
**ESTUDIO ANALÍTICO DE LOS EFECTOS DE LA
TORSIÓN NATURAL EN EL COMPORTAMIENTO DE
EDIFICIOS DE VARIOS PISOS TORSIONALMENTE
DESBALANCEADOS ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS**



OSCAR JAVIER GÓMEZ RUEDA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER

2004

ESTUDIO ANALÍTICO DE LOS EFECTOS DE LA TORSIÓN
NATURAL EN EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE
VARIOS PISOS TORSIONALMENTE DESBALANCEADOS
ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS



OSCAR JAVIER GÓMEZ RUEDA

DIRECTOR:

Ph.D. ESPERANZA MALDONADO RONDÓN

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER

2004

A mis padres Maria Tereza y Jaime
A mis hermanos Jaime Leonardo y Mercedes
A Jobanna, mi novia

AGRADECIMIENTOS

Cualquier intento para que esta lista de agradecimientos este completa, no es mas que una necia pretensión, sin embargo quiero agradecer la guía constante de la directora de proyecto Esperanza Maldonado, una buena parte del crédito le pertenece. De manera muy especial agradezco al ingeniero Freddy Calderón cuyos valiosos aportes y constante apoyo ayudaron a que esta investigación se desarrollara, a los ingenieros Carlos Serrano y Jairo Londoño, que siguieron de cerca todo el proceso. Agradezco a los profesores de la escuela de Ingeniería civil de la Universidad Industrial de Santander por todas sus enseñanzas que desinteresadamente edificaron de mi carrera, todas ellas ayudaron a consolidar en mí el amor por la ingeniería civil. A toda mi familia quiero dar gracias por el respaldo que en la distancia nunca me fue ajeno, a Johanna Ramírez por su compañía y sus palabras de aliento. A mis compañeros, amigos con quienes disfrute y compartí la oportunidad de estudiar de la manera mas divertida. A todos los autores de esos maravillosos libros de los que se nutre mi conocimiento. A todos los que no están en esta pequeña lista pero aportaron a esta investigación, también doy gracias. Y sobre todos y antes que a ninguno doy gracias a Dios.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
OBJETIVOS	4
CAPITULO 1 TORSIÓN - CONCEPTOS FUNDAMENTALES.....	5
1.1 PROBLEMÁTICA DE LA TORSIÓN	5
1.2 GENERALIDADES	10
1.2.1 Parámetros importantes en la respuesta torsional de los edificios	10
1.2.1.1 Centro de masa (CM).....	10
1.2.1.2 Centro de cortante (CV).....	10
1.2.1.3 Centro de rigidez o centro de torsión (CR).....	11
1.2.1.4 Rigidez total.....	11
1.2.1.5 Rigidez torsional sobre el centro de resistencia.....	12
1.2.1.6 Frecuencia traslacional desacoplada	13
1.2.1.7 Frecuencia rotacional desacoplada	13
1.2.1.8 Cociente de las frecuencias	13
1.2.1.9 Excentricidad natural o estructural.....	13
1.3 TIPOS DE TORSIÓN	15
1.3.1 Torsión accidental	16
1.3.1.1 Torsión accidental en edificios debido a la incertidumbre en la rigidez.....	18
1.3.1.2 Torsión accidental en los edificios debido a la excitación rotatoria en la base	20
1.3.1.3 Uso de la excentricidad accidental especificada en los códigos.....	22
1.3.2 Torsión natural.....	24
1.3.2.1 Torsión natural en sistemas elásticos de un solo piso	25
1.3.2.2 Ecuaciones de movimiento.....	26
1.3.2.3 Análisis estático.....	28

1.4	REFERENCIAS	31
CAPITULO 2 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS MÁS RELEVANTES REALIZADOS POR DIFERENTES INVESTIGADORES		
		35
J.L. HUMAR Y P. KUMAR, 1999.....		36
2.1	TORSIONAL MOTION OF BUILDINGS DURING EARTHQUAKES. I. ELASTIC RESPONSE.....	36
2.1.1	Análisis del espectro respuesta para estructuras de un solo piso.....	38
2.1.2	Procedimiento de diseño	48
2.1.2.1	Excentricidad accidental.....	52
2.1.2.2	Sistemas con masa excéntrica.....	54
2.1.3	Respuesta a movimientos de tierra registrados.....	60
2.1.4	Edificios de múltiples pisos	65
2.1.4.1	Ejemplo 1.....	65
2.1.4.2	Ejemplo 2.....	74
2.1.5	Resumen y conclusiones del primer estudio de Humar y Kumar	80
J.L. HUMAR Y P. KUMAR, 1999.....		84
2.2	TORSIONAL MOTION OF BUILDINGS DURING EARTHQUAKES. II. INELASTIC RESPONSE.....	84
2.2.1	Modelo de un piso para el estudio de la respuesta torsional.....	85
2.2.2	Recomendaciones de código para el diseño contra torsión	87
2.2.3	Respuesta inelástica de edificios de un piso ante movimientos registrados	92
2.2.4	Edificios de múltiples pisos	103
2.2.4.1	Modelos de edificios	103

2.2.4.2	Movimientos sísmicos.....	104
2.2.4.3	Procedimiento de análisis.....	106
2.2.4.4	Presentación de los resultados del análisis	107
2.2.4.5	Edificios de cinco pisos	107
2.2.4.6	Edificios de diez pisos	113
2.2.4.7	Edificios de veinte pisos.....	113
2.2.5	Resumen y conclusiones del segundo estudio de Humar y Kumar	116
JAIME DE LA COLINA, 2002.....		118
2.3	ASSESSMENT OF DESIGN RECOMENDATIONS FOR TORSIONALLY UNBALANCED MULTISTORY BUILDINGS.....	118
2.3.1	Modelo estructurales	121
2.3.2	Procedimiento de análisis y diseño	125
2.3.3	Procedimientos de diseño	125
2.3.4	Análisis	132
2.3.5	Demanda de ductilidad por desplazamiento.....	132
2.3.5.1	Procedimiento I	132
2.3.5.2	Procedimiento II.....	135
2.3.5.3	Procedimiento III	136
2.3.5.4	Procedimiento IV	137
2.3.5.5	Procedimiento V.....	138
2.3.5.6	Procedimiento VI	138
2.3.5.7	Procedimiento VII.....	139
2.3.6	Respuesta torsional global del edificio	141
2.3.7	Conclusiones del estudio realizado por de La Colina.....	142
JUAN C. DE LA LLERA Y ANIL K. CHOPRA, 1994.....		145

2.4	ACCIDENTAL AND NATURAL TORSIÓN IN EARTHQUAKE RESPONSE AND DESIGN OF BUILDINGS.....	145
2.5	REFERENCIAS	149
CAPITULO 3 PROVISIONES TORSIONALES EN LA NSR-98 Y ALGUNOS CÓDIGOS DE OTROS PAÍSES..... 151		
3.1	AUSTRALIAN STANDARD AS 1170.4 (1993).....	152
3.2	NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA, NBCC 1995	155
3.3	NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, NSR-98.....	157
3.4	UNIFORM BUILDING CODE, UBC-97	158
3.5	MÉXICO CITY BUILDING CODE, 1987.....	159
3.6	REFERENCIAS	161
CAPITULO 4 CONSTRUCCION Y ANÁLISIS DE UN MODELO Y CONCEPTOS INELÁSTICOS FUNDAMENTALES 162		
4.1	SISTEMAS INELÁSTICOS DE UN GRADO DE LIBERTAD.....	163
4.1.1	Respuesta histerética	164
4.1.2	Modelos matemáticos de histéresis	170
4.1.2.1	Elastoplástico	170
4.1.3	Conceptos de ductilidad, tenacidad y capacidad de disipación de energía.....	172
4.2	DEFINICIÓN DE MODELOS	177
4.2.1	Modelo 1	177
4.2.2	Modelo 2	179
4.2.3	Modelo 3	179

4.2.4	Evaluación de las masas	181
4.2.5	Evaluación de rigideces	182
4.3	DEFINICIÓN DE PROCEDIMIENTOS.....	186
4.3.1	Procedimiento I	187
4.3.2	Procedimiento II.....	188
4.3.3	Procedimiento III	188
4.3.4	Procedimiento IV	188
4.3.5	Procedimiento V.....	188
4.3.6	procedimiento VI	189
4.3.7	Procedimiento VII.....	189
4.4	PROPIEDADES INELÁSTICAS	190
4.4.1	Definición de la acción sísmica	191
4.4.2	Cálculo del periodo fundamental.....	193
4.4.3	Determinación del cortante basal	193
4.4.4	Definición de las fuerzas sísmicas.....	193
4.4.5	Evaluación de centroides y centros de cortante	194
4.4.6	Evaluación del centro de rigidez del entrepiso.....	195
4.4.7	Evaluación de los momentos torsionales de piso, m_t y distribución de las fuerzas sísmicas entre los planos resistentes de la edificación	197
4.4.8	Distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes de la edificación	198
4.5	ANÁLISIS	243
4.5.1	Demandas de ductilidad	244
4.5.2	Demandas de ductilidad normalizadas.....	310
4.6	OTROS RESULTADOS PARCIALES OBTENIDOS	321
4.7	REFERENCIAS	323
	CONCLUSIONES.....	324

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1	Respuesta de un edificio de cinco pisos a un movimiento sísmico representado por un espectro de respuesta plano, con aceleración espectral de $1g$	71
Tabla 2-2	Cortantes de diseño en los pórticos de los bordes flexible y rígido de un edificio de cinco pisos, obtenidos de un análisis dinámico.	71
Tabla 2-3	Cortantes de diseño obtenidos de un análisis estático.	72
Tabla 2-4	Distribución del cortante basal, V , en un edificio de aparcado de cinco pisos de acuerdo con las provisiones del NBCC.	77
Tabla 2-5	Cortantes y fuerzas de piso en un edificio balanceado de cinco pisos sujeto a un espectro plano de $1g$	77
Tabla 2-6	Cortantes de piso en el borde flexible e un edificio de cinco pisos balanceado y desbalanceado	79
Tabla 2-7	Cortantes de piso en el borde rígido e un edificio de cinco pisos balanceado y desbalanceado	79
Tabla 2-8	Propiedades de los modelos de edificios.....	96
Tabla 2-9	Registros sísmicos.....	99
Tabla 2-11	Descripción de modelos de edificios y procedimientos de diseño considerados en este estudio	123
Tabla 2-12	Excentricidades de piso normalizadas e/b para modelos de cinco pisos calculadas con $F_t = 0.0$	125
Tabla 3-1	Factores α , δ y β , considerados en los distintos códigos.	160

Tabla 4-1	Masa de los modelos por niveles.	182
Tabla 4-2	Calculo de rigideces, Modelo 1 y 3.	185
Tabla 4-3	Calculo de rigideces, Modelo 2.	185
Tabla 4-4	Procedimientos de diseño.	190
Tabla 4-5	Calculo de las fuerzas sísmicas y fuerzas cortantes de piso.	194
Tabla 4-6	Cálculo del centro de rigidez, Modelo 2.	196
Tabla 4-7	Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 1 – R =3.5199	
Tabla 4-8	Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 2 – R =3.5200	
Tabla 4-9	Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 3 – R =3.5210	
Tabla 4-10	Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 1 – R =7.0221	
Tabla 4-11	Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 2 – R =7.0222	
Tabla 4-12	Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 3 – R =7.0232	
Tabla 4-13	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 1 – R = 3.5.....	245
Tabla 4-14	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento I.....	246
Tabla 4-15	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento II.....	248
Tabla 4-16	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento III.....	250
Tabla 4-17	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento IV.....	251
Tabla 4-18	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento V.....	253

Tabla 4-19	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento VI.....	255
Tabla 4-20	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento VII	256
Tabla 4-21	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento I	258
Tabla 4-22	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento II.....	260
Tabla 4-23	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento III.....	261
Tabla 4-24	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento IV	263
Tabla 4-25	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento V.....	265
Tabla 4-26	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento VI.....	266
Tabla 4-27	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento VII	268
Tabla 4-28	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 1 – R = 7.0.....	270
Tabla 4-29	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento I	271
Tabla 4-30	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento II.....	273

Tabla 4-31	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento III.....	275
Tabla 4-32	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento IV.....	276
Tabla 4-33	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento V.....	278
Tabla 4-34	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento VI.....	280
Tabla 4-35	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento VII.....	281
Tabla 4-36	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento I.....	283
Tabla 4-37	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento II.....	285
Tabla 4-38	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento III.....	286
Tabla 4-39	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento IV.....	288
Tabla 4-40	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento V.....	290
Tabla 4-41	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento VI.....	291
Tabla 4-42	Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento VII.....	293

Tabla 4-43	Demandas de ductilidad – $R = 3.5$	311
Tabla 4-44	Demandas de ductilidad normalizadas – $R = 3.5$	311
Tabla 4-45	Demandas de ductilidad – $R = 7.0$	312
Tabla 4-46	Demandas de ductilidad normalizadas – $R = 7.0$	312

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1-1	Planta de edificio asimétrico de un piso	12
Fig. 1-2	a) Distribución en planta del cortante de piso, b) desplazamiento por traslación, (rotación restringida).....	29
Fig. 1-3	Efecto estático de la torsión, a) fuerza inercial, b) momento torsional de piso, c) distribución de fuerzas cortantes, d) desplazamientos totales.	30
Fig. 2-1	Desplazamiento normalizado del borde flexible, espectro plano, relación de forma = 1	41
Fig. 2-2	Desplazamiento normalizado del borde rígido, espectro plano, relación de forma = 1.....	41
Fig. 2-3	Desplazamiento de traslación y rotación en una planta asimétrica.....	44
Fig. 2-4	Excentricidad efectiva para el borde flexible, espectro plano, relación de forma = 1.....	47
Fig. 2-5	Excentricidad efectiva para el borde rígido, espectro hiperbólico, (a) relación de forma = 1 y (b) relación de forma = 1/3	51
Fig. 2-6	Excentricidad efectiva para el borde flexible ajustada para torsión accidental, espectro plano, relación de forma = 1.	53
Fig. 2-7	Excentricidad efectiva para el borde rígido ajustada para torsión accidental, espectro hiperbólico, (a) relación de forma = 1 y (b) relación de forma = 1/3.....	55
Fig. 2-8	Edificios con diferentes tipos de excentricidades (a) edificio con rigidez excéntrica y (b) edificio con rigidez y masa excéntricas.....	57

Fig. 2-9	Excentricidades efectivas para el borde rígido, relación de forma = 1/3, espectro plano, (a) $\eta = 0.1$ y (b) $\eta = 0.2$	59
Fig. 2-10	Espectro de respuesta promedio normalizado para un grupo de 15 registros sísmicos.....	61
Fig. 2-11	Desplazamientos promedio normalizados para los registros de movimientos en el terreno, relación de forma = 1, $T = 1s$, (a) borde flexible y (b) borde rígido.....	63
Fig. 2-12	Excentricidades efectivas promedio para los registros de movimientos en el terreno, relación de forma = 1, $T = 1s$, (a) borde flexible y (b) borde rígido.....	64
Fig. 2-13	Desplazamiento normalizado de los pisos en el borde flexible de un edificio de clase general, espectro plano.....	67
Fig. 2-14	Desplazamiento normalizado de los pisos en el borde rígido de un edificio de clase general, espectro plano.	68
Fig. 2-15	Comparación de los cocientes de desplazamiento obtenidos de un análisis dinámico y de las recomendaciones para diseño estático, espectro plano, (a) borde flexible y (b) borde rígido.	72
Fig. 2-16	Derivación del cortante estático correspondiente a una excentricidad de diseño de $-0.1b$	74
Fig. 2-17	Vista en planta y detalle de los pórticos para un edificio de cinco pisos de clase general.....	76
Fig. 2-18	Relación de cortantes entre un edificio de cinco pisos torsionalmente desbalanceado y el correspondiente torsionalmente balanceado, espectro plano.	78

Fig. 2-19 (a) vista en planta de un edificio de un piso mono-simétrico. (b) relación fuerza-desplazamiento para el plano i.....	86
Fig. 2-20 Modelo de edificio de tres planos.....	91
Fig. 2-21 Fuerza normalizada en el plano del borde flexible, relación de forma = 0.5.....	92
Fig. 2-22 Fuerza normalizada en el plano del borde rígido, relación de forma = 0.5.	94
Fig. 2-23 Fuerza normalizada total en los planos, relación de forma = 0.5.	95
Fig. 2-24 Espectro elástico promedio para el grupo de 16 registros sísmicos.	96
Fig. 2-25 Relación de desplazamiento en el borde flexible de un edificio torsionalmente desbalanceado y un edificio torsionalmente balanceado asociado, promedio de 16 registros sísmicos.....	101
Fig. 2-26 Relación de desplazamiento en el borde rígido de un edificio torsionalmente desbalanceado y un edificio torsionalmente balanceado asociado, promedio de 16 registros sísmicos.....	101
Fig. 2-27 Relación de demanda de ductilidad en el borde flexible de un edificio torsionalmente desbalanceado y un edificio torsionalmente balanceado asociado, promedio de 16 registros sísmicos.....	102
Fig. 2-28 Relación de demanda de ductilidad en el borde rígido de un edificio torsionalmente desbalanceado y un edificio torsionalmente balanceado asociado, promedio de 16 registros sísmicos.....	102
Fig. 2-29 Espectro elástico para los registros sísmicos seleccionados escalados a una aceleración máxima en el terreno de 0.3.....	105

Fig. 2-30 Relación de la demanda de ductilidad entre un edificio de cinco pisos
desequilibrado y el edificio torsionalmente balanceado asociado, piso 1,
sismo El Centro, (a) borde flexible y (b) borde rígido.108

Fig. 2-31 Relación de la demanda de ductilidad entre un edificio de cinco pisos
desequilibrado y el edificio torsionalmente balanceado asociado, piso 5,
sismo El Centro, (a) borde flexible y (b) borde rígido.109

Fig. 2-32 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de cinco pisos.
 $\Omega_R = 1.0$, sismo El Centro.111

Fig. 2-33 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de cinco pisos.
 $\Omega_R = 1.0$, sismo San Francisco.112

Fig. 2-34 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de cinco pisos.
 $\Omega_R = 1.0$, sismo San Fernando.112

Fig. 2-35 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de diez pisos.
 $\Omega_R = 1.0$, sismo San Francisco.114

Fig. 2-36 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de diez pisos.
 $\Omega_R = 1.0$, sismo San Fernando.114

Fig. 2-37 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de veinte
pisos. $\Omega_R = 1.0$, sismo El Centro.115

Fig. 2-38 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de veinte
pisos. $\Omega_R = 1.25$, sismo El Centro.115

Fig. 2-39 Planta del modelo121

Fig. 2-40 Vista elevada de los modelos.124

Fig. 2-41 Factor de amplificación α127

Fig. 2-42 Fuerzas normalizadas en los elementos para los modelos 3, 4, y 5 diseñado con $R = 3$.	130
Fig. 2-43 Demanda de ductilidad de desplazamiento calculada para los modelos diseñados con el procedimiento I.	134
Fig. 2-44 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento I.	135
Fig. 2-45 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento II.	136
Fig. 2-46 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento III.	137
Fig. 2-47 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento VI.	139
Fig. 2-48 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento VII.	140
Fig. 2-49 Demanda de ductilidad para el modelo 7 con $\alpha = 1.5$, $\delta = 0.5$, $F_t = 0.0$, $e_{min} = 0.20e_{prom}$.	142
Fig. 3-1 Distribución vertical de fuerzas sísmicas, código australiano a) $k = 1.0$, b) $k = 1.5$, c) $k = 2.0$.	153
Fig. 3-2 Factores α y δ para excentricidades de diseño, código australiano.	154
Fig. 3-3 Distribución vertical de fuerzas sísmicas, código canadiense.	156
Fig. 4-1 Curva esfuerzo deformación, a) acero de refuerzo, b) concreto no confinado.	165
Fig. 4-2 Efecto de carga y descarga, con inversion del sentido de la fuerza.	166
Fig. 4-3 Relación momento curvatura de un elemento de concreto reforzado.	169

Fig. 4-4 Modelos de histéresis, a) Elasto-plástico, b) Ramberg-Osgood, c) Rigidez degradante.....	170
Fig. 4-5 Disipación de energía en un sistema elastoplástico.	171
Fig. 4-6 Curva fuerza-desplazamiento material elastoplástico.....	172
Fig. 4-7 Definición de capacidad de disipación de energía.	175
Fig. 4-8 Vista isométrica, Modelo 1.	178
Fig. 4-9 Vista en planta, Modelo 1.	178
Fig. 4-10 Vista isométrica, Modelo 2.	180
Fig. 4-11 Vista en planta, Modelo 2.	180
Fig. 4-12 Distribución de cargas para cálculo de rigidez en el pórtico 1 del primer y tercer modelo.	184
Fig. 4-13 Vista deformada, estado de cargas para cálculo de rigidez en el pórtico 1 del primer y tercer modelo.....	184
Fig. 4-14 Relación fuerza deformación para los planos resistentes.	191
Fig. 4-15 Acelerograma El Centro, Componente N-S, $A_{te} = 0.348g$, Duración 53.8 s.	192
Fig. 4-16 Espectro elástico de diseño.....	192
Fig. 4-17 Modelo del edificio utilizando los elementos NLLINK.....	244
Fig. 4-18 Demandas de ductilidad – Modelo 1 – $R = 3.5$	295
Fig. 4-19 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento I - $R = 3.5$	295
Fig. 4-20 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento II - $R = 3.5$	296
Fig. 4-21 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento III - $R = 3.5$	296
Fig. 4-22 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento IV - $R = 3.5$	297

Fig. 4-23	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento V - R = 3.5.....	297
Fig. 4-24	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento VI - R = 3.5.....	298
Fig. 4-25	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento VII - R = 3.5...	298
Fig. 4-26	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento I - R = 3.5.....	299
Fig. 4-27	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento II - R = 3.5.	299
Fig. 4-28	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento III - R = 3.5.....	300
Fig. 4-29	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VI - R = 3.5.....	300
Fig. 4-30	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento V - R = 3.5.....	301
Fig. 4-31	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VI - R = 3.5.....	301
Fig. 4-32	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VII - R = 3.5...	302
Fig. 4-33	Demandas de ductilidad – Modelo 1 - R = 7.0.....	302
Fig. 4-34	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento I - R = 7.0.....	303
Fig. 4-35	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento II - R = 7.0.	303
Fig. 4-36	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento III - R = 7.0.....	304
Fig. 4-37	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento IV - R = 7.0.....	304
Fig. 4-38	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento V - R = 7.0.....	305
Fig. 4-39	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento VI - R = 7.0.....	305
Fig. 4-40	Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento VII - R = 7.0...	306
Fig. 4-41	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento I - R = 7.0.....	306
Fig. 4-42	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento II - R = 7.0.	307
Fig. 4-43	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento III - R = 7.0.....	307
Fig. 4-44	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento IV - R = 7.0.....	308

Fig. 4-45	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento V - R = 7.0.....	308
Fig. 4-46	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VI - R = 7.0.....	309
Fig. 4-47	Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VII - R = 7.0. ...	309
Fig. 4-48	Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento I.....	313
Fig. 4-49	Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento II.....	314
Fig. 4-50	Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento III.	315
Fig. 4-51	Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento IV.....	316
Fig. 4-52	Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento V.....	317
Fig. 4-53	Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento VI.....	318
Fig. 4-54	Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento VII.....	319
Fig. 4-55	Curva fuerza cortante vs tiempo, plano resistente eje D, primer piso modelo 1, R=7.0.....	322
Fig. 4-56	Curva deriva vs tiempo, plano resistente eje D, primer piso modelo 1, R=7.0.....	322
Fig. 4-57	Curva fuerza cortante vs deriva, plano resistente eje D, primer piso modelo 1, R=7.0.....	323

Título: ESTUDIO ANALÍTICO DE LOS EFECTOS DE LA TORSIÓN NATURAL EN EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE VARIOS PISOS TORSIONALMENTE DESBALANCEADOS ANTE SOLICITACIONES SÍSMICASⁱ

Autor: OSCAR JAVIER GOMEZ RUEDAⁱⁱ

Palabras claves: torsión, edificios asimétricos, torsión natural, excentricidad de diseño.

Resumen:

Las recomendaciones de diseño para edificios de varios pisos torsionalmente desbalanceados, que presentan diferentes códigos de diseño de edificaciones, de países como Canadá, Estados Unidos, México, Australia entre otros y las que proponen diferentes investigadores, son analizadas en este documento junto con las recomendaciones que presentan las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98. En el primer capítulo se presentan los conceptos fundamentales que se refieren al comportamiento torsional de los edificios y los diferentes tipos de torsión que se consideran en el diseño de las edificaciones. En el segundo capítulo se presentan los principales y más recientes estudios, realizados por los más relevantes investigadores, sobre el comportamiento torsional de estructuras asimétricas de varios pisos. En el capítulo número tres, se presentan las diferentes provisiones que consideran los efectos torsionales, en los códigos estudiados estas recomendaciones como se verá involucran diferentes valores y ecuaciones destinadas a calcular las diferentes excentricidades de diseño.

La parte final de la investigación estudia la conveniencia de cada una de las recomendaciones que presenta los diferentes códigos analizados y las propuestas por los investigadores a los que se hizo mención. Este estudio se hace mediante un análisis inelástico comparativo de las demandas de ductilidad normalizadas en los planos resistentes de un edificio, cuyo centros de rigidez de piso no coinciden con los centros de cortante, con respecto a la que presentan estos mismos planos en un modelo torsionalmente balanceado.

El estudio considera tres modelos de edificios de cinco pisos, sometidos al registro acelerográfico de El Centro, en las dos direcciones principales; siete procedimientos de diseño que reflejan las recomendaciones estudiadas durante toda la investigación y considera dos coeficientes de reducción de resistencia.

ⁱ Trabajo de grado.

ⁱⁱ Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas – Escuela de ingeniería Civil –
Director: PhD. Esperanza Maldonado Rondón.

Title: ANALYTICAL STUDY OF THE EFFECTS OF THE NATURAL TORSION IN THE BEHAVIOR OF TORSIONALLY UNBALANCED MULTISTORY BUILDINGS DURING EARTHQUAKESⁱ

Author: OSCAR JAVIER GOMEZ RUEDAⁱⁱ

Key words: torsion, asymmetric buildings, natural torsion, eccentricity of design.

Summary:

Recommendations of design for torsionally unbalanced multistory buildings, that presents different codes from design of buildings, of countries like Canada, the United States, Mexico, Australia among others and those that you propose different investigators, are analyzed in this document along with the recommendations that present the Colombian Norms of Design and Construction Resistant Earthquake NSR-98. In the first chapter the fundamental concepts appear that the torsional behavior of the buildings and the different types from torsion talk about to that are considered in the design of the constructions. In the second chapter the main and more recent studies, made by the most excellent investigators appear, on the torsional behavior of asymmetric multistory structures. In the chapter number three, the different provisions that consider the effects torsional, in the studied codes appear these recommendations as it is seen involve different values and equations destined to calculate the different eccentricities from design.

The final part of the investigation studies the convenience of each one of the recommendations that present the different analyzed codes and the proposals by the investigators to whom mention became. This study becomes by means of a comparative inelastic analysis of the normalized demands of ductility in the resistant planes of a building, whose centers of resistance of floor do not agree with the shear centers, with respect to that present these same planes in a model torsionally balanced.

The study considers three models of buildings of five-story, subjected to both horizontal components of the El Centro (1940) ground motion; seven procedures of design that reflect the recommendations studied during all the investigation and consider two coefficients of resistance reduction.

ⁱ Work of degree.

ⁱⁱ Faculty of Físico-Mechanical Engineerings – School of Civil engineering –
Director: PhD. Esperanza Maldonado Rondón.

INTRODUCCIÓN

Las oscilaciones torsionales han causado daño severo a los edificios durante los últimos sismos, algunos de ellos bastante recientes. Los daños debido al movimiento torsional fueron observados durante el terremoto de San Fernando 1971, el terremoto de México 1985 (Esteva 1987), y el terremoto de Loma Prieta 1989 (Mitchell et al. 1990). Estos acontecimientos han conducido a un interés renovado en el estudio de la respuesta torsional de las estructuras de los edificios.

Un número bastante grande de estudios de investigación han sido realizados en las respuestas torsionales elásticas e inelásticas de edificios. Los resultados de los diversos estudios no son siempre consistentes el uno con el otro. Esto se puede atribuir a la complejidad del comportamiento torsional y al gran número de parámetros que lo gobiernan. A menudo, los resultados obtenidos por los investigadores son aplicables solamente al modelo estudiado, a los valores específicos de parámetros usados, y a las suposiciones particulares hechas en cada estudio. Una consecuencia de esta inconsistencia en los resultados es que diversos códigos tienen provisiones que se diferencian extensamente para el diseño contra torsión. Las provisiones de la torsión de los diferentes códigos han experimentado varias revisiones. No obstante, sería un error suponer que son enteramente racionales, o que tratan las consideraciones más importantes del diseño contra la torsión.

A pesar de los numerosos estudios que en la actualidad se llevan a cabo sobre la respuesta torsional de los edificios, cuando estos se ven sometidos a movimientos sísmicos, una gran cantidad de ingenieros involucrados en el área del diseño, aun no están familiarizados con esta importante y muchas veces determinante problemática.

Como muestra de esta realidad no muy lejana a la de la mayoría de países Latinoamericanos, cito apartes de la reunión sobre la interpretación de las provisiones de los efectos de torsión dentro de las normas NTC de México, realizada en agosto de 2003; tratando de responder a la pregunta de los investigadores sobre cómo hacen el diseño por torsión los ingenieros, algunos de éstos últimos aceptaron que “lo que se hace es que no se hace”. Asimismo se comentó que las recomendaciones actuales demandan mucho tiempo de diseño y que su eficacia aún no ha sido comprobada, por lo que “si nos vamos a equivocar que sea de la manera más sencilla”.

Un intento de evaluar las recomendaciones de diseño para torsión, propuestas en el código nacional (NSR-98), en algunos códigos internacionales y las elaboradas recientemente por numerosos investigadores, es hecho en este trabajo.

La investigación se divide en cinco capítulos, en el primero se presentan conceptos fundamentales referentes al comportamiento torsional de las estructuras y las clases de torsión que se presentan en un edificio cualquiera, además de algunas recomendaciones sobre la estimación de la excentricidad accidental.

El capítulo dos presenta los estudios mas recientes, realizados por diferentes investigadores reconocidos mundialmente, sobre el comportamiento de estructuras asimétricas de uno y varios pisos que son sometidas a movimientos sísmicos en la base.

En el tercer capítulo se encuentran brevemente las recomendaciones de diseño por torsión que hacen parte de las normas colombianas de diseño y construcción sismorresistente NSR-98 y de algunos códigos de diseño de otros países, entre ellos Estados unidos, Canadá, Australia y México.

El cuarto y último capítulo presenta el modelamiento de un edificio típico de cinco pisos con diferentes configuraciones en planta, los resultados del análisis de las diferentes tipologías asimétricas, se comparan con los resultados del análisis de un edificio torsionalmente balanceado asociado, evaluando su comportamiento por medio de las demandas de ductilidad en los planos resistentes de cada tipo de edificio. Este modelamiento se realiza para establecer un análisis comparativo de las diferentes recomendaciones de diseño por torsión existentes en los diferentes códigos de diseño considerados y en las recientes investigaciones presentadas. Algunas definiciones sobre las características inelásticas de los sistemas considerados, también son presentadas en este capítulo.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Evaluar la conveniencia de las diversas recomendaciones de diseño ante solicitaciones sísmicas, para edificaciones torsionalmente desbalanceadas, que se consideran en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, en los diferentes códigos internacionales de diseño y construcción, y las que ofrecen actualmente en la literatura técnica especializada en la materia.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar las diferencias y las coincidencias entre las recomendaciones de diseño para efectos torsionales inducidos por movimientos sísmicos en la base, de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98 y las diferentes Normas de Diseño y Construcción internacionales consideradas en este trabajo.
- Presentar los principales estudios que a lo largo del último lustro se han desarrollado a nivel mundial sobre el comportamiento de estructuras de varios pisos torsionalmente desbalanceadas cuando se ven sometidas a eventos sísmicos.
- Mediante un análisis No-lineal, aplicar y comparar, sobre una edificación típica, las diferentes recomendaciones de diseño para estructuras con centro de resistencia y centro de gravedad no coincidente, que se ofrecen en la literatura y en las Normas de diseño y construcción sismo resistente.

CAPