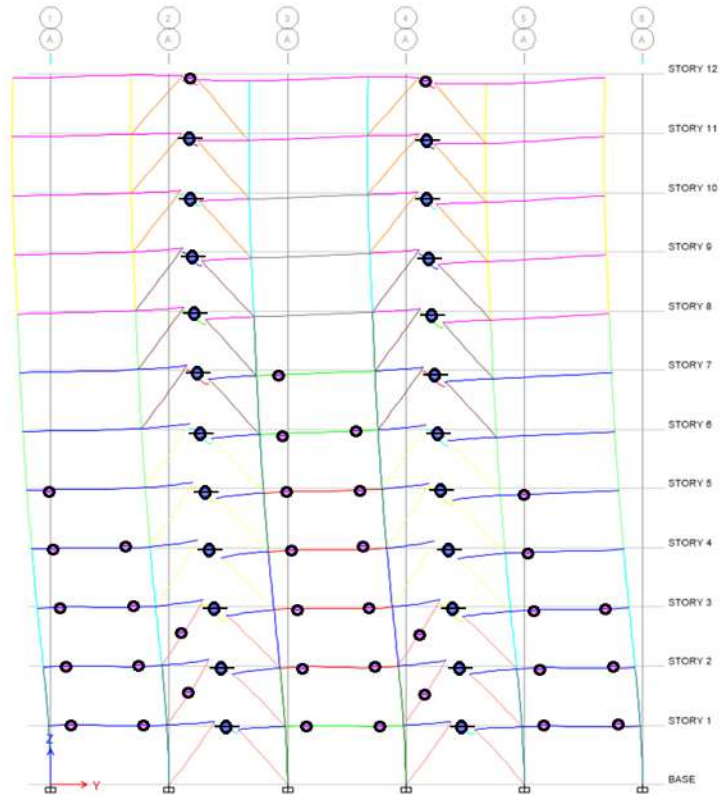


FIGURA 4.95 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-2E

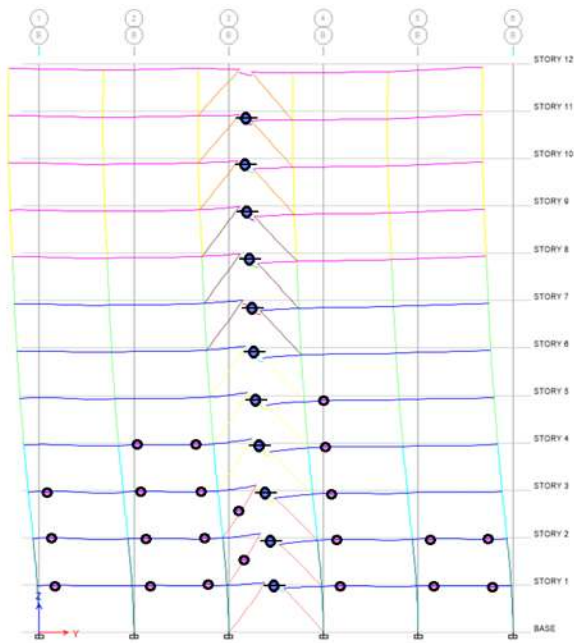


FIGURA 4.96 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-1E

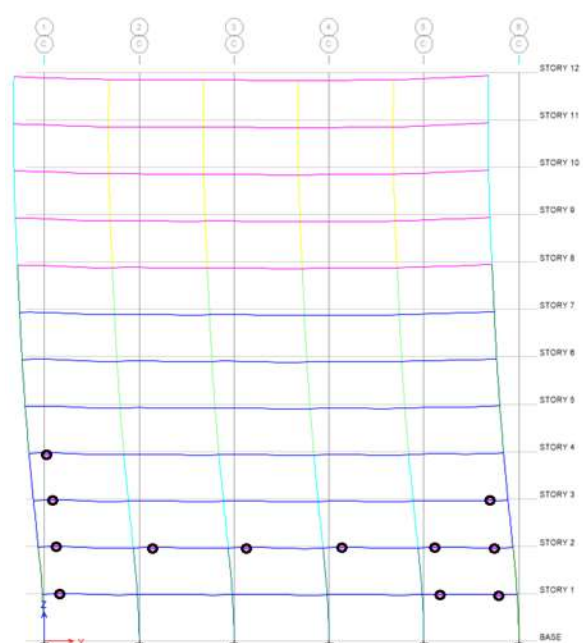


FIGURA 4.97 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-0E

• EDIFICIO DE 16 NIVELES

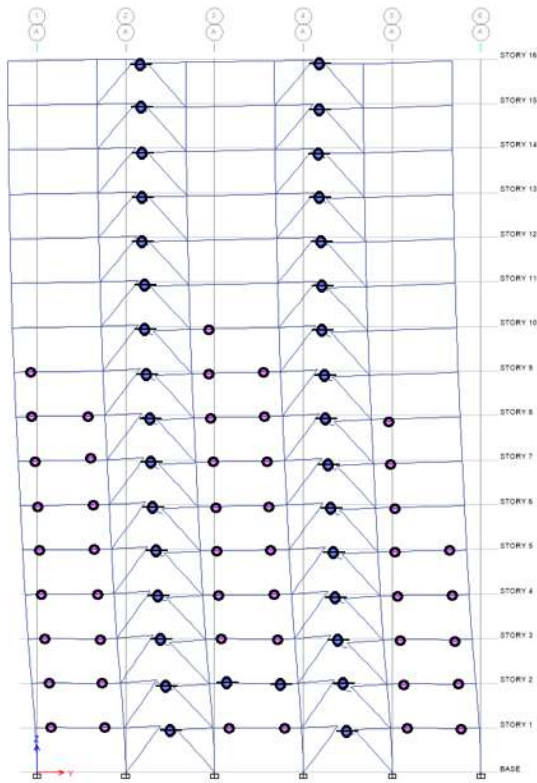


FIGURA 4.98 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-2E

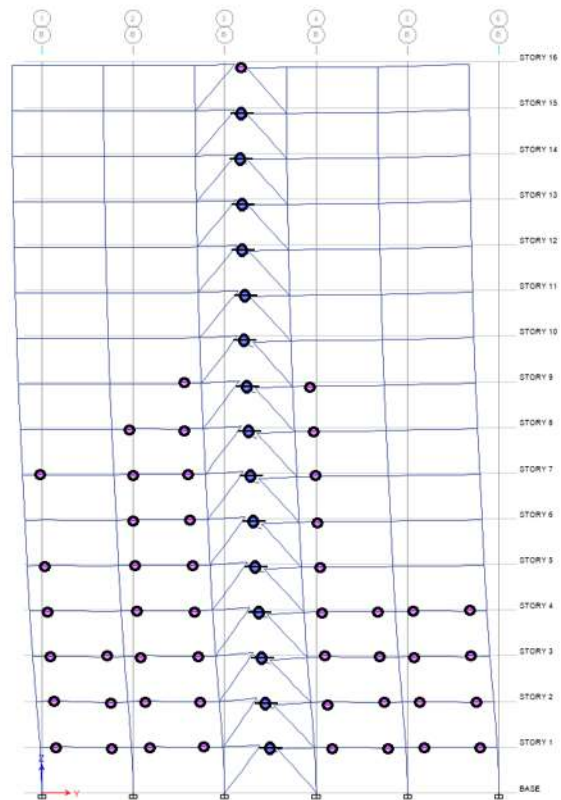


FIGURA 4.99 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-1E

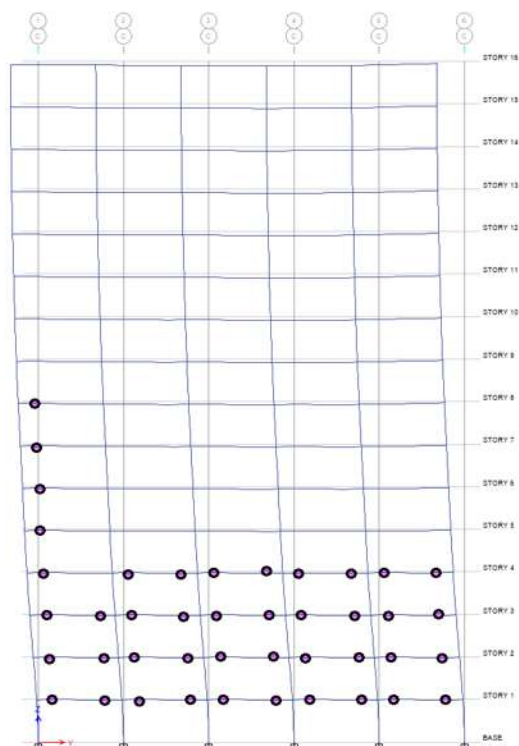


FIGURA 4.100 Localización de articulaciones para el registro "chichi\_t" marco M-OE

Los mecanismos de colapso (figuras 4.74 a 4.77) para el edificio de 4 niveles son diferentes a los obtenidos con el análisis estático no lineal, situación que resulta congruente porque se trata de análisis no lineales distintos, pero de igual forma la aparición de articulaciones comienza en los eslabones y de allí se transfiere a los contravientos; esta forma de aparición de las articulaciones suele presentarse en la mayoría de los análisis estático no lineales para todos los edificios. El mecanismo de colapso se presenta cuando un eslabón y un contraviento que este junto a este, llegan al colapso en un mismo entrepiso.

Para el edificio de 8 niveles y el de 12 niveles (figuras 4.84 a 4.92; y figuras 4.95 y 4.96 respectivamente) se ve que aparecen articulaciones en los contravientos, esto puede ocasionar que el edificio no alcance su máxima ductilidad, lo cual es ocasionado porque el dimensionamiento en los contravientos resulta insuficiente para esos registros sísmicos ya que para el resto de los registros se presenta un mejor comportamiento específicamente en los contravientos.

En el edificio de 16 niveles sólo se muestra la localización de las articulaciones para el registro de "chichi\_t" ya que para el "chichi\_l" sólo aparecen 3 articulaciones en total para las vigas las cuales sólo se presentan en la zona B referente a la fluencia.

Comparando con el análisis estático no lineal, también se ve que en el análisis paso a paso (tablas 4.26 a 4.34) en los entrepisos se tiene que la máxima ductilidad se relaciona por lo general con una

distorsión máxima del 3%, y que los entrepisos en los que se presentan esta máxima distorsión son los que registrarán el comportamiento final de todo el edificio. Los entrepisos con estas características siempre se presentaron en niveles inferiores. Lo que sí no tiene una misma forma de comportarse es la aparición de articulaciones para un mismo nivel, apareciendo primero en niveles superiores, medios o inferiores; pero al tratarse de edificios regulares en planta y elevación, los entrepisos que se ven sometidos a mayor cortante de entrepiso en un análisis estático no lineal, para el caso de un análisis paso a paso ese mismo nivel será el primero en fallar pero presentando elementos mecánicos mayores, ya que el patrón de cargas del análisis estático no lineal está en función del modo fundamental de vibrar.

Como se ha venido mencionado, los contravientos también influyen directamente en el comportamiento dúctil del edificio, y para cargas cíclicas se debe prestar mayor atención por el hecho de que el contraviento pueda sufrir pérdida de resistencia por su mal comportamiento a compresión. Estos análisis paso a paso reflejan en parte la posible degradación, ya que en las figuras 4.74 a 4.77, no se presentan articulaciones que afecten la estabilidad estructural ni en vigas ni en columnas. Recordando que para el edificio de 4 niveles y los registros "chichi\_t" y "chichi\_l" el edificio está expuesto a una aceleración igual que la gravedad.

## 4.5 FACTORES DE DUCTILIDAD

Con el análisis estático no lineal de empuje incremental se puede determinar para cada incremento de desplazamiento la distorsión de los entrepisos, como se ha venido mencionando se utilizan las distorsiones de entrepiso como criterio para evaluar el daño comparándolos con los permisibles de la tabla 4.16 mencionados en las NTCS-04. Se obtienen los factores de "ductilidad por distorsión" globales y por entrepiso, este cálculo resulta como la distorsión última entre distorsión de fluencia.

A partir de las curvas cortante normalizada-distorsión de las figuras, 4.45, 4.48, 4.51 y 4.55 para los edificios de 4, 8, 12 y 16 niveles respectivamente y con ayuda de la tabla 4.18 se considera prudente el uso de factores de ductilidad de 4 para marcos con contraviento excéntrico, ya que para los 4 edificios esa ductilidad global siempre se vio superada, al igual que a nivel de los entrepisos con mayor desplazamiento relativo.

Debido a que los análisis estáticos no lineales de empuje incremental y los dinámicos no lineales paso a paso presentan diferencias significativas, realizar una comparación de los resultados no fue del todo posible, encontrándose similitudes únicamente en las distorsiones de fluencia por entrepiso, las cuales tuvieron valores cercanos al 0.2% con ambos criterios.

## 4.6 CARACTERÍSTICAS PARA EL DISEÑO

Para la presente tesis se propusieron las características de diseño para los marcos con contraventeo excéntrico que se mencionan a continuación.

### 4.6.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

Columnas armadas cuadradas huecas, contravientos armados cuadrados huecos, vigas laminadas de secciones I, eslabones de secciones laminadas I y siempre al centro del claro, la longitud de los eslabones siempre cae entre 1.40 y 0.90 m; recordando solamente que la longitud del eslabón no debe forzosamente caer en este rango de distancia si no en aquel que las formulas respectivas indiquen o los requisitos arquitectónicos. Todas las secciones mencionadas fueron compactas. Cumpliendo las condiciones anteriores se pudo llegar a un Q igual a 4, y no fue necesario modificar este valor a Q' tal y como lo establecen NTCS-04, ya que los casos analizados en esta tesis se limitan a edificios con estructuras regulares tanto en planta como en elevación

### 4.6.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ESLABONES

En todos los casos analizados la sección transversal de los eslabones tuvo un menor peralte que el resto de la viga, aunque AISC-2010 permite que la viga y el eslabón tengan la misma sección. Haciendo que el eslabón sea de menor sección se garantiza que:

- El eslabón sea el único que tenga un comportamiento no lineal, convirtiéndolo en el elemento principal de disipación de energía sísmica.
- El material sufre deformaciones más allá de la zona de fluencia del acero generando que las fuerzas de sobrerresistencia se canalicen sobre los demás elementos estructurales. Mientras más grande sea la sección de los eslabones mayores deben ser el resto de las secciones del marco. En eslabones fabricados en taller a partir de tres láminas soldadas además de que se puede buscar una sección óptima se evitan la realización de soldaduras especializadas, adicionalmente el cumplimiento de las longitudes requeridas para el eslabón, se vuelve un proceso iterativo más simple.
- En el diseño de la viga fuera del eslabón no se tendrá que poner cuidado especial por la transferencia de fuerza por sobrerresistencia que presente el eslabón, por lo que no se requiere del uso de los factores que se presentan en capítulo A3.2 "Expected Material Strength" de las ANSI/AISC 341-10.

En todos los casos se deberá poner especial atención en el diseño de los atiesadores para cada eslabón, con la finalidad de garantizar la disipación de la energía sísmica.



### 5.1 CONCLUSIONES

- De los resultados obtenidos a partir del estudio de los marcos con contraventeo excéntrico (MCE), se obtuvieron en general valores del Factor de Comportamiento sísmico mayores a los que se permite como máximos en la NTCS-04, aunque se hace notar que en las etapas iniciales de carga, el comportamiento queda gobernado principalmente por los eslabones. Al mismo tiempo, se encontró que al combinarse los eslabones con contravientos esbeltos, las ventajas que presentan los MCE en cuanto a ductilidad se refiere, decaen significativamente generando un sistema estructural con comportamiento frágil.
- En las NTCS-04 se establece como requisito para poder considerar un factor de comportamiento sísmico igual a 4, que el marco por sí solo (sin incluir contravientos o muros de cortante) debe aportar al menos un 50% de la rigidez total de la estructura para evitar la falla prematura de contravientos, lo cual afectaría el correcto trabajo del eslabón, generando en ese caso un sistema de baja ductilidad. La limitación de la contribución de los contravientos al cortante de entrepiso, incidirá de manera directa en la capacidad de deformación tanto de las columnas como de ellos mismos, lo cual debe garantizar la aparición del mecanismo de colapso Columna Fuerte-Viga Débil-Contraviento Más Débil-Falla en el Eslabón, de cara a lograr un factor de comportamiento sísmico igual a 4 en los MCE.
- Entre los sistemas estructurales de construcción común en acero los MCE poseen gran rigidez lateral y un buen comportamiento dúctil. Con los sismos que se emplearon para el análisis paso a paso no lineal, aunque son eventos de gran intensidad que los picos espectrales no coinciden con los periodos fundamentales de los edificios (ver figuras 4.65 a 4.74), concentrándose la mayor parte del daño en los eslabones. Como una excepción se tiene el caso del edificio de 4 niveles cuando se ve sometido a los registros de "Chichi" en cuyo caso falla tanto eslabones como contravientos.
- Como se ve en el apartado 3.2 relativo al diseño por sobrerresistencia del eslabón, el resto de los elementos estructurales en el marco fueron siempre secciones compactas, garantizando con esto la aparición prematura de pandeo en patines y / o almas.

- Ya que la ubicación de los eslabones suele regirse exclusivamente por el proyecto arquitectónico, aun así, deberá cuidarse que en un mismo marco no se coloquen los eslabones separados entre sí por pocos claros libres, ya que como se observó en los resultados, tanto las vigas como las columnas que quedan entre dos eslabones terminan con secciones mayores a las del resto de los elementos.
- Para el análisis estático no lineal de empuje incremental los niveles del tercio inferior de los edificios rigen el comportamiento final de la estructura. Por otro lado, a diferencia de lo establecido en la tabla 4.16, se obtuvieron en todos los caso ductilidades de 4 o mayores para distorsiones 3%, además de distorsiones de entrepiso cercanas al 0.2% para la fluencia de los eslabones.
- Al emplear eslabones con secciones óptimas se garantiza que el fallo se presentará en éstos y que el resto de los elementos estructurales no sufrirán daños, focalizando así la reparación únicamente en los eslabones. La sustitución de los eslabones deberá ser rápida y simple, por lo que deberán estar conectado mediante tornillos.
- Se encontró que para la mayoría de los sismos el comportamiento de los edificios es satisfactorio, ya que las ordenadas espectrales para el periodo fundamental de los mismos tiene un valor cercano al coeficiente sísmico de diseño (ver tabla 4.25). En la mayoría de los casos las ductilidades obtenidas no exceden de 2. Por otro lado, lo entrepisos con mayores distorsiones laterales no coinciden con sus homónimos del análisis estático de empuje incremental, ya que en el análisis dinámico las ductilidades globales y de entrepiso son similares en toda la altura del edificio.
- Finalmente, debido a la simetría de los edificios estudiados la posición de los eslabones se definió por analogía, lo cual llevo a ductilidades razonables para todos los casos. Por otro lado se concluye que para distorsiones de entrepiso mayores al 0.2% todos los eslabones llegaron a la fluencia, demostrando las bondades de este tipo de sistema.

## 5.2 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

- La presente tesis se limitó al estudio de estructuras regulares, razón por la cual los eslabones de un mismo entrepiso fluyen casi simultáneamente. Sin embargo, en la práctica los edificios suelen presentar irregularidades en planta y/o elevación, por lo que se considera conveniente extender la presente investigación en ese sentido.
- Extender el presente estudio a estructuras con conexiones viga-columna diferentes de las empleadas que fueron en su totalidad resistentes a momento, por un lado variando la posición de éstas combinadas con conexiones a cortante, o bien intentando conexiones con reducción de viga, tipo árbol, etc., de cara a establecer recomendaciones de carácter general.
- En todos los marcos usados en esta tesis se emplean eslabones que se rigen exclusivamente a cortante. Se suelen presentar configuraciones estructurales en que la distancia mínima que se usará en el eslabón cambia el comportamiento de éste, llegando a regirse exclusivamente por momento, abordar estudios al respecto es la única forma de identificar si eslabones con esta característica es adecuado o se debería evitar.
- La configuración de los contravientos en K dividida para los MCE no es la única que se puede utilizar en la práctica, existiendo otras configuraciones tales como contravientos excéntricos en V, en Y invertida o en D, lo cual incide de manera directa en el comportamiento del eslabón y del sistema estructural completo modificando la ductilidad; condiciones que no se consideraron en el presente trabajo y sin duda resultan atractivas para estudios posteriores.



## ESPECTROS

### A1) ESPECTRO DE ACELERACIÓN PARA DISEÑO SÍSMICO

#### A1-1) ESPECTRO ELÁSTICO<sup>11</sup>

Las NTCS-04 en su Capítulo 3 proponen los siguientes valores de la ordenada del espectro de aceleraciones,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, con las formulas 1.1 y 1.2.

$$a = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} & ; \quad T < T_a \\ c & ; \quad T_a \leq T \leq T_b \\ c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r & ; \quad T > T_b \end{cases} \quad (\text{A-1.1})$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla A-1.1:

**TABLA A-1.1** Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	$a_0$	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
IIId	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

Sustituyendo los valores para la zona IIIc en la ecuación A-1.1 y haciendo operaciones se tiene la fórmula para el espectro elástico de la zona IIIc:

$$a = \begin{cases} 0.10 + 0.24T & ; \quad T < 1.25 \\ 0.40 & ; \quad 1.25 \leq T \leq 4.2 \\ \frac{7.056}{T^2} & ; \quad T > 4.2 \end{cases} \quad (\text{A-1.2})$$

<sup>11</sup> NTCS-04 (2004)

"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"  
Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS Octubre 2004, (pp. 55-77)

- **REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS:**

Las ordenadas del espectro para el diseño sísmico definidas por la ecuación 1.2 se reducirá entre el valor de  $Q'$  que queda definido por ecuación (A-1.2)

$$Q' = \begin{cases} Q & T \geq T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & T < T_a \end{cases} \quad (\text{A-1.3})$$

- **FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q**

Se usa  $Q=3$  en virtud de que los edificios satisfacen lo siguientes requisitos de las NTCS-04:

“La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.”

“Los marcos, sean o no contraventados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería”

“Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas. Pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.”

- **CONDICIONES DE REGULARIDAD**

Como los edificios propuestos son doblemente simétricos en planta y elevación, cumpliendo así todas las condiciones de regularidad de las NTCS-04 por lo que no se hará corrección por irregularidad al factor de comportamiento sísmico  $Q'$  que cita dichas normas, por lo cual a la ecuación A-1.2 no se le harán modificaciones extras.

- **FACTOR DE REDUCCIÓN  $Q'$**

Sustituyendo los valores que se usarán en la ecuación A-1.3 y realizando operaciones:

$$Q' = \begin{cases} 3 & T \geq 1.25 \\ 1+1.6T & T < 1.25 \end{cases} \quad (\text{A-1.4})$$

### ***A1-2) ESPECTRO INELÁSTICO***

Por lo tanto para la zona III<sub>C</sub> y con un Q=3, se hacen las reducciones de Q' de la ecuación A-1.4 en la ecuación A-1.2 se tiene la ecuación para el espectro inelástico.

$$a = \begin{cases} \frac{0.10+0.24T}{1+1.6T} & ; \quad T < 1.25 \\ \frac{2}{15} & ; \quad 1.25 \leq T \leq 4.2 \\ \frac{2.352}{T^2} & ; \quad T > 4.2 \end{cases} \quad (\text{A-1.5})$$



---

---

## ANEXO 2.

---

---

### FORMULAS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

---

---

#### A2) ANSI/AISC 341-10<sup>12</sup>; ANSI/AISC 360-10<sup>13</sup>

Se hace un resumen de las formulas empleadas por elemento estructural las cuales se desglosan a continuación. Para los eslabones se usa ANSI/AISC 341-10; y para contravientos, vigas y columnas se usara ANSI/AISC 360-10. Por esto únicamente se citará el capítulo, tabla y/o figura a la cual se hagan referencia en el diseño de elementos estructurales.

#### **A2-1) DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN**

Este apartado es para el cálculo de fuerza a compresión resistente. Los contravientos se diseñaran únicamente para compresión, ya que es la condición más desfavorable, y como se da por hecho que las conexiones para este elemento están bien diseñadas, se prevé la falla del contraviento sólo a compresión. El cálculo de fuerza a compresión en elementos tipo I, aplica únicamente para las vigas que se localizan entre la columna y el contraviento, la viga que esta junto a eslabón y contraviento, cuando esta viga tienen la misma sección que el eslabón, debe considerarse la interacción de flexión y compresión por los altos valores de compresión a los que se espera se vean sometidas.

Se indica que para una sección rectangular hueca sin elementos esbeltos se debe revisar el estado límite de pandeo por flexión y para secciones rectangulares huecas con elementos esbeltos se debe revisar el estado límite por flexión y pandeo local, pero como los contravientos son parte de una estructura altamente dúctil no se esperan que los contravientos tengan elementos esbeltos.

La fuerza a compresión resistente de un elemento está dada por la ecuación A-2.1

$$P_R = \phi_c P_n \quad (\text{A-2.1})$$

---

<sup>12</sup> American Institute Of Steel Construction  
"Specification for Structural Steel Buildings"  
June 22, 2010

<sup>13</sup> American Institute Of Steel Construction  
"Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"  
June 22, 2010

- **CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN EN CAJÓN, SUJETA A COMPRESIÓN:**

Para clasificar la sección en cajón con espesor uniforme como no esbelta o esbelta se usa la tabla A-2.1:

TABLA A-2.1 Clasificación de la sección transversal para sección tipo cajón sujeta a compresión

ELEMENTO	CLASIFICACIÓN	
	NO ESBELTA	ESBELTA
PATÍN	$\frac{b}{t} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t} > 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
ALMA	$\frac{h}{t_w} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t_w} > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

- **CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN I SUJETA A FLEXIÓN:**

Por la misma razón de los contravientos, las vigas forman parte de un sistema estructural donde se esperan grandes demandas de ductilidades por lo tanto el alma como los patines deben ser secciones compactas por ello se tiene cuidado en la elección de los perfiles laminados exclusivamente compactos. La clasificación en función del ancho/espesor de la sección se da a través de la tabla A-2.3.

TABLA A-2.2 Clasificación de la sección transversal para las vigas

ELEMENTO	CLASIFICACIÓN DEL ELEMENTO DE LA SECCIÓN
	COMPACTO
PATINES	$\frac{b}{t} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
ALMA	$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

- **CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN I SUJETA A COMPRESIÓN:**

Su relación limite ancho espesor  $\lambda_T$ ; Esbelto-No Esbelto:

TABLA A-2.3 Clasificación de la sección transversal para las vigas

ELEMENTO	CLASIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SECCIÓN
	NO ESBELTO
PATINES	$\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

ALMA	$\frac{h}{t_w} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
------	--

Teniendo como límites la relación de esbeltez de 200 para compresión y 300 para tensión.

• FUERZA DE COMPRESIÓN NOMINAL

Para miembros con elementos no esbeltos, la resistencia de compresión nominal está dada por la ecuación A-2.2:

$$P_n = F_{cr} A_g \tag{A-2.2}$$

$$F_{cr} = \begin{cases} \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y & \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \\ 0.887 F_e & \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \end{cases} \tag{A-2.3}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{kL}{r_x} \right)^2} \tag{A-2.4}$$

Para miembros con elementos esbeltos, la resistencia de compresión nominal está dada por la ecuación A-2.2 donde el esfuerzo crítico  $F_{cr}$  se calcula con la ecuación A-2.5:

$$F_{cr} = \begin{cases} Q \left[ 0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y & \frac{QF_y}{F_e} \leq 2.25 \\ 0.887 F_e & \frac{QF_y}{F_e} > 2.25 \end{cases} \tag{A-2.5}$$

Donde:

$F_e$  se calcula con la ecuación A-2.4.

Para secciones conformadas por elementos esbeltos atiesados

$$Q = Q_a Q_s \tag{A-2.6}$$

$Q_a$  es igual a uno si el alma es no esbelta de lo contrario se calcula con:

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} \tag{A-2.7}$$

$$b_e = 1.92 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 1 - \frac{0.34}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq h \quad (\text{A-2.8})$$

$Q_s$  es igual a uno si los patines son no esbeltos de lo contrario se calcula con:

$$Q_s = \frac{A_e}{A_g} \quad (\text{A-2.9})$$

$$b_e = 1.92 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (\text{A-2.10})$$

• **FUERZA A COMPRESIÓN NOMINAL EN VIGAS**

Se indica que para una sección I doblemente simétrica: sin elementos esbeltos se debe revisar estado límite pandeo por flexión y el estado límite por pandeo torsional; con elementos esbeltos se deben revisar los estados límite de pandeo local, pandeo por flexión y pandeo torsional.

Por formar parte de un sistema estructural que se esperan grandes ductilidades no se usarán elementos esbeltos a compresión. El cálculo de la resistencia a compresión resistente se calcula con la ecuación A-2.1 y el cálculo del esfuerzo crítico  $F_{cr}$  con la ecuación A-2.3 con la excepción de que el cálculo de  $F_e$  para secciones I doblemente simétricas se toma como el menor de: la ecuación A-2.4 con el valor de coeficiente k de se tomará como 0.8, suponiendo que en un extremo tiene un empotramiento perfecto y en el otro una articulación; y con la ecuación A-2.11, este cálculo aplica para todos los miembros con simetría doble y sin elementos esbeltos, cuando la longitud sin soporte lateral torsional excede la longitud no arriostrada lateral.

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{A-2.11})$$

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

**A2-2) DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN**

El momento flexionante resistente de una sección está dada por la ecuación A-2.12:

$$M_R = \phi_b M_n \quad (\text{A-2.12})$$

• EL MOMENTO FLEXIONANTE NOMINAL DE VIGAS I DE SECCIÓN COMPACTA

El momento flexionante nominal en vigas de sección compacta está dada por el valor menor obtenido de acuerdo a los límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional:

FLUENCIA:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq 1.5 F_y S_x \quad (\text{A-2.13})$$

PANDEO LATERAL TORSIONAL:

a) Para  $L_b \leq L_p$ , no aplica este estado limite

b)  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{A-2.14})$$

c)  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{A-2.15})$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (\text{A-2.16})$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{A-2.17})$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left( \frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left( \frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (\text{A-2.18})$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2 S_x}}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{m\acute{a}x}}{2.5M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{A-2.19})$$

• **CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN EN CAJÓN SUJETA A FLEXIÓN**

La clasificación de las secciones en cajón sujeta a compresión, se da en función del ancho/espesor de la sección como se muestra en la tabla A-2.4:

TABLA A-2.4 Clasificación de los elementos en una sección tipo cajón

ELEMENTO	COMPACTO	NO COMPACTO	ESBELTO
Patines	$\frac{b}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t} > 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma	$\frac{h}{t_w} \leq 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{h}{t_w} > 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

• **MOMENTO FLEXIONANTE NOMINAL EN SECCIONES TIPO CAJÓN**

El momento flexionante nominal está dada por el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de: fluencia (momento plástico), pandeo local en el patín y pandeo local en el alma se describe a continuación (ecuaciones A-2.20 a A-2.23):

1. FLUENCIA:

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{A-2.20})$$

2. PANDEO LOCAL EN EL PATÍN:

- a) Para secciones compactas no aplica este estado limite
- b) Para secciones con patines no compactos

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left( 3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (\text{A-2.21})$$

- c) Para secciones con patines esbeltos:

$$M_n = F_y S_{eff} \quad (\text{A-2.22})$$

$S_{eff}$  = Módulo de sección efectiva determinado con el ancho efectivo,  $b_e$ , del patín a compresión calculado con la ecuación A-2.10:

3. PANDEO LOCAL EN ALMA:

- a) Para secciones compactas no aplica este estado limite
- b) Para secciones con almas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left( 0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (\text{A-2.23})$$

- c) Para secciones con almas esbeltas  
NO APLICA.

**A2-3) DISEÑO DE ELEMENTOS A CORTANTE**

La fuerza cortante resistente de un elemento se calcula con la ecuación A-2.24

$$V_R = \phi_v V_n \quad (\text{A-2.24})$$

• FUERZA CORTANTE NOMINAL PARA ESLABONES CORTOS

$$V_n = V_p$$

$$V_p = \begin{cases} 0.6F_y A_{tw} & \text{para } \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \\ 0.6F_y A_{tw} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} & \text{para } \frac{P_u}{P_y} > 0.15 \end{cases} \quad (\text{A-2.25})$$

$$A_{tw} = (d - 2t)t_w \quad (\text{A-2.26})$$

$$P_y = F_y A_g \quad (\text{A-2.27})$$

• FUERZA CORTANTE NOMINAL PARA VIGAS I

La fuerza cortante nominal para almas atiesadas o no atiesadas para el estado límite de fluencia en cortante y pandeo en cortante está dada por la ecuación A-2.28 para los valores que a continuación se mencionan:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{A-2.28})$$

$$C_v = 1$$

$$A_w = h' t_w \quad (\text{A-2.29})$$

Para almas de perfiles laminados en secciones I debe cumplir la ecuación A-2.30:

$$\frac{h'}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{A-2.30}$$

• FUERZA CORTANTE NOMINAL, EN SECCIONES TIPO CAJÓN

La resistencia de cortante nominal está dada por la ecuación A-28:

Donde:

$$A_w = 2h't_w \tag{A-2.31}$$

$t = t_w$  Suponiendo que esta soldado con arco sumergido

$$k_v = 5$$

$$C_v = \begin{cases} 1 & ; \quad \frac{h'}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \\ \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h'}{t_w}} & ; \quad 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h'}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \\ \frac{1.51 E k_v}{\left(\frac{h'}{t_w}\right)^2 F_y} & ; \quad \frac{h'}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \end{cases} \tag{A-2.32}$$

**A2-4) DISEÑO DE ELEMENTO FLEXO-COMPRIMIDOS**

Las fórmulas de interacción para el diseño de elementos flexo comprimidos, depende de la relación

$\frac{P_u}{P_R}$ , así:

$$a) \quad \frac{P_u}{P_R} \leq 0.2 \quad \frac{P_u}{P_R} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \right) \leq 1.0 \tag{A-2.33}$$

$$b) \quad \frac{P_u}{P_R} > 0.2 \quad \frac{P_u}{2P_R} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \right) \leq 1.0$$

Esta relación es usada tanto para columnas y para vigas que ya no son parte del eslabón, con sus respectivos momentos y carga a compresión resistente.

**A2-5) CÁLCULO DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA Y FACTORES DE AMPLIFICACIÓN**

Para el cálculo del factor  $K_{x,y}$  se aplica la fórmula del “Método de la Rigidez de entrepiso” que es la ecuación (C-A-7-5) en los comentarios del AISC 2010:

$$K_{x,y} = \sqrt{\frac{\sum P_u}{(0.85 + 0.15R_L)P_u} \left(\frac{\pi^2 EI}{L^2}\right) \left(\frac{\Delta_H}{V_x L}\right)} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{L^2} \left(\frac{\Delta_H}{1.7V_x L}\right)} \quad (\text{A-2.34})$$

$$R_L = \frac{\sum P_r \text{ Todas de apo y o empotrado}}{\sum P_r \text{ Todas de las columnas}}$$

- FACTORES DE AMPLIFICACIÓN  $B_1$  Y  $B_2$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (\text{A-2.35})$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \quad (\text{A-2.36})$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (\text{A-2.37})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - P_{entrepiso} \frac{\Delta_H}{V_x L}} \geq 1 \quad (\text{A-2.38})$$

- FÓRMULA PARA CALCULAR EL MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA AXIAL POR LOS FACTORES DE AMPLIFICACIÓN

$$M_U = Fc(B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}) \quad (\text{A-2.39})$$

$$P_U = Fc(B_1 P_{nt} + B_2 P_{lt}) \quad (\text{A-2.40})$$

**A2-6) PROPIEDADES DEL ESLABÓN**

- LONGITUD MÁXIMA E DEL ESLABÓN:

Si  $\frac{P_u}{P_y} > 0.15$

$$e \leq \begin{cases} 1.6 \frac{M_p}{V_p} & \rho' \leq 0.5 \\ 1.6 \frac{M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho') & \rho' > 0.5 \end{cases} \quad (\text{A-2.41})$$

Si  $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$

Para eslabones con fuerza axial baja, como es al cumplirse el límite anterior, la longitud se rige más bien por el ángulo de rotación del eslabón, que para este caso debe garantizar un eslabón a cortante.

Donde:

$$\rho' = \frac{P_u/P_y}{V_u/V_y} \tag{A-2.42}$$

$$V_y = 0.6F_y A_{tw} \tag{A-2.43}$$

$$M_p = \begin{cases} F_y Z_x & \text{para } \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \\ F_y Z_x \left( \frac{1 - \frac{P_u}{P_y}}{0.85} \right) & \text{para } \frac{P_u}{P_y} > 0.15 \end{cases} \tag{A-2.44}$$

Se tomará como límite inferior las ecuaciones A-2.41 o A-2.42, únicamente modificando el factor 1.6 por 1.3,  $V_p$  se calcula con la ecuación A-2.25.

• **ATIESADORES**

Se debe de proveer de atiesadores en ambos extremos del eslabón y por ambos lados del alma, cuando se trata de una sección I, deben cumplir con las características de la tabla A-2.5:

TABLA A-2.5 Características de los atiesadores extremos en los eslabones

ANCHURA TOTAL COMBINADA DE LOS ATIESADORES	ESPESOR DE LAS PLACAS
$\geq (b_f - 2t_w)$	El mayor de $t_w$ ó 1 cm

Los eslabones de sección I con longitudes de  $1.6 \frac{M_p}{V_p}$  o menos, se deben de proveer de atiesadores intermedios que cubran todo el peralte del eslabón. Las características de los atiesadores se indican en la Tabla A-2.6; y la separación entre los atiesadores, que está en función del ángulo de rotación del eslabón, en la Tabla A-2.7:

TABLA A-2.6 Características de los atiesadores intermedios en los eslabones

PERALTE DEL ESLABÓN	LOCALIZACIÓN DEL ATIESADOR	ANCHURA TOTAL DE LOS ATIESADORES	ESPESOR DE LAS PLACAS
$\geq 635$ mm	Por ambos lados	$\geq (b_f - 2t_w)$	El mayor de $0.75 t_w$ ó 1 cm

TABLA A-2.7 Separación entre atiesadores intermedios

ÁNGULO DE ROTACIÓN (rad)	SEPARACIÓN
$\leq 0.02$	$52 t_w - \frac{d}{5}$
0.02 – 0.08	INTERPOLACIÓN LINEAL
$\geq 0.08$	$30 t_w - \frac{d}{5}$

• EL ÁNGULO DE ROTACIÓN:

Para eslabones con longitud  $1.6 \frac{M_p}{V_p}$  o menor, el ángulo de rotación no debe exceder de 0.08 radianes. La rotación inelástica (ecuación A-2.49) está en función del desplazamiento de entrepiso inelástico que está dado por la ecuación A-2.45:

$$\Delta_p = (\mathcal{Q}-1) \Delta_e \tag{A-2.45}$$

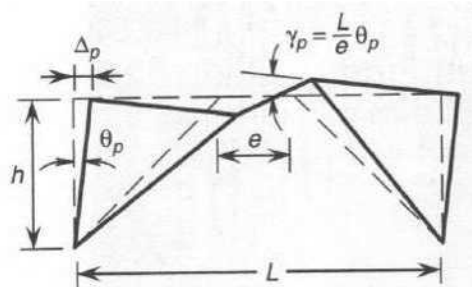


FIGURA A-2.1 Mecanismo de rotación del eslabón (AISC; 2010)

De la figura A-2.1 se tienen los siguientes valores:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \tag{A-2.46}$$

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{h} \tag{A-2.47}$$

Sustituyendo la ecuación A-2.47 en la ecuación A-2.46 resulta la ecuación A-2.48

$$\gamma_P = \frac{\Delta_P}{h} \left( \frac{L}{e} \right) \tag{A-2.48}$$

• **SOBRERRESISTENCIA**

La fuerza cortante corregida del eslabón para una sección I, debe considerar la sobrerresistencia ( $R_y$ ) que es igual a 1.25 y el endurecimiento por deformación igual a 1.25, así:

$$V_{esl} = 1.25 R_y A_{lw} (0.6 F_y)$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$V_{esl} = 0.9375 A_{lw} F_y \tag{A-2.49}$$

• **LISTA DE SÍMBOLOS DEL ANEXO A2:**

$A_e$	Suma de las áreas efectivas de las secciones basadas en el ancho efectivo reducido $b_e$	cm <sup>2</sup>
$A_g$	Área gruesa de la sección	cm <sup>2</sup>
$A_{lw}$	Área del alma para calcular la fuerza cortante resistente del eslabón	cm <sup>2</sup>
$A_w$	Área del alma para calcular la fuerza cortante resistente	cm <sup>2</sup>
$b$	La mitad del ancho del patín en elementos de sección I; distancia libre entre las almas de la sección	cm
$B_1$	Factor de amplificación por efecto P- $\delta$	(Ad)
$B_2$	Factor de amplificación por efecto P- $\Delta$	(Ad)
$b_e$	Ancho efectivo del patín a compresión	cm
$c$	Coefficiente que depende de la forma de la sección, para secciones I uno	(Ad)
$C_b$	Factor de modificación de pandeo lateral	(Ad)
$C_m$	Coefficiente de variación de momento	(Ad)
$C_v$	Coefficiente de cortante del alma	(Ad)
$C_w$	Constante de alabeo	cm <sup>6</sup>
$E$	Módulo de elasticidad del acero, 2040	t/cm <sup>2</sup>
$F_c$	Factor de carga por sismo	(Ad)
$F_{cr}$	Esfuerzo crítico de la sección	t/cm <sup>2</sup>
$F_e$	Esfuerzo de pandeo elástico	t/cm <sup>2</sup>
$F_y$	Esfuerzo de fluencia del acero, 3.515 para las columnas y 2.53 para el resto de los elementos	t/cm <sup>2</sup>
$G$	Módulo elástico de corte del acero, 784	t/cm <sup>2</sup>
$h$	Distancia libre entre los patines de la sección	cm
$h'$	Distancia libre entre los patines menos una vez el espesor de las placas. Para perfiles laminados I, la distancia libre entre alas menos el radio del	cm

	<i>filete</i>	
$h_o$	<i>Distancia entre los centroides de los patines</i>	cm
$I_x, I_y$	<i>Momento de Inercia alrededor del eje X y Y respectivamente</i>	cm <sup>4</sup>
J	<i>Constante de torsión, el IMCA especifica los valores para cada tipo de perfil</i>	cm <sup>4</sup>
k	<i>Factor de longitud efectiva</i>	(Ad)
$k_v$	<i>Coefficiente de pandeo del alma por cortante</i>	(Ad)
$k_{x,y}$	<i>Factor de longitud efectiva calculada con ecuación 2.34 para sentido X o Y del edificio</i>	(Ad)
$K_z$	<i>Factor de longitud efectiva para pandeo torsional; en los comentarios del ANSI/AISC 360-10 se menciona que de forma conservadora se puede usar igual a uno, mencionando otros valores para ciertas condiciones en los extremos.</i>	(Ad)
L	<i>Longitud lateral no arriostrada del contraviento, longitud de la columna o longitud de la viga.</i>	cm
$L_b$	<i>Longitud de la viga entre los puntos que, o bien se apoyan contra el desplazamiento lateral del patín en compresión o restringido contra giro de la sección transversal</i>	cm
$L_p$	<i>Límite de la longitud de la viga no restringida lateralmente para un estado de fluencia</i>	cm
$L_r$	<i>Límite de la longitud de la viga no restringida lateralmente para un estado límite de pandeo lateral torsional inelástico</i>	cm
$M_A$	<i>Valor absoluto del momento en el segmento no arriostrado a un cuarto de este segmento.</i>	t-cm
$M_B$	<i>Valor absoluto del momento en el segmento no arriostrado al centro de este segmento.</i>	t-cm
$M_C$	<i>Valor absoluto del momento en el segmento no arriostrado a tres cuartos de este segmento.</i>	t-cm
$M_{lt}$	<i>Momento flexionante nominal por carga lateral</i>	t-cm
$M_{max}$	<i>Valor máximo absoluto del momento en el segmento no arriostrado.</i>	t-cm
$M_n$	<i>Momento flexionante nominal</i>	t-cm
$M_{nt}$	<i>Momento flexionante nominal por carga de gravedad</i>	t-cm
$M_p$	<i>Momento flexionante plástico nominal.</i>	t-cm
$M_{Rx}, M_{Ry}$	<i>Momento flexionante resistente alrededor de X y Y respectivamente</i>	t-cm
$M_{ux}, M_{uy}$	<i>Momento flexionante último alrededor de X y Y respectivamente usando los factores de amplificación</i>	t-cm
$P_{e1}$	<i>Carga crítica de pandeo elástico de Euler</i>	t
$P_{lt}$	<i>Fuerza axial nominal por carga lateral</i>	t-cm
$P_n$	<i>Fuerza a compresión nominal de la sección</i>	t
$P_{nt}$	<i>Fuerza axial nominal por carga de gravedad</i>	t-cm

$P_R$	Fuerza axial resistente	t
$P_r$	Carga axial última sobre la columna	t
$P_u$	Fuerza axial última	t
$Q$	Factor de reducción neta contando todos los elementos de compresión esbeltos (ecuación 2.6); Factor de comportamiento sísmico (ecuación 2.45)	(Ad)
$Q_a$	Factor de reducción para patines	(Ad)
$Q_s$	Factor de reducción para el alma	(Ad)
$r_{ts}$	Radio de giro efectivo	cm
$r_x, r_y$	Radio de giro alrededor de X o Y, respectivamente	cm
$R_y$	Factor que considera la sobrerresistencia del eslabón	(Ad)
$S_{eff}$	Módulo de sección efectiva determinado con el ancho efectivo $b_e$ , del patín a compresión	cm <sup>3</sup>
$S_x$	Módulo de sección elástica alrededor de X	cm <sup>3</sup>
$t$	Espesor de la placa de la sección transversal o espesor de los patines	cm
$t_w$	Espesor del alma	cm
$V_{est}$	Fuerza cortante corregida del eslabón para una sección $I$ considerando sobrerresistencia y endurecimiento	T
$V_n$	Fuerza cortante resistente nominal	t
$V_x$	Cortante de entrepiso	t
$Z_x$	Módulo de sección plástica alrededor de X	cm <sup>4</sup>
$\gamma_p$	Deformación angular del eslabón	Rad
$\Delta_e$	Desplazamiento elástico de entrepiso obtenido con las fuerzas sísmicas reducidas	cm
$\Delta_H$	Desplazamiento de entrepiso	cm
$\Delta_p$	Desplazamiento inelástico de entrepiso	cm
$\theta_p$	Deformación angular del marco debido a un desplazamiento de entrepiso	rad
$\Sigma P_r$	Carga axial última de entrepiso	t
$\Phi_b$	Factor de resistencia a flexión, 0.9	(Ad)
$\Phi_c$	Factor de resistencia a compresión, 0.9	(Ad)
$\Phi_t$	Factor de resistencia a tensión, 0.9	(Ad)
$\Phi_v$	Factor de resistencia cortante: para eslabones y columnas 0.9; para la vigas 1.0	(Ad)

## DETALLADO DE ARTICULACIONES

### A3) CRITERIOS DE ACEPTACIÓN SEGÚN FEMA 356

La respuesta de un elemento en particular se mide en función del criterio de aceptación establecido por el FEMA-356 que se establecen en la Figura A-3.1 y en la tabla A-3.1:

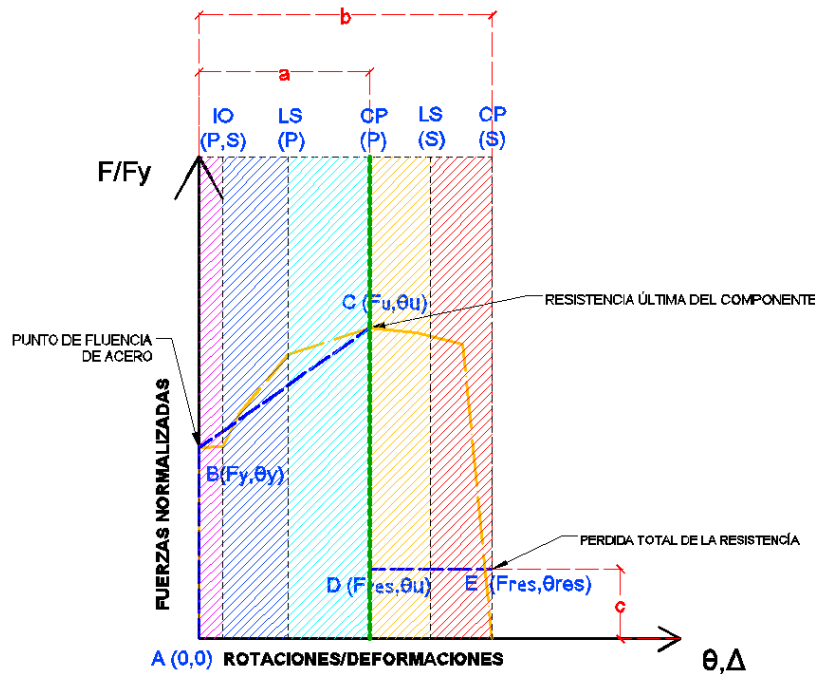


FIGURA A-3.1 Criterios de aceptación del FEMA en términos de las deformaciones con el criterios propuesto

TABLA A-3.1 Criterios de aceptación del FEMA 356 en función de la región de la curva del acero

LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR	CRITERIO DE ACEPTACIÓN	REGIÓN DE LA CURVA $\delta$ - $\epsilon$ DEL ACERO
<b>ELEMENTOS PRIMARIOS</b>			
A	B	Operacional	Elástica
B	IO	Ocupación inmediata	Límite mínimo de fluencia
IO	LS	Seguridad de vidas	Endurecimiento por deformación
LS	CP,C	Prevención de colapso	
CP,C		Colapso y la articulación deja de resistir carga	
C,D	E	No aplica en elementos principales	Estricción de fluencia

TABLA A-3.2 Criterios de aceptación del FEMA 356 en función de la región de la curva del acero

LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR	CRITERIO DE ACEPTACIÓN	REGIÓN DE LA CURVA $\delta$ - $\epsilon$ DEL ACERO
<b>ELEMENTOS SECUNDARIOS Y CONTRAVIENTOS</b>			
A	B	Operacional	Elástica
B	IO	Ocupación inmediata	Límite mínimo de fluencia
OI	C	Seguridad de vidas	Endurecimiento por deformación
C		La articulación deja de resistir carga	
C,D	LS	Seguridad de vidas	Estricción de fluencia
LS	CP,E	Prevención de colapso	
> CP,E		Colapso	

**A3-1) LOS CRITERIOS DE SEGURIDAD DE LAS ARTICULACIONES**

Los criterios de seguridad se describen como:

*Operacional*, si la de formación de la articulación se encuentra entre A-B; *Ocupación inmediata*, si la deformación de la articulación está entre B-OI; *Seguridad de vidas*, si la deformación de la articulación está entre OI-LS; *Prevención de colapso*, si la deformación de la articulación está entre LS-CP; y colapso si la deformación de la articulación excede a CP. Donde el valor de LS y CP (Figura A-3.1) varían por el hecho de estar analizando elementos principales o elementos secundarios.

Los diagramas de las articulaciones se deben normalizar tanto a la fuerza de fluencia como a la deformación de fluencia, requiriendo así valores en función de  $Q_y$  y  $\theta_y$ ,  $\Delta_y$ , o  $\gamma_y$ ; quedando como se muestra en la figura A-3.2

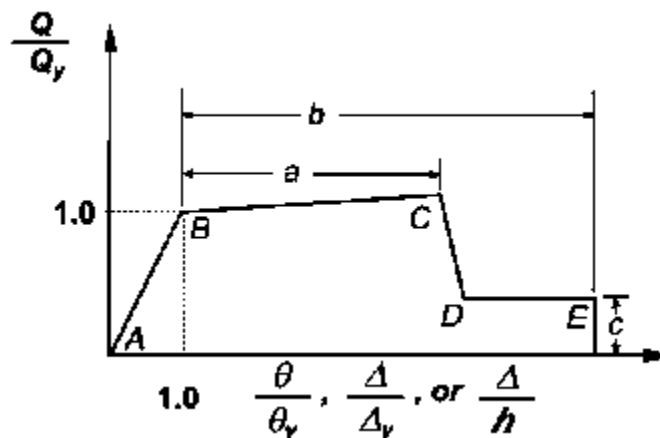


FIGURA A-3.2 Diagrama general normalizado al punto de fluencia B (FEMA 356, modificado)

Los puntos que se pueden calcular directamente para definir la articulación son el A y B (para el punto B se usan las ecuaciones A-3.4 a A-3.12 y A-3.18 dependiendo del elemento estructural de

que se trate). Para C se requiere el uso de las tablas A-3.2 y tabla A-3.3 para saber el valor del parámetro “a” que viene siendo  $\theta_u$  y para calcular  $F_U$  se sabe que la pendiente de pos-fluencia es de un 3% por lo tanto; el valor normalizado de  $F_U$  viene siendo la suma del coeficiente que acompaña a  $\theta_y$  del valor de parámetro “a” por 0.03 y uno (excepto para los eslabones).

Para determinar los puntos IO (Immediate Occupancy), LS (Life Segurite), CP (Collapse Prevencion), D y E; se requiere el uso de las tablas del FEMA-356 para cada elemento estructural en particular, con ellos se describe el daño que tiene la articulación para poder clasificarlo con su criterio de aceptación del FEMA-356. En la tabla 5-6 “Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components”, se resumen los valores que indica el FEMA-356 para los elementos estructurales que se usan en la tabla A-3.2 o A-3.3.

**TABLA A-3.3** Resumen de la tabla 5.5 del FEMA 356 para los componentes estructurales con rotación plástica

COMPONENTE/ACCIÓN	PARÁMETROS DEL MODELO			CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA ELEMENTOS PRIMARIOS		
	Ángulo de rotación plástica, (rad)		Relación de esfuerzo residual	Ángulo de rotación plástica, (rad)		
	a	b		c	IO	LS
<b>VIGAS</b>						
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y^*}}$	y	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y^*}}$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$	0.6	1 $\theta_y$ , 6 $\theta_y$ , 8 $\theta_y$
Para valores intermedios:			INTERPOLAR			
$\frac{b_f}{2t_f} > \frac{65}{\sqrt{F_y^*}}$	0	$\frac{h}{t_w} > \frac{640}{\sqrt{F_y^*}}$	4 $\theta_y$	6 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$ , 2 $\theta_y$ , 3 $\theta_y$
<b>COLUMNAS</b>						
PARA $P/P_{cl} \leq 0.20$						
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y^*}}$	y	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_y^*}}$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$	0.6	1 $\theta_y$ , 6 $\theta_y$ , 8 $\theta_y$
Para valores intermedios:			INTERPOLAR			
$\frac{b_f}{2t_f} > \frac{65}{\sqrt{F_y^*}}$	0	$\frac{h}{t_w} > \frac{460}{\sqrt{F_y^*}}$	4 $\theta_y$	6 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$ , 2 $\theta_y$ , 3 $\theta_y$
PARA $0.20 < P/P_{cl} \leq 0.50$						
$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y^*}}$	y	$\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_y^*}}$	$\theta_{COL01}$	$\theta_{COL02}$	0.2	0.25 $\theta_y$ , $\theta_{COL03}$ , $\theta_{COL01}$
Para valores intermedios:			INTERPOLAR			
$\frac{b_f}{2t_f} > \frac{65}{\sqrt{F_y^*}}$	0	$\frac{h}{t_w} > \frac{400}{\sqrt{F_y^*}}$	1 $\theta_y$	1.5 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$ , 0.5 $\theta_y$ , 0.8 $\theta_y$
<b>ESLABONES</b>						
CORTOS			0.15	0.17	0.8	0.005, 0.11, 0.14

**TABLA A-3.4** Resumen de la tabla 5.5 del FEMA 356 para los componentes estructurales con deformación plástica

COMPONENTE/ACCIÓN		PARÁMETROS DEL MODELO			CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA ELEMENTOS PRIMARIOS		
		Deformación plástica		Relación de esfuerzo residual	Deformación plástica		
		a	b	c	IO	LS	CP
<b>CONTRAVIENTOS</b>							
Compresión	$\frac{h}{t} \leq \frac{90}{\sqrt{F_y^*}}$	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	0.4	0.25Δ <sub>c</sub>	4Δ <sub>c</sub>	6Δ <sub>c</sub>
Para valores intermedios:		INTERPOLAR					
	$\frac{h}{t} > \frac{190}{\sqrt{F_y^*}}$	0.5Δ <sub>c</sub>	3Δ <sub>c</sub>	0.2	0.25Δ <sub>c</sub>	1Δ <sub>c</sub>	2Δ <sub>c</sub>
Tensión		11Δ <sub>T</sub>	14Δ <sub>T</sub>	0.8	0.25Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>

Para valores intermedios de las relaciones de esbeltez en vigas y columnas, se hace una interpolación para valores de esbeltez entre los patines y otra para la esbeltez del alma, seleccionando la que de valores menores.

Fórmulas requeridas en la tabla A-3.2 para indicar los criterios de aceptación en columnas.

$$\theta_{COL01} = 11 \left( 1 - 1.7 \frac{P}{P_L} \right) \theta_y \tag{A-3.1}$$

$$\theta_{COL02} = 17 \left( 1 - 1.7 \frac{P}{P_L} \right) \theta_y \tag{A-3.2}$$

$$\theta_{COL03} = 8 \left( 1 - 1.7 \frac{P}{P_L} \right) \theta_y \tag{A-3.3}$$

Deformaciones de fluencia en los elementos:

Deformación axial esperada para CONTRAVIENTO para carga de pandeo

$$\Delta_c = \frac{P_{cr} L_{cv}}{A_g E} \tag{A-3.4}$$

Deformación axial para CONTRAVIENTO para carga de fluencia

$$\Delta_T = \frac{F_y L_{cv}}{E} \tag{A-3.5}$$

Rotación de fluencia en las VIGAS

$$\theta_y = \frac{Z_x F_y L_b}{6EI_b} \tag{A-3.6}$$

Rotación de fluencia en las COLUMNAS

$$\theta_y = \frac{ZF_y L_c}{6EI_c} \left( 1 - \frac{P}{P_y} \right) \tag{A-3.7}$$

Desplazamiento relativo en los ESLABONES

$$\Delta_E = L_E \gamma_y \tag{A-3.8}$$

Elementos mecánicos de fluencia:

Carga de compresión de pandeo para CONTRAVIENTO  $Q_{CE} = P_{cr} = F_{cr} A_g$  (A-3.9)

Carga de fluencia para CONTRAVIENTO para carga de fluencia  $Q_{CE} = P_y = F_y A_g$  (A-3.10)

Capacidad de momento plástico en VIGAS  $Q_{CE} = M_{CE} = Z_x F_y$  (A-3.11)

Capacidad de momento plástico en COLUMNAS  $Q_{CE} = M_{CE} = 1.18 Z_x F_y \left( 1 - \frac{P}{P_y} \right) \leq Z_x F_y$  (A-3.12)

Fuerza cortante de fluencia en los en los ESLABONES cortos  $Q_{CE} = V_{CE}$  Ecuación (A-3.18)

• LISTA DE SÍMBOLOS DEL ANEXO A3-1:

$A_g$	Área gruesa	cm <sup>2</sup>
$b_f$	Ancho del patín de la sección	cm
$E$	Módulo de elasticidad del acero, 2040	t/cm <sup>2</sup>
$F_y$	Esfuerzo de fluencia del acero	t/cm <sup>2</sup>
$F_y^*$	(kilolibra por pulgada cuadrada; 50 en columnas 36 en el resto de los elementos)	PSI
$h$	Peralte de la sección	cm
$I_b$	Momento de inercia de la viga	cm <sup>4</sup>
$I_c$	Momento de inercia de la columna	cm <sup>4</sup>
$L_b$	Longitud de la viga	cm
$L_c$	Longitud de la columna	cm
$L_{cv}$	Longitud del contraviento	cm
$L_E$	Longitud del eslabón	cm
$M_{CE}$	Capacidad de momento plástico	t-cm
$P$	Carga requerida según combinación de carga	t
$P_{cr}$	Carga de pandeo según $E_c$ (A-2.10)	t
$P_y$	Carga de fluencia a tensión	t
$t$	Espesor del alma	cm
$t_f$	Espesor del patín de la sección	cm
$Z_x$	Módulo de sección plástica alrededor de x	cm <sup>3</sup>
$\theta_{COL01}$	Valor de rotación plástica 'a' para articulaciones en columnas y criterio de aceptación CP	rad
$\theta_{COL02}$	Valor de rotación plástica 'b' para articulaciones en columnas	rad
$\theta_{COL03}$	Valor de rotación plástica para el criterio de aceptación LS en columnas.	rad

### A3-2) ARTICULACIÓN EN LOS ESLABONES DEL FEMA 274<sup>14</sup>

En el capítulo 5 del FEMA 274 “Chapter 5: Steel and Cast Iron (Systematic Rehabilitation)”, hacen las siguientes menciones sobre la clasificación de los eslabones y la rigidez para el análisis.

Como las deformaciones elásticas por cortante son importantes para la rigidez del elemento se asocian las siguientes fórmulas para su cálculo. Existe una relación entre la rigidez a flexión y rigidez a cortante con la cual se puede determinar la rigidez del eslabón:

$$K_b = \frac{12EI}{e^3} \quad (\text{A-3.13})$$

$$K_s = \frac{G}{e} (d - 2t_f) t_w \quad (\text{A-3.14})$$

$$\beta = \frac{K_b}{K_s} \quad (\text{A-3.15})$$

$$K_e = \frac{K_b K_s}{K_s + K_s} = \frac{K_b}{1 + \beta} \quad (\text{A-3.16})$$

El cálculo de la fuerza cortante que soportan los eslabones cortos en la parte elástica se calcula con:

$$V_p = Q_{CE} = 0.6F_y (d - 2t) t_w \quad (\text{A-3.17})$$

La deformación de un eslabón en términos del ángulo se mide entre el eje de la conexión y el eje de la viga adyacente al eslabón, como se muestra en la Figura A-3.3

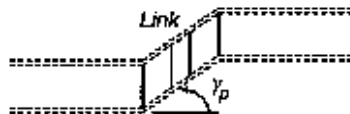


FIGURA A-3.3 Ángulo de rotación del eslabón

Este ángulo (radianes) al principio de la fluencia se puede calcular a través de la siguiente formula:

$$\gamma_y = \frac{V_p}{eK_e} \quad (\text{A-3.18})$$

Una idealización del comportamiento de eslabones cortos se presenta en la Figura A-3.4 con una rotación plástica esperada de  $\gamma_p = 0.12$  rad, donde se ve que el cortante del eslabón es constante para todas las rotaciones esperadas desde la de fluencia hasta la plástica.

<sup>14</sup> FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY  
“Nehrp commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”  
October, 1997

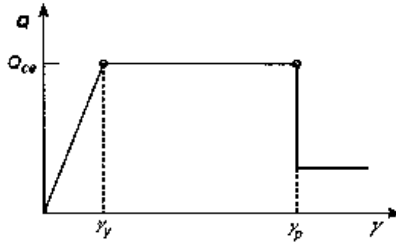


FIGURA A-3.4 Definición de capacidad de deformación para los eslabones (FEMA 274)

Pero como desde un inicio el diseño se caracterizó para que los elementos soportaran una sobrerresistencia y se pretende que el eslabón llegue hasta su sobrerresistencia y a través de resultados de análisis de ciclos histeréticos<sup>15</sup> de eslabones cortos de secciones I, se observa que los eslabones pueden llegar a su capacidad por sobrerresistencia acercándose a la rotación plástica esperada de 0.12 rad, Figura A-3.5.

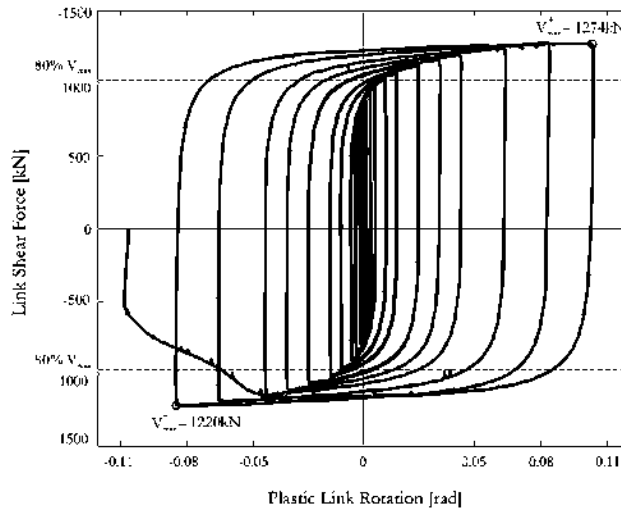


FIGURA A-3.5 Ciclo histerético de un eslabón (Nabil, 2010)

Considerando que el eslabón tendrá su sobrerresistencia, para el modelado de esta articulación, la fuerza cortante en  $\gamma_p$  será  $(1.25)(1.25)Q_{CE}$ . Por lo tanto con esto y la tabla A-3.2 para una articulación en el eslabón el punto C queda definido por (1.5625, 0.15).

Cabe mencionar que si se usará la caracterización de la articulación del eslabón como se indica explícitamente en la figura A-3.4 en el programa, genera errores, ya que como el análisis Pushover se hace a través de incrementos de carga y como entre  $\gamma_y$  y  $\gamma_p$  es la misma carga cortante, el análisis suele detenerse en el momento en que se llega a  $\gamma_y$ .

<sup>15</sup> Nabil Mansour (2010)  
 "Development of the design of Eccentrically Braced Frames with Replaceable Shear Links"  
 Department of Civil Engineering, University of Toronto

## LISTA DE SÍMBOLOS DEL ANEXO A3-2:

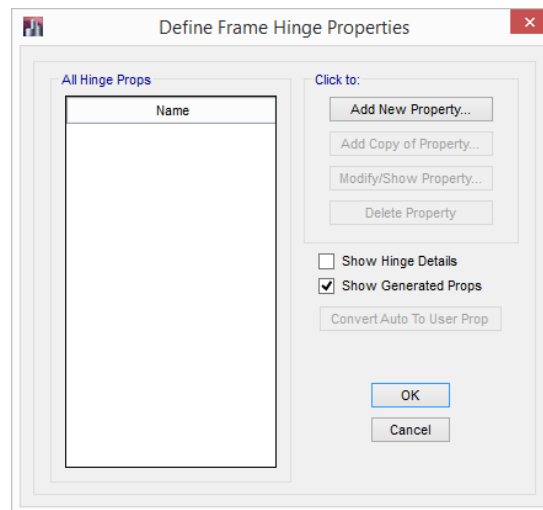
$A_g$	Área gruesa	$\text{cm}^2$
$d$	Peralte del eslabón	$\text{cm}$
$e$	Longitud del eslabón	$\text{cm}$
$E$	Módulo de elasticidad, 2 040	$\text{t/cm}^2$
$G$	Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante, 784	$\text{t/cm}^2$
$I_x$	Momento de inercia	$\text{cm}^4$
$K_b$	Rigidez asociada por deformación a flexión	$\text{t/cm}$
$K_e$	Rigidez del eslabón	$\text{t/cm}$
$K_s$	Rigidez asociada por deformación a cortante	$\text{t/cm}$
$Q_{CE}$	Fuerza cortante de fluencia que soporta el eslabón	$\text{t}$
$t_f$	Espesor de los patines	$\text{cm}$
$t_w$	Espesor del alma	$\text{cm}$
$V_y$	Fuerza cortante de fluencia en el eslabón	$\text{t}$
$\gamma_P$	Rotación plástica del eslabón	$\text{rad}$
$\gamma_y$	Rotación de fluencia del eslabón	$\text{rad}$

**A3-3) MODELADO DE LAS ARTICULACIONES EN ETABS 2013****➤ PARA LAS VIGAS**

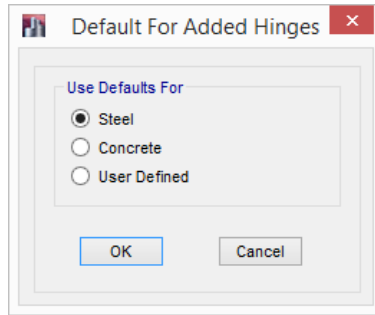
En el siguiente ejemplo se ilustra la definición de las articulaciones de la viga cuya sección es W14x120 (IR356x134.20)

1. Para empezar se debe ir a:

- “Define>>Section Properties >> Frame Nolineal Hinge...” (Enter)

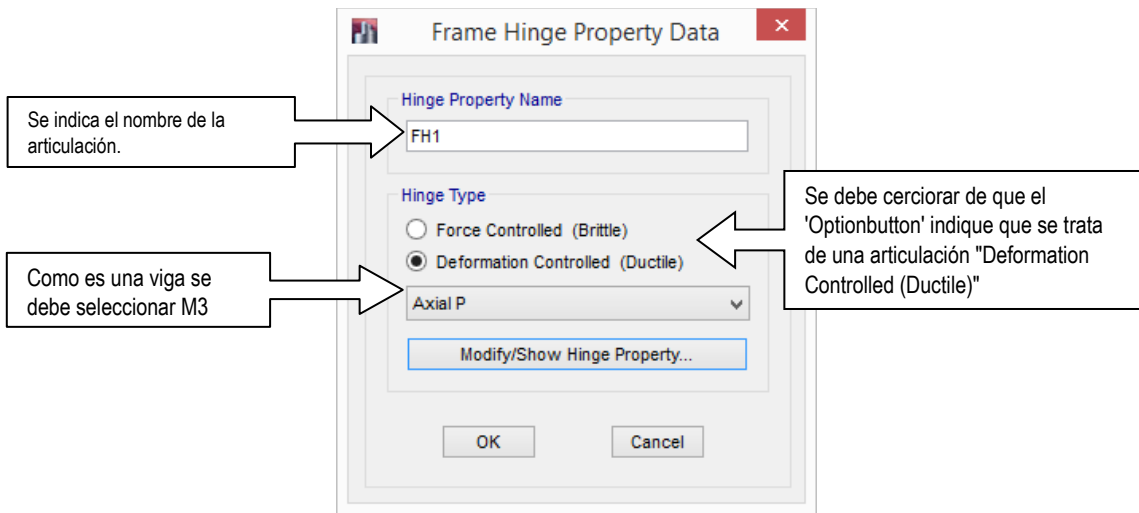


- Se debe seleccionar "Add New Property"

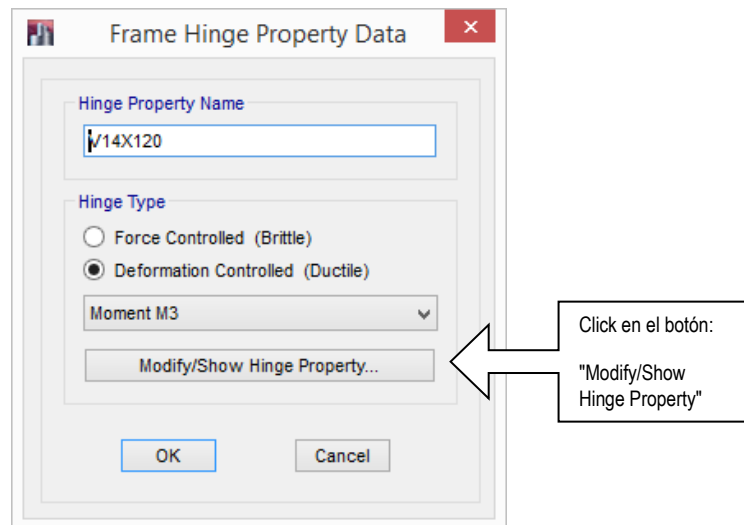


- Seccionar con la 'Optionbutton' de "Steel" y "OK"

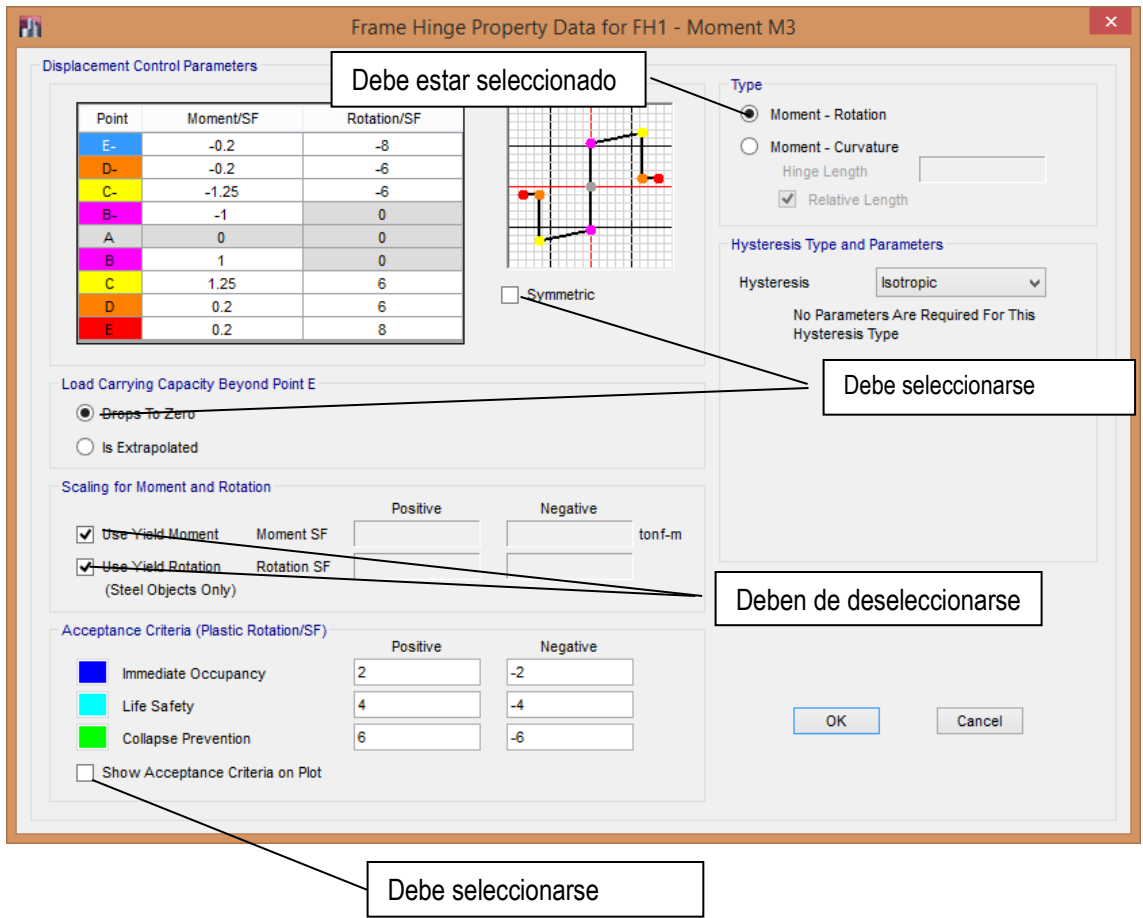
2. Aquí se debe asignar el nombre de la articulación, el tipo de articulación plástica, el elemento mecánico al que estará sujeta la articulación.



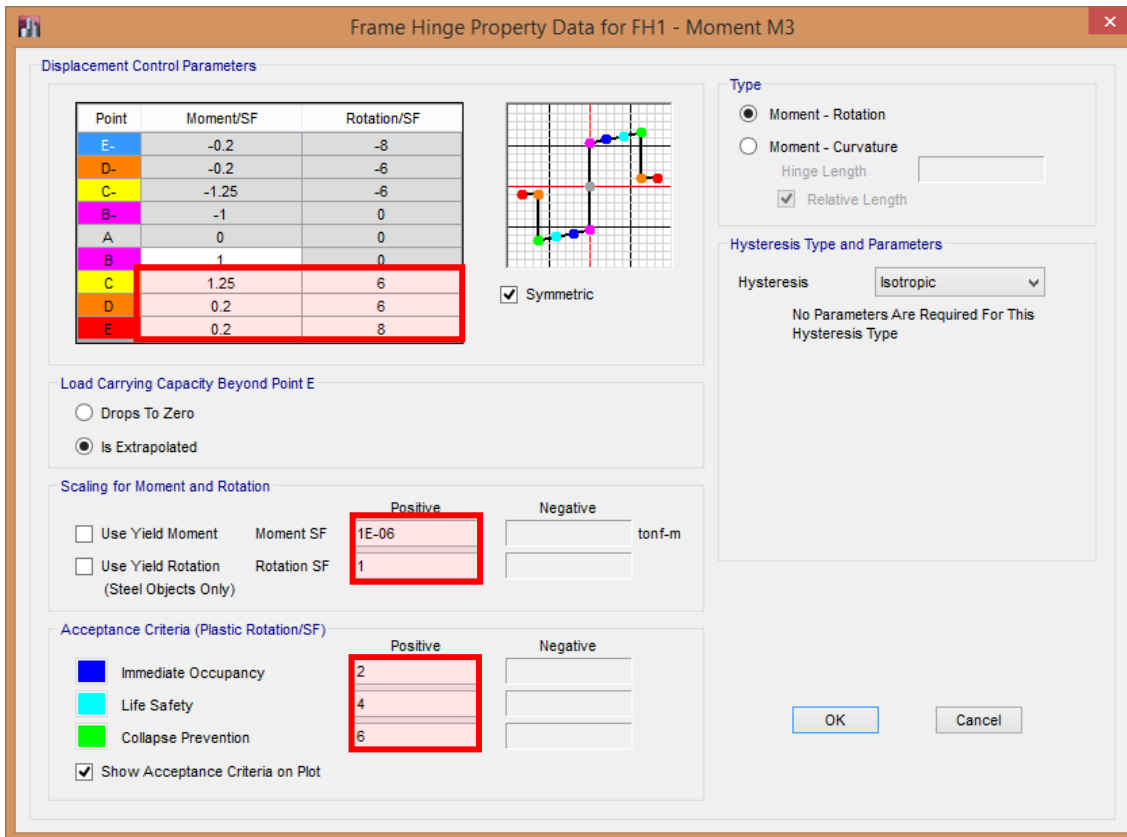
- Que queda como a continuación se muestra:



3. Como se trata de una viga de acero simétrica, se debe seleccionar el recuadro de "Symmetric".



- Dejar seleccionadas las 'checkbox' y los 'Optionbutton'
- En "Load Carrying Capacity beyond Point E" se selecciona "Is Extrapolated", ya que el comportamiento real del acero hace que al estar bajo su máxima deformación, no necesariamente ha fallado, teniendo así un esfuerzo residual antes de rotura real la sección.
- Por lo tanto queda como sigue y debe rellenarse los recuadros con borde:



4. Cálculo de valores para “Displacement Control Parameters” de la articulación.

- Para los valores de los punto C, D, E, “Immediate Occupancy”, “Life Safety” y “Colapse Prevention” se hace uso de la tabla A-3.2 en la parte de vigas, a través de una clasificación de esbeltez tanto de los patines como del alma de la viga. Para los elementos de la viga se obtienen las siguientes relaciones de esbeltez:

En los patines  $\frac{b}{2t} = 10$ ; en Alma  $\frac{h}{t_w} = 120$

- Los valores límite de esbeltez de la tabla A-3.2 para vigas y con el esfuerzo de fluencia de estas:

Condición inferior		Condición superior:	
Patines	Alma	Patines	Alma
$\frac{52}{\sqrt{F_y^*}} = 8.667$	$\frac{418}{\sqrt{F_y^*}} = 69.667$	$\frac{65}{\sqrt{F_y^*}} = 10.833$	$\frac{640}{\sqrt{F_y^*}} = 106.667$

- Para está la sección de la viga se tiene que la esbeltez de los elementos de la viga ambos son mayores a la condición superior, así que no se requiere interpolación y se toman los valores de la tabla A-3.2 que son los siguientes:

PUNTO	MOMENT/SF	ROTATION/SF
A	0	0
B	1	1
IO		0.25
LS		2.00
CP		3.00
C	1.1200	4.00
D	0.2000	4.00
E	0.2000	6.00

- El valor de MOMENT/SF del punto C se obtiene como  $1+0.03*(ROTATION/SF \text{ de C})= 1+0.03*4=1.12$

#### 5. Cálculo del momento de fluencia y rotación de fluencia

Ahora sólo falta indicar el valor de "Moment SF" y "Rotation SF", para esto se pueden seguir dos formas, la primera es con las ecuaciones (A-3.11) y (A-3.6) respectivamente o con un diagrama momento-curvatura que proporciona el mismo ETABS para cada una de las secciones y multiplicando la curvatura de fluencia por la LAP, teniendo la ventaja de poder usar la correspondiente LAP que ya fueron calculadas en el capítulo 4.

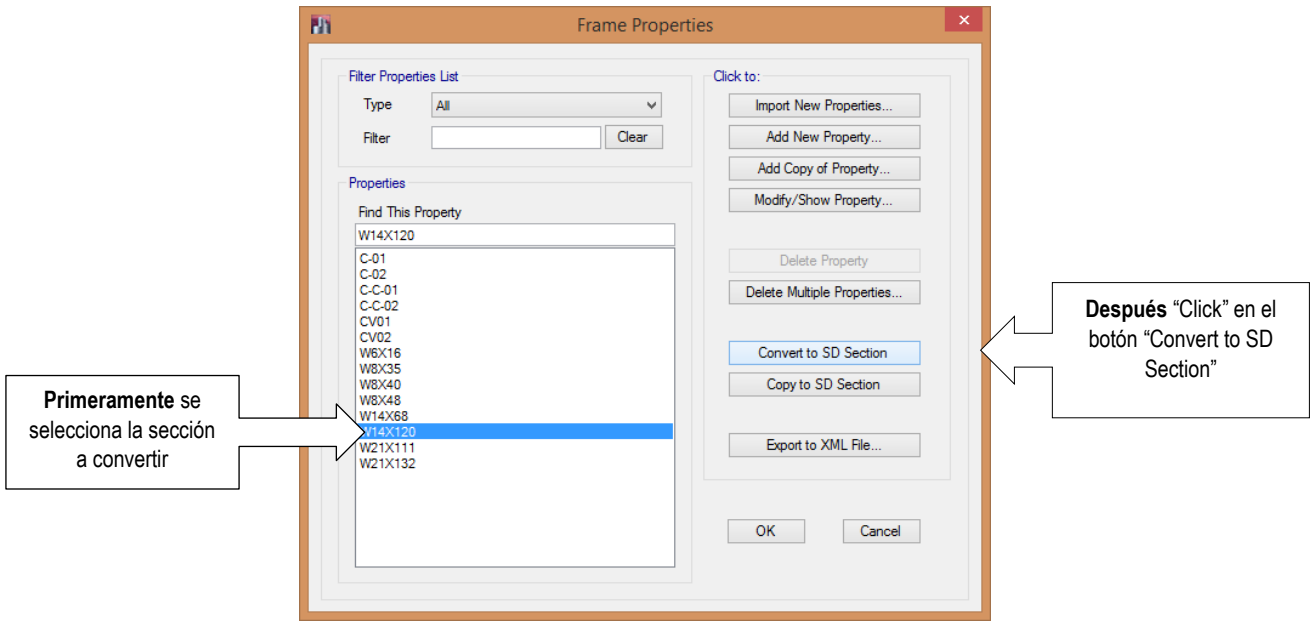
5.1. Con las fórmulas (que son las que maneja ETABS-2014):

$$M_{CE} = Z_x F_y = \frac{(3474)(2530)}{100000} = 87.8922 \text{ t-m}$$

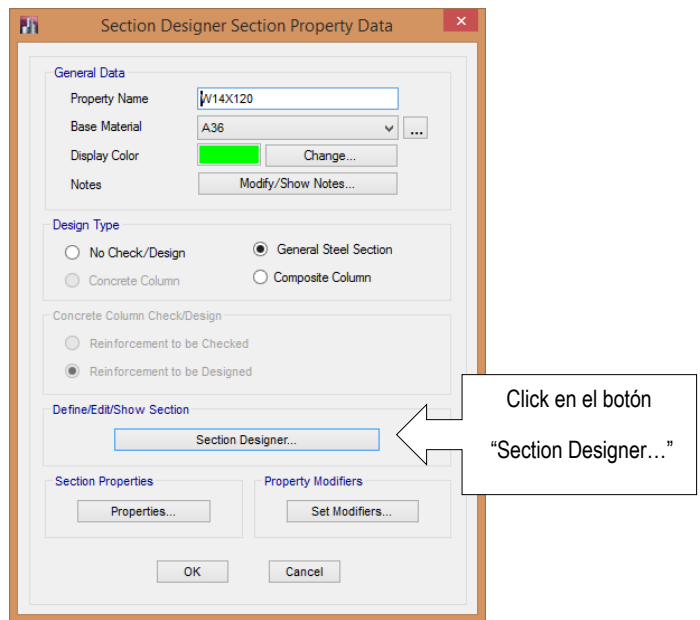
$$\theta_y = \frac{Z_x F_y L_b}{6EI_b} = \frac{(3474)(2530)(700-35)}{6(2040000)(57440)} = 0.00831335 \text{ rad}$$

5.2. Con las fórmulas (que son las que maneja ETABS-2014) Para la curva momento rotación, en ETABS 2014 se convierte la sección W14x120, para convertir la sección a "Section Designer" se dan los siguientes pasos:

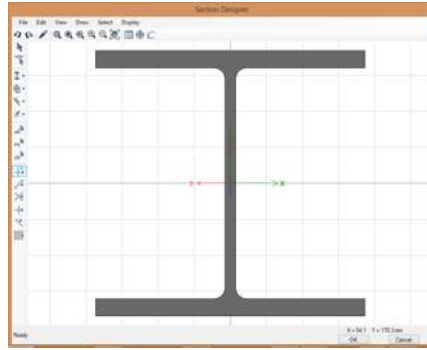
- Se va a Define>>Section Properties >> Frame Sections... (Enter)



- Cuando se da click en el botón “Convert to SD Section” aparece la siguiente ventana emergente



- Apareciendo la siguiente ventana emergente



- Estando en esta ventana anterior; “Display>>Moment-Curvature Curve...” (Enter); y se nos muestra la siguiente que es “Moment Curvature Plot”



- La carga axial se deja en 0 ya que es una viga, si fuera columna se debería usar la carga axial que produzca la combinación de carga de interés, click en “Show table”:

Point	Moment tonf-m	Curvature rad/mm
1	0	0
2	85.5202	9.446E-06
3	87.1316	2.362E-05
4	87.1316	4.251E-05
5	87.1316	6.613E-05
6	88.5453	9.446E-05
7	94.9503	1.275E-04
8	102.6037	1.653E-04
9	110.6824	2.078E-04
10	117.1489	2.551E-04
11	124.2579	3.07E-04
12	128.9463	3.637E-04
13	133.6558	4.251E-04

- Como se ve en la figura anterior, los puntos 3, 4 y 5, el momento permanece igual, esto se debe a que están calculados en la zona de fluencia del acero, se usa el límite inferior de esta zona, o sea el punto 3:

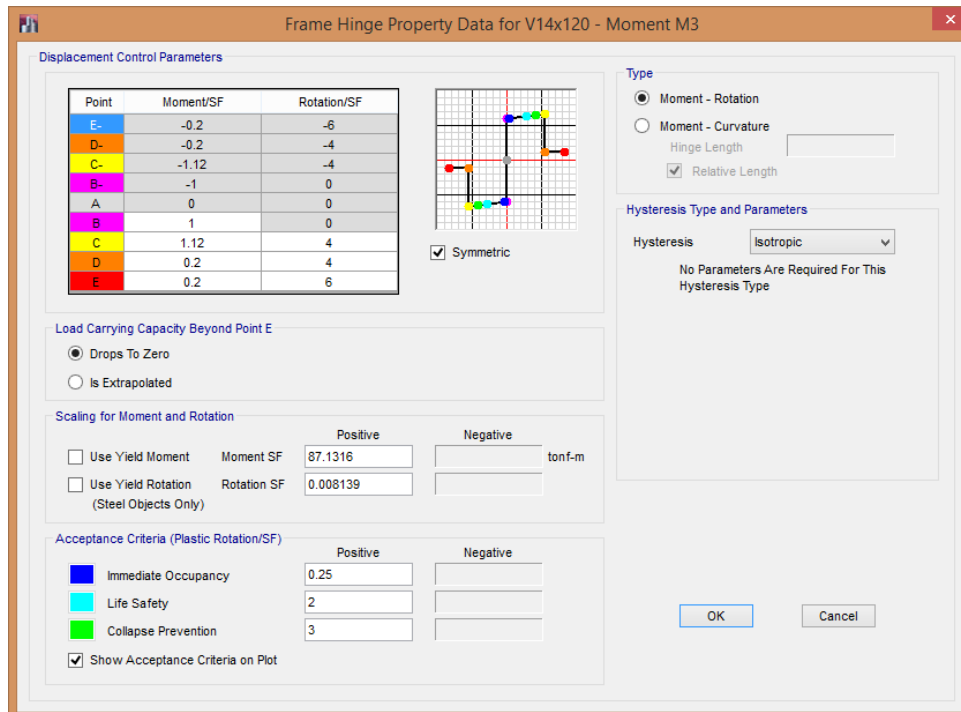
MCE=87.1316 t-m  
 $\phi = 0.0002362$  rad/mm  
 L.A.P=344.6 mm  
 $\theta_y = 0.008139452$  rad

5.3. Comparando los valores de los pasos 5.1 y 5.2 se tiene la siguiente tabla:

	Fórmula	Curva momento-curvatura
Momento de fluencia (t-m)	87.8922	87.1316
Rotación de fluencia (rad)	0.00831335	0.008139452

- Los resultados muestran una diferencia de 0.85 % en el momento y de 2.1365% en la rotación, se consideran casi del mismo valor, se usará los valores que se obtiene a través de la curva momento-curvatura

6. *Sustituyendo los valores obtenidos del paso 5.3, con los valores antes indicados debe quedar como sigue:*

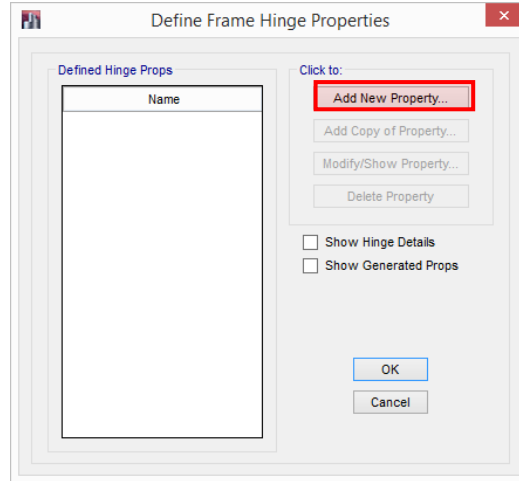


- "OK" a todo lo que sea necesario. Esto se hace para cada una de las vigas que se emplearán en el modelo.

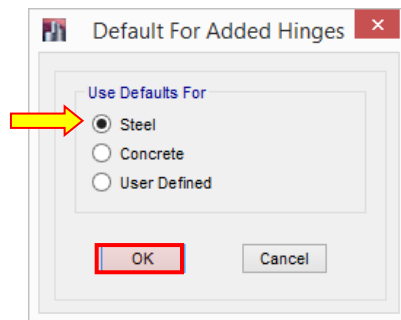
➤ PARA LAS COLUMNAS

1. Para empezar

- Se debe ir a: Define>>Section Properties >> Frame Nolineal Hinge... (Enter)
- "Add New Property"



- Se debe seleccionar el Optionbutton de "Steel" y "OK"



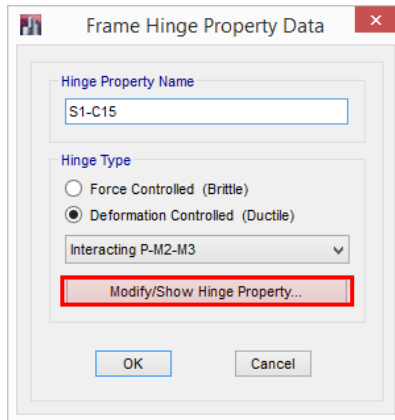
2. Por lo que aparece la siguiente ventana y se llena con los valores requeridos como se indica:

Se indica el nombre de la articulación en este caso es "S1-C15"

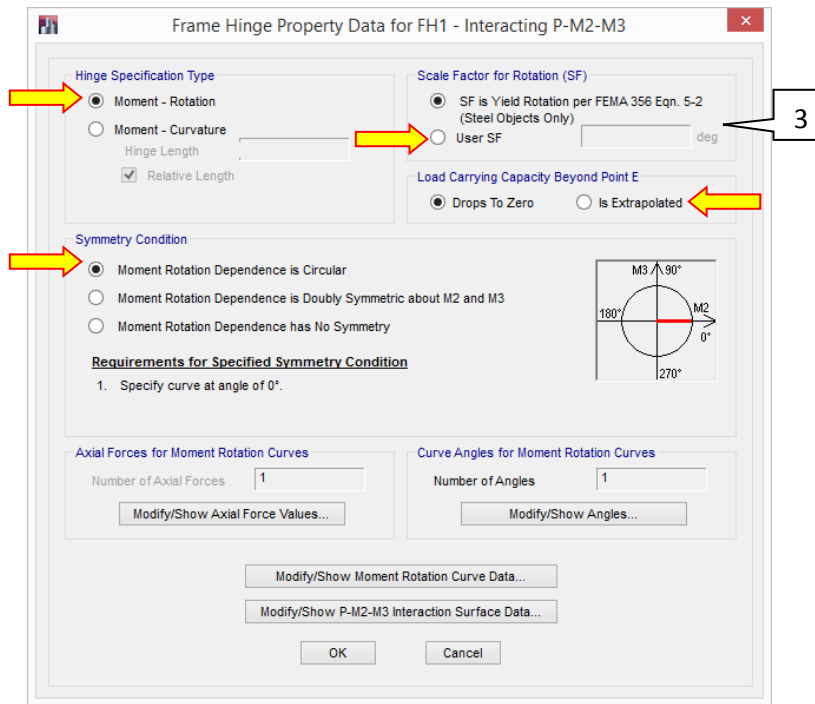
Se debe seleccionar el 'Optionbutton' para "Deformation Controlled (Ductile)"

Se debe cambiar el tipo de elementos mecánicos a los que será susceptible la articulación en este caso "Interacting P-M2-M3".

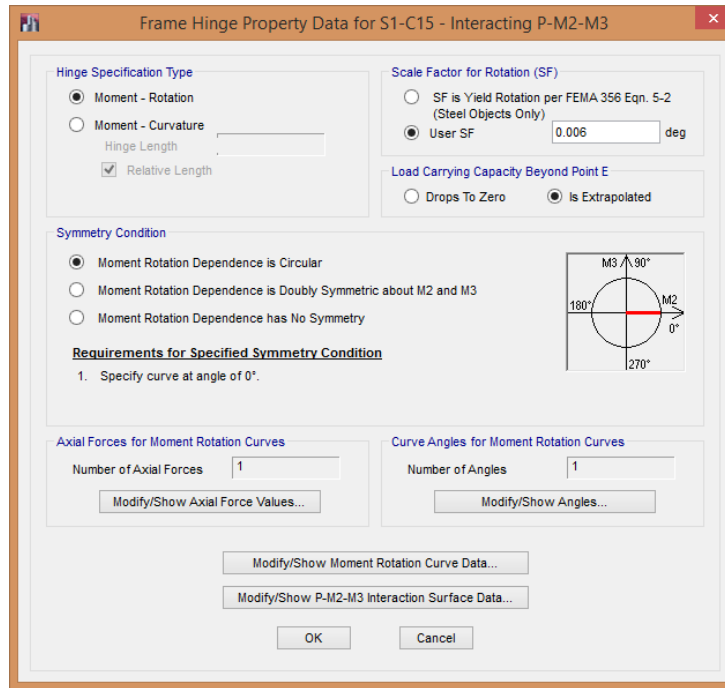
- Quedando entonces como sigue, y dar click en "Modify/show Hinge Property..."



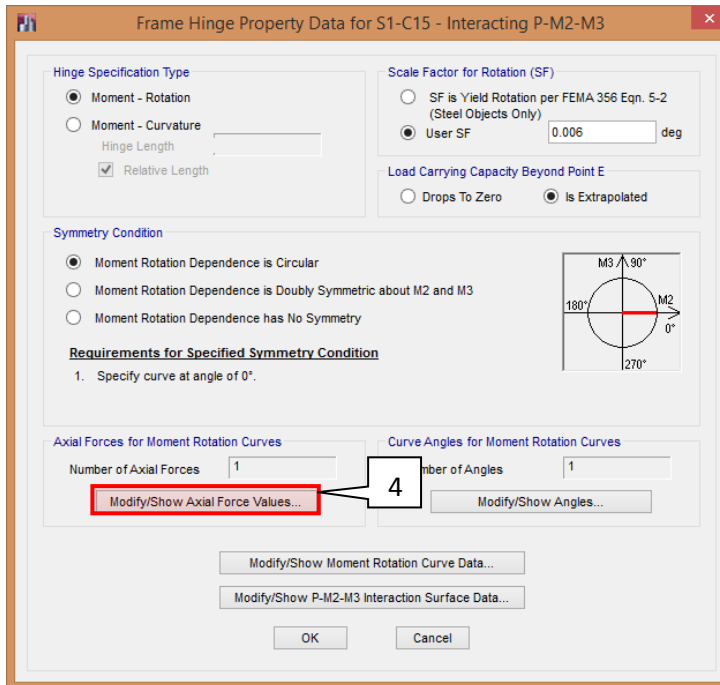
3. Se debe estar seguro de que se seleccionen los siguientes 'Optionbutton' marcados con una flecha. Se selecciona esta opción y se le da el valor de la de la rotación de fluencia que es 0.006, de esta forma al momento de ingresar los valores de momento rotación se introducen directamente las rotaciones de cada punto.

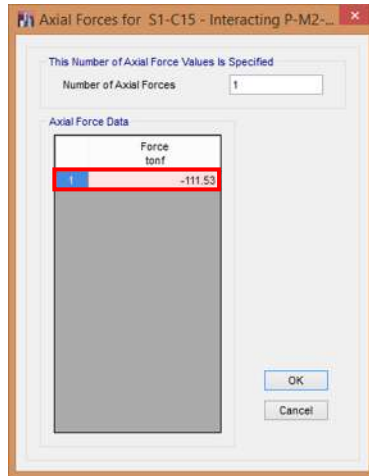


- Quedando como sigue:



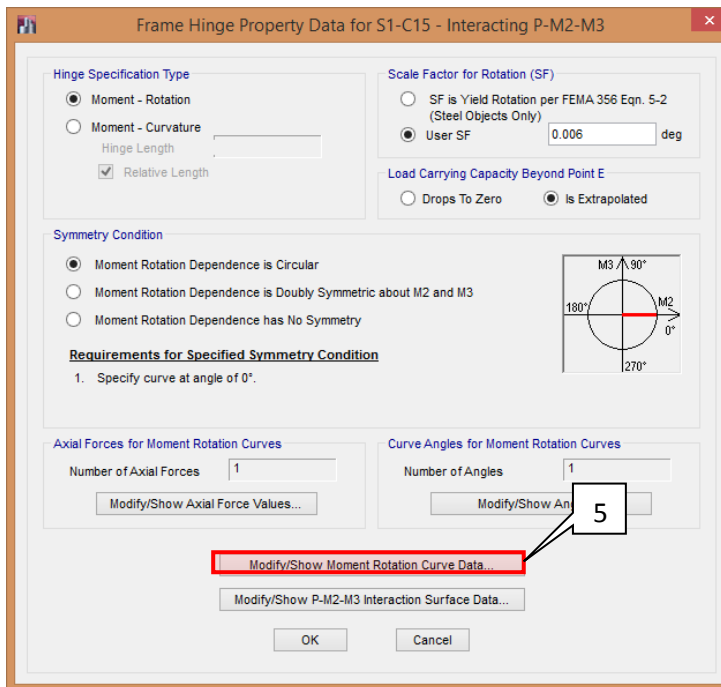
4. Se le indica la fuerza axial al que está sometida la columna, con la combinación de carga gravitacional que propone el FEMA 356 (2000) en su ecuación 3-3



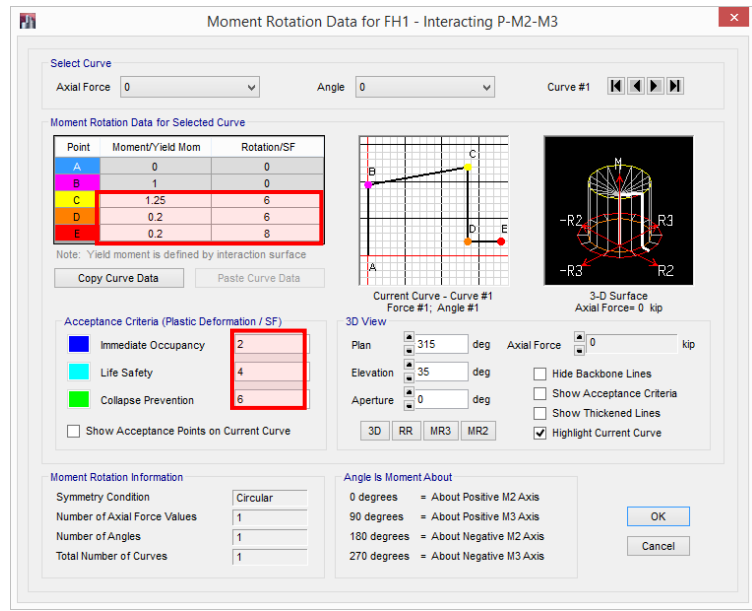


- El número de cargas axiales para las cuales estará sujeta la columna debe de quedar en 1, dar en "Ok" para poder regresar a la ventana anterior

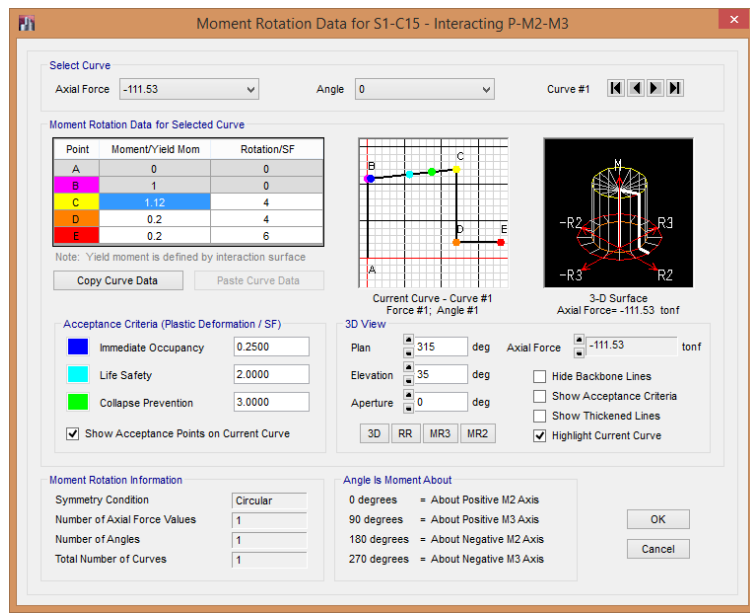
5. Este paso es para modificar los valores momento rotación de la viga, los que se deben modificar son los siguientes



- Para modificar los valores momento-rotación de la viga, los que se deben modificar son los siguientes

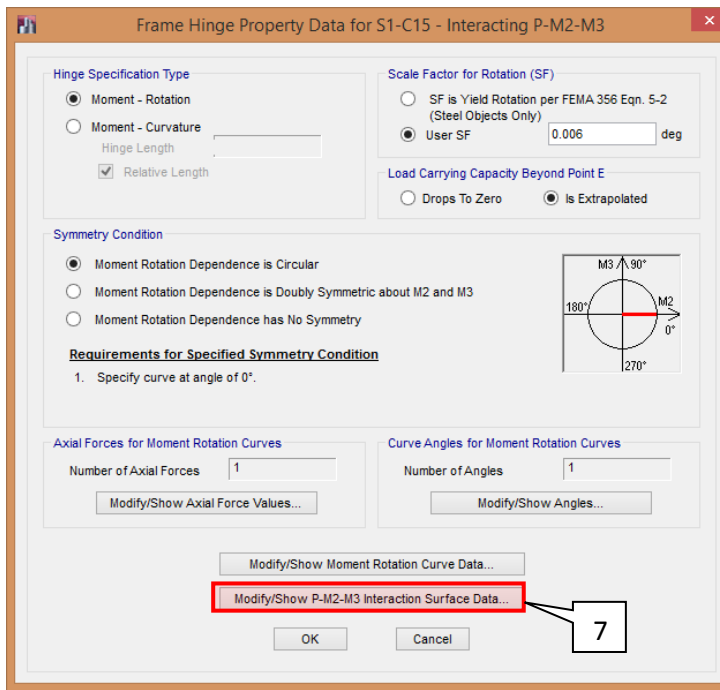


- Todos los valores requeridos se obtienen con la tabla A-3.2, quedando como siguen:

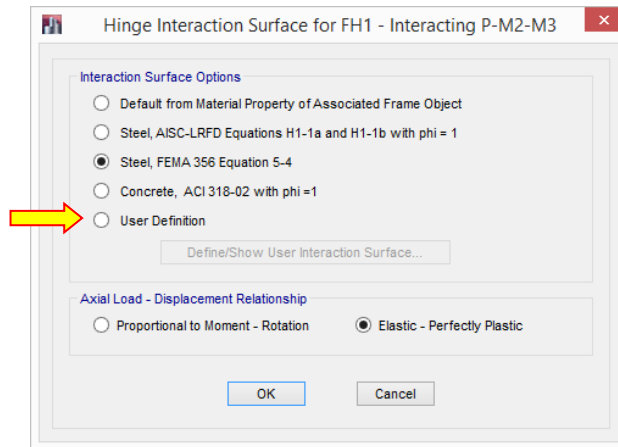


- Valores del momento rotación para la articulación C1-S15, está en función de la carga axial de la ecuación 3.3 y con ayuda de la tabla A-3.2. Siguiendo un procedimiento parecido que el paso 4 para la parte de vigas de este mismo anexo.

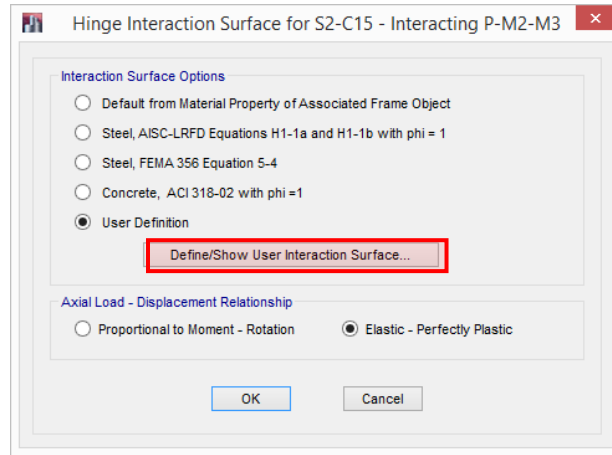
6. Para modificar los valores de la superficie de interacción P-M2-M3, al principio lo que nos da es lo siguiente:



- En todos los caso se usará "User Definition" para poderle proporcionar los valores de carga axial y momento nominal ya calculados:

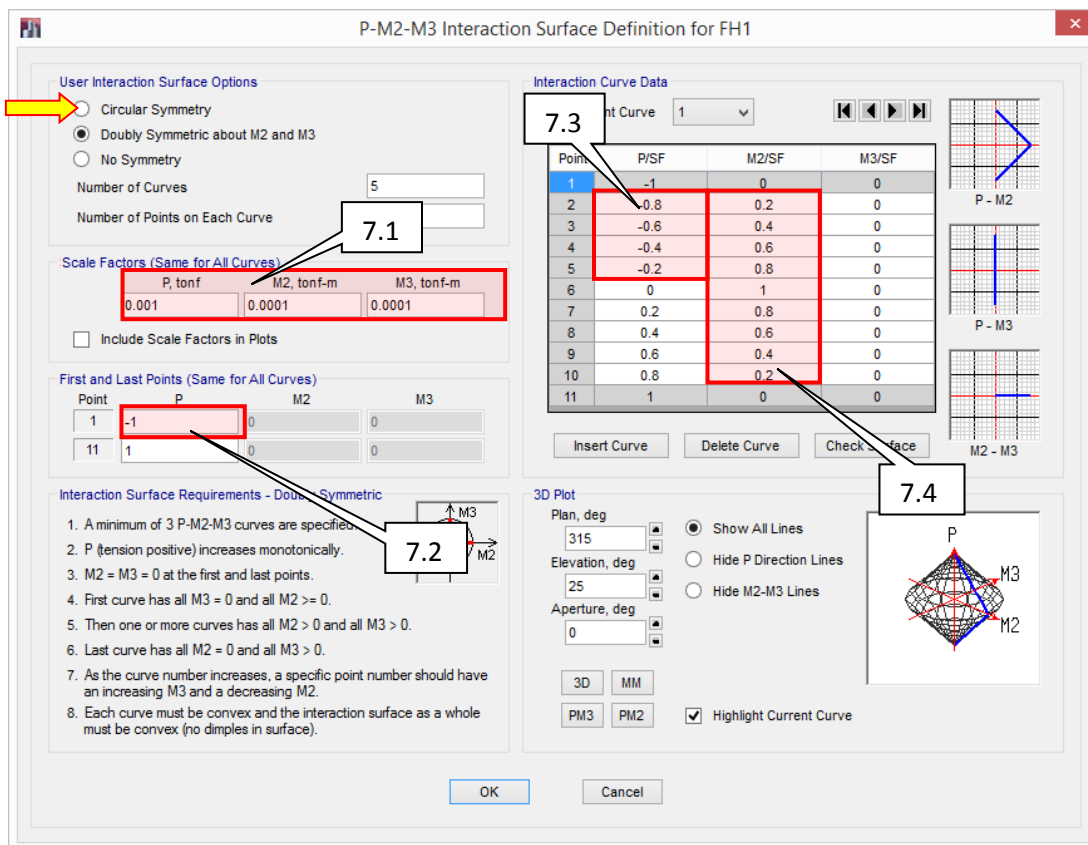


- Se selecciona el botón "Define/Show User Interaction Surface..."



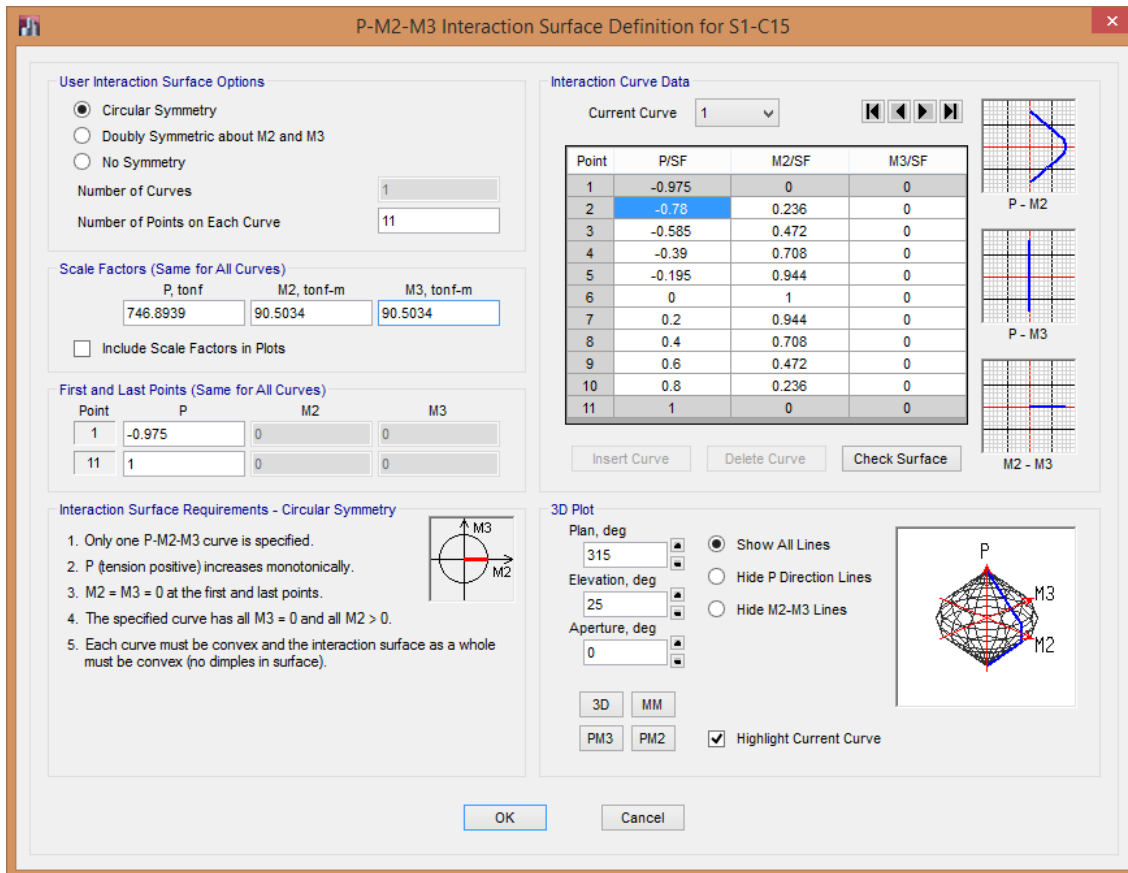
- Como es una sección doblemente simétrica, su definición resulta sencilla y los valores que se le asignaran, todos ya se conocen de cálculos anteriores.

7. La superficie de interacción es "Circular Symmetry", ya que se trata de una sección en cajón hueca cuadrada.



7.1. Todos los valores de aquí son nominales, P es la carga nominal a tensión; M2 y M3 son los momentos a flexión nominales de la sección los cuales deben ser iguales por ser una

- sección simétrica, los momento se calculan a partir de la curva momento-curvatura desde “Section Design...” para su correspondiente carga axial.
- 7.2. El valor que se le asigna es el cociente la compresión nominal de la sección entre la tensión nominal de la sección (el signo a compresión debe ser negativo y el de tensión positivo)
  - 7.3. Se introducen los valores de compresión de la curva de interacción, con el cociente del punto anterior se multiplica por el 80%, 60%, 40% y 20%
  - 7.4. Para los valores del M2/SF, no se hacen cálculos específicos, ya que se había realizado varias articulaciones para modificar las superficies de interacción y se ve que en ninguno cambia, por lo tanto siempre se mantienen iguales. También se hace la siguiente aclaración, el programa para ciertos valores hace ciertas modificaciones para completar la superficie de interacción.
    - Lo que da es lo siguiente:



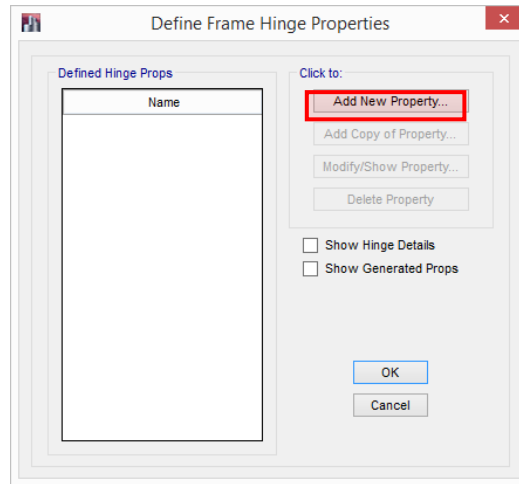
- Ok a todo lo que sea necesario y se concluye está articulación

➤ PARA LOS ESLABONES

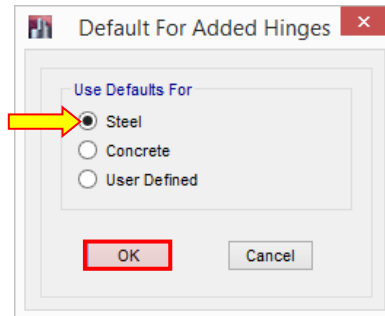
1. Para empezar se debe ir a:

- Define>>Section Properties >> Frame Nolineal Hinge... (Enter)

Click en "Add New Property"



- Seleccionar 'Optionbutton' de "Steel" y "OK"



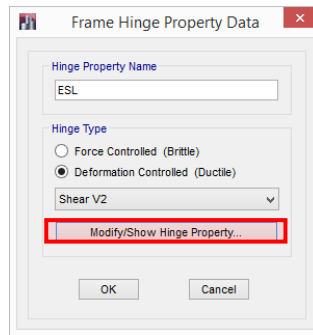
- Se muestra la siguiente ventana, llenándola como se indica:

Se indica el nombre de la articulación en este caso es "ESL"

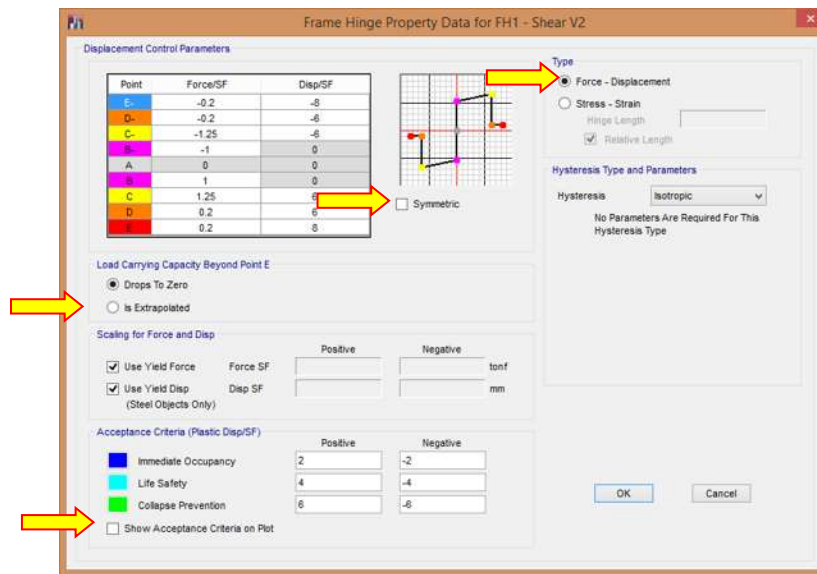
Se debe cambiar el tipo de elementos mecánicos a los que será susceptible la articulación en este caso "Shear V2".

Se debe seleccionar el 'Optionbutton' para "Deformation Controlled"

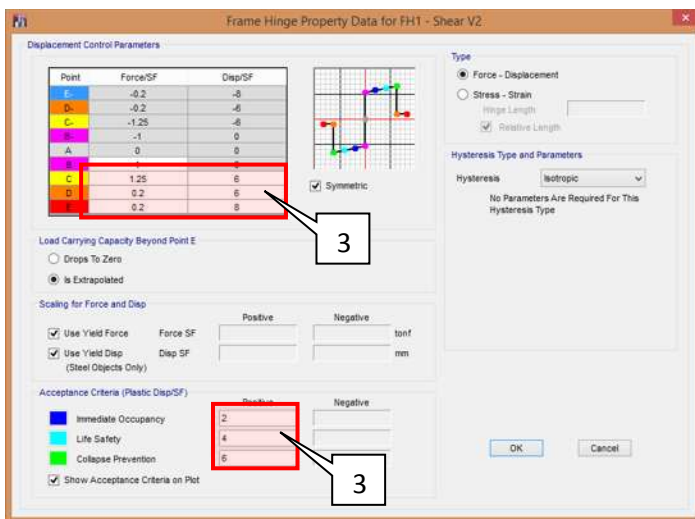
2. Quedando entonces como sigue, y dar click en "Modify/show Hinge Property..."



- Para lo cual aparece la siguiente ventana, seleccionar los valores que indican las flechas:



3. Valores para "Displacement Control Parameters" y "Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)" de la articulación.

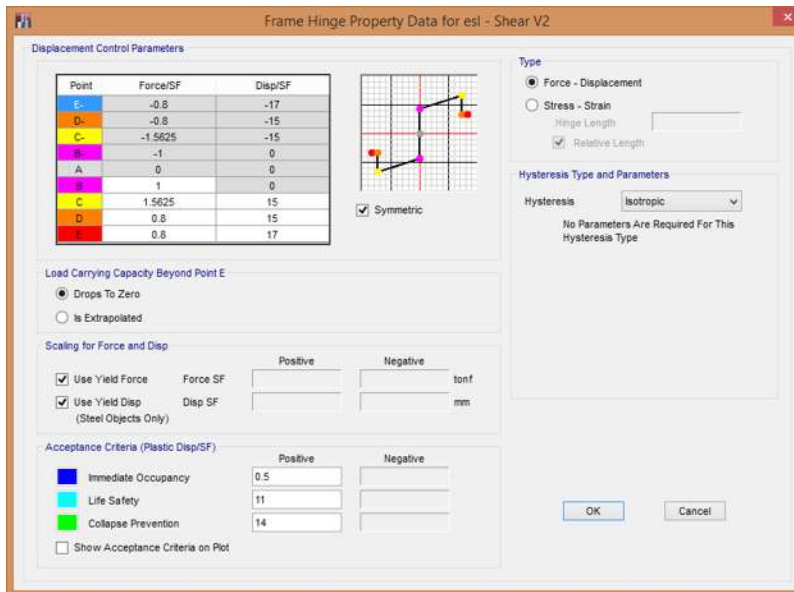


- Estos valores son los que se obtienen con la tabla del FEMA-356, pero ésta da las deformaciones angulares, pero el programa pide desplazamientos verticales, lo que continua por hacer sería multiplicar estos giros por la longitud del eslabón (ver figura A-3.2 y ecuación A-3.8) para convertirlos a desplazamientos verticales ya que:

$$\gamma_y = \frac{\Delta_E}{L_E}$$

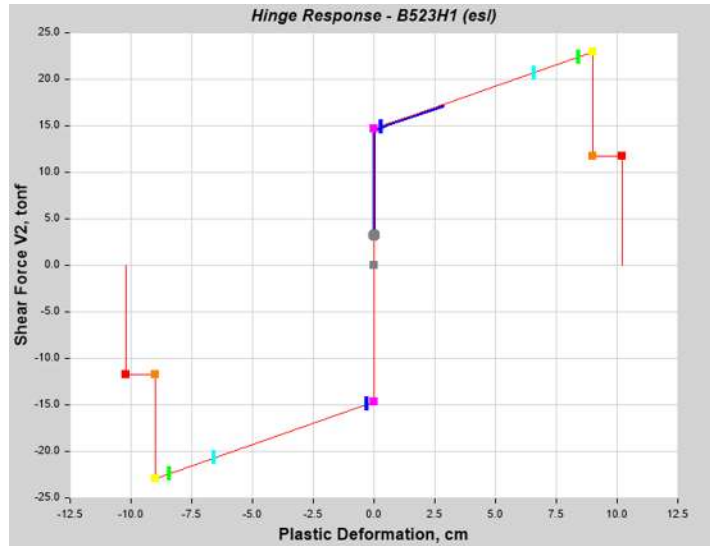
Después de algunos intentos se ve que al dejar seleccionado los 'checkbox' de "Use Yield Force" y "Use Yield Disp", ETABS hace un buen cálculo de la fuerza cortante de fluencia de la sección y que el desplazamiento de fluencia siempre lo toma como un 1% de toda la longitud del eslabón y lo da en mm.

4. *Sustituyendo adecuadamente los criterios de aceptación y resto de puntos quedarían como:*



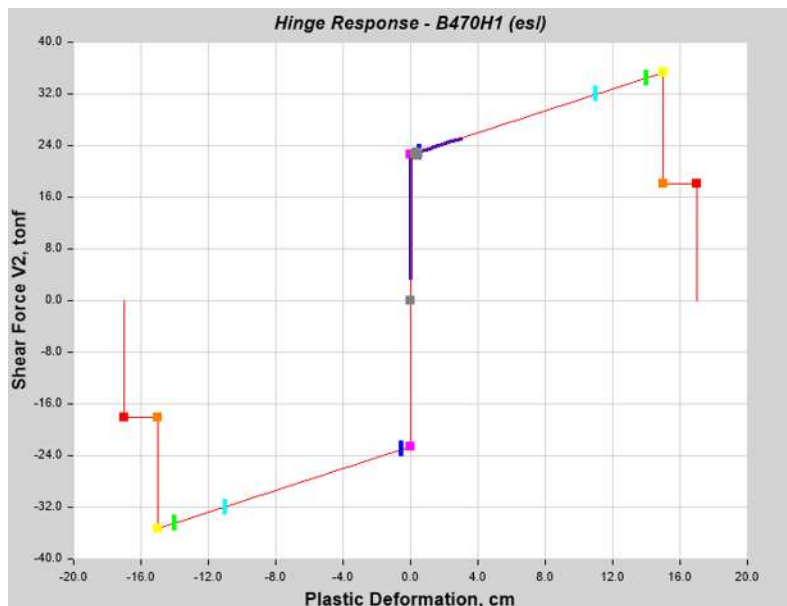
5. *Verificación de los criterios de diseño del eslabón*

- Para un eslabón de longitud de 60 centímetros y una sección W6x16, al correr el modelo de cuatro niveles se ve lo que se tiene como para articulación para los eslabones en "Display>>Hinge Results...(enter)" y es lo siguiente:



PUNTO	FUERZA CORTANTE (t)	DESPLAZAMIENTO PLÁSTICO (cm)	ANGULO DE ROTACIÓN PLÁSTICO (rad)
A	0	0	0
B	14.5737	0	0
IO	-	0.3	0.005
LS	-	6.6	0.11
CP	-	8.4	0.14
C	22.9036	9	0.15
D	11.7267	9	0.15
E	11.7267	10.2	0.17

- Para un eslabón de longitud de 100 centímetros y una sección W8x35



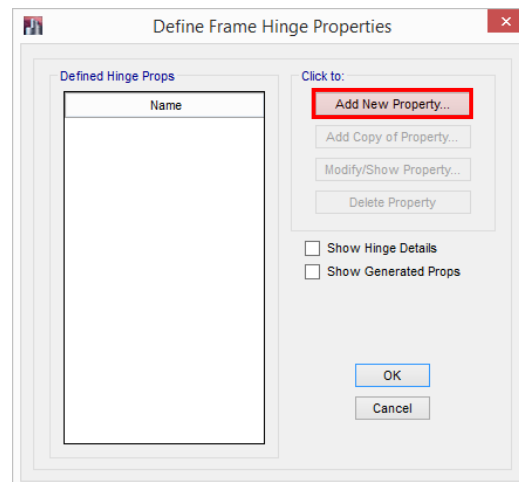
PUNTO	FUERZA CORTANTE (t)	DESPLAZAMIENTO PLÁSTICO (cm)	ANGULO DE ROTACIÓN PLÁSTICO (rad)
A	0	0	0
B	22.5979	0	0
IO	-	0.3	0.005
LS	-	11	0.11
CP	-	14	0.14
C	35.3092	15	0.15
D	18.0783	15	0.15
E	18.0783	17	0.17

- Como se ve se consigue el ángulo de rotación plástico que se requiere, sólo se hará la modificación de la fuerza cortante de fluencia para cada eslabón ya que hay una diferencia de entre 4.3498% y 4.2247% entre el que calcula el programa y el que se calcula con la ecuación A-3.17 para el eslabón de 60 y 100 centímetros respectivamente.

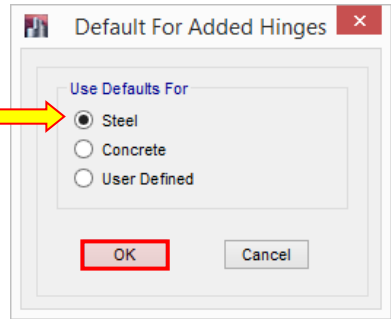
## ➤ PARA LOS CONTRAVIENTOS

1. El ejemplo se hace para una sección cuadrada hueca de 13x13x0.79 cm. Para empezar se debe ir a:

- Define>>Section Properties >> Frame Nolineal Hinge... (Enter); "Add New Property"



- 'Optionbutton' de "Steel" y "OK"

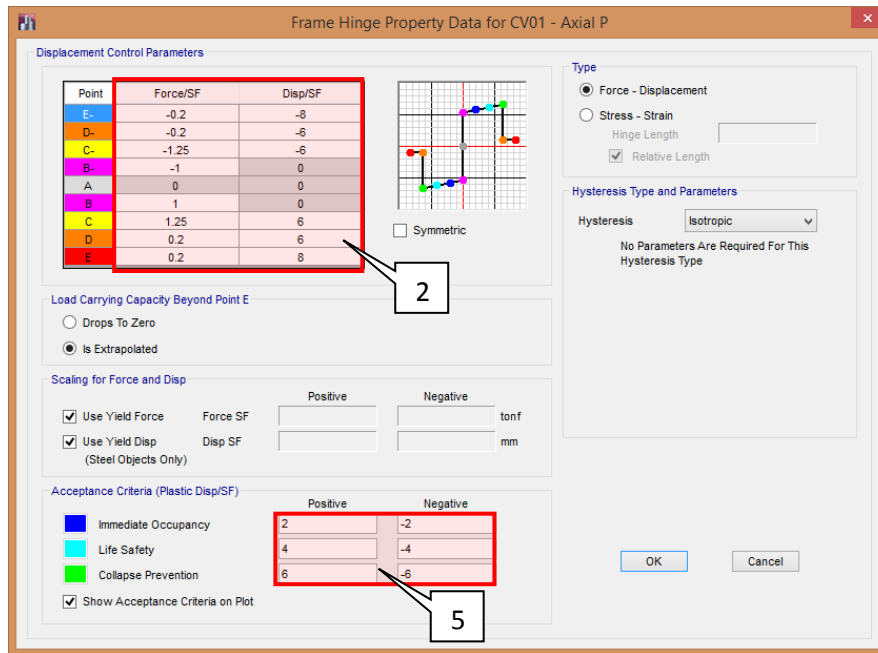


- Se muestra la siguiente ventana, llenándola como se indica:

- Seleccionar los valores que indican las flechas amarillas

Point	Force/SF	Disp/SF
E	-0.2	-8
D-	-0.2	-6
C-	-1.25	-6
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.25	6
D	0.2	6
E	0.2	8

- Se tiene lo siguiente:



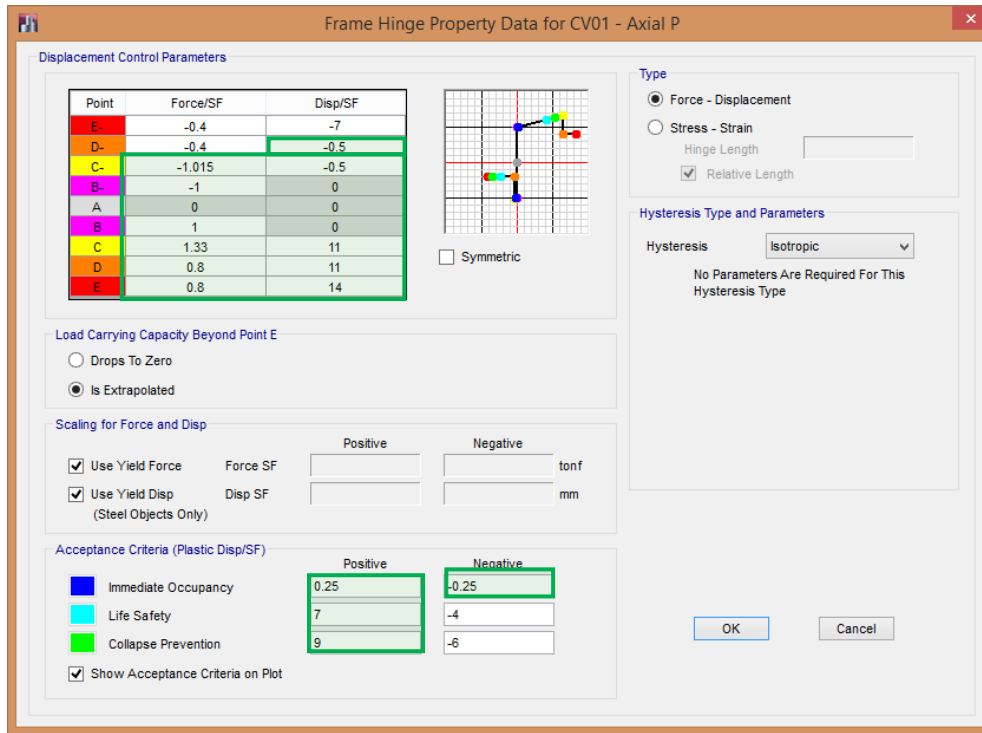
2. Valores del FEMA 356 para los contravientos

- Estos valores son los que se obtienen con la tabla del FEMA-356 (tabla de este anexo A3.2), para estos elementos, los contravientos, el cálculo de la fuerza de fluencia y el desplazamiento de fluencia tanto a tensión como a compresión, ETABS-2013 da los valores directos de las fórmulas por ello no se deseleccionan los 'checkbox' "Use Yield Force" y "Use Yield Disp".
- Se hace uso de la tabla A-3.2 en la parte de contravientos a compresión ya que los de tensión se mantienen constantes independientemente de la sección que se trate.
- Para verificar las relaciones de esbeltez del contraviento, sustituyendo para el peralte  $\frac{h}{t} = 14.4556$ ; los valores para comparar son:

Condición inferior	Condición Superior
$\frac{90}{\sqrt{F_y^*}} = 15$	$\frac{190}{\sqrt{F_y^*}} = 31.6667$

- El valor de la relación de esbeltez del peralte es menor de 15 por lo tanto se tienen los siguientes valores de los puntos, para Fu se usa la misma forma de cálculo que se ha usado de la pendiente pos-fluencia del 3%. Los criterios de aceptación según la tabla A3.2 de este anexo y sustituyendo los valores de los puntos quedarían como:

	Fu	a	b	c	IO	LS	CP
Compresión	-1.015	-0.5	-7	-0.4	-0.25	-4	-6
Tensión	1.33	11	14	0.8	0.25	7	9



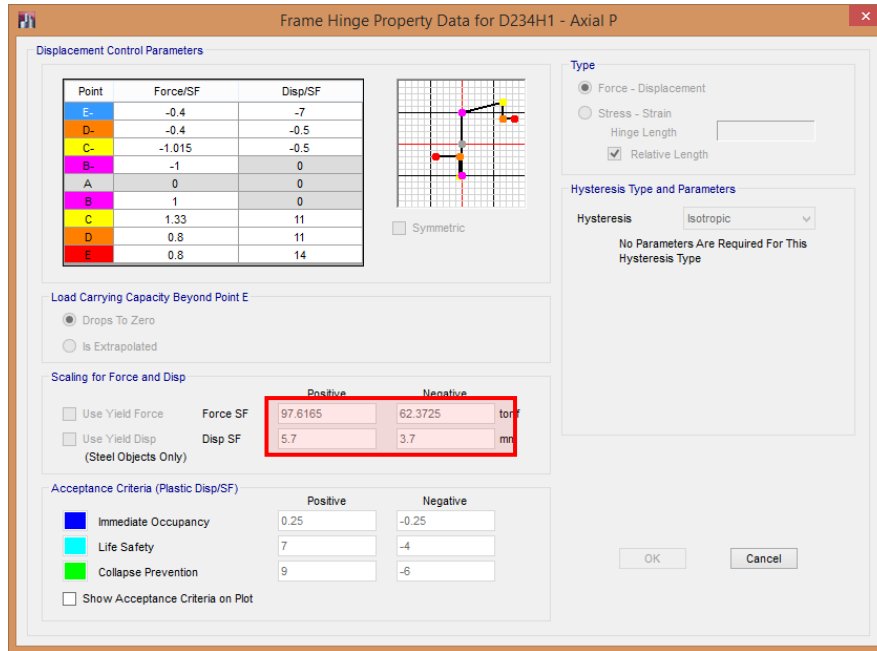
\*Los valores sombreados de la figura anterior, permanecen constantes para cualquier contraviento.

- Revisando los valores de “Use Yield Force” y “Use Yield Disp” para compresión y tensión que usa el programa

Elemento	Ecuación	Valor
Carga de fluencia a tensión, $P_y$	(A-3.9)	97607.4 kg
Deformación axial de fluencia, $\Delta_T$	(A-3.4)	0.5717 cm
Carga de compresión para pandeo, $P_{cr}$	(A-3.4)	62372.475 kg
Deformación axial de para carga de pandeo, $\Delta_C$	(A-3.4)	0.3653 cm

- Donde:

$A_g$	Área gruesa	38.58	cm <sup>2</sup>
E	Módulo de elasticidad del acero	2 040 000	kg/cm <sup>2</sup>
$F_{cr}$	Esfuerzo critico de pandeo según ecuación (A-2.10)	1616.554	kg/cm <sup>2</sup>
$F_y$	Esfuerzo de fluencia	2530	kg/cm <sup>2</sup>
$L_{cv}$	Longitud del contraviento	460.98	cm

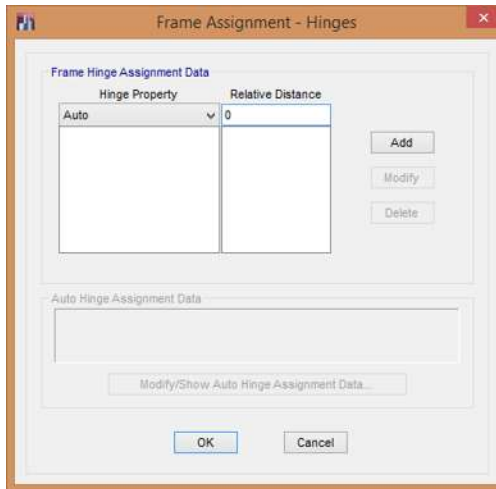


- Como se ve los valores del desplazamiento de fluencia ETABS, los usa en milímetros y tiene una aproximación de una décima en todos los casos, no se requiere del cálculo de cada contraviento.

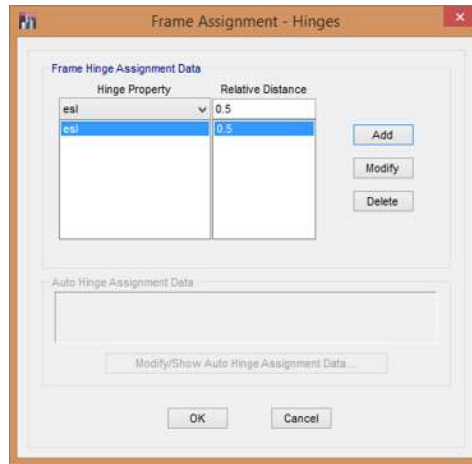
➤ **ASIGNACIÓN DE LAS ARTICULACIONES A LAS BARRAS**

Se selecciona el elemento estructural al que se le va a asignar la articulación plástica, ya sea: viga, columna, eslabón o contraviento. Este ejemplo se hace para con eslabón. Ya seleccionado:

- “Assign>>Frame>>Hinges...(Enter)”



- Se selecciona la propiedad de la articulación (Hinge Property) y la distancia relativa a la que se encuentra que en este caso para los eslabones es a la mitad de estos, o sea 0.5; y click al botón “Add”



- Para vigas y para columnas se presentan dos articulaciones plásticas, por lo que se debe modificar “Relative Distance” y añadir la otra articulación. Para concluir se le da click en “OK”.



## REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

1. P. Popov, M. D. Engelhardt (1988); "Seismic Eccentrically Braced Frames"; *J. Construct. Steel Research* 10 (pp 321-354)
2. Seyed Hamid Hashemi (2011), "Ductility and Ultimate Strength of Eccentric Braced Frame", *2011 International Conference on Advanced Materials Engineering, IPCSIT Vol. 15*
3. G.S. Prinz, P.W. Richards (2009), "Eccentrically braced frame links with reduced web sections", *Journal of Constructional Steel Research* 65 (pp. 1971-1978)
4. Eric M Hines (2009), "Eccentric Braced Frame Design for Moderate Seismic Regions.", *Structures Congress 2009* (pp. 1-10)
5. Roy Becker, Michael Ishler (1996), "Seismic Design Practice For Eccentrically Braced Frames based on the 1994 UBC", *Structural Steel Educational Council*.
6. Dugresh C. Rai (2006), "Development of Design Provisions of Eccentric Braced Frames", *B. Tech, Project Presentation*
7. Nabil Mansour (2010), "Development of the design of Eccentrically Braced Frames with Replaceable Shear Links", *Department of Civil Engineering, University of Toronto*.
8. NTCS-04 (2004) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS, octubre, pp. 55-77*.
9. RCDF-04 (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)", *Gaceta Oficial del Distrito Federal, décima cuarta época, enero*.
10. E. Tapia, A. Tena (2011), "Factores de ductilidad y sobrerresistencia en marcos de acero con contraventeo chevrón", *Revista de Ingeniería Sísmica No. 84 pp. 47-68*
11. American Institute Of Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings", June 22, 2010
12. American Institute Of Steel Construction, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", June 22, 2010

13. EC8-05 (2005), "Eurocode-8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, Seismic actions and rules for Buildings.", European Committee for standardization. Brussels, March.
14. IMCA (2007), "Manual de construcción en acero", 4ª Ed, Limusa.
15. E. Bazán, R. Meli (2008), "Diseño sísmico de edificios", Limusa
16. J.J. Álvarez Sereno (2013), "Apuntes del curso de: comportamiento y diseño de estructuras de acero"
17. CSI Computers & Structures, Inc (2013), "Manual Etabs 2013, Ingeniería Estructural"
18. Applied Technology Council (2005), "FEMA 440 improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240, June 2005.
19. American Society of Civil Engineers, "FEMA 273, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Building Seismic Safety Council, Octubre 1997
20. American Society of Civil Engineers, "FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Building Seismic Safety Council, Noviembre 2000
21. M. Bruneau, Chia-Ming, A Whittaker (1988), "Ductile Design of Steel Structures", McGraww Hill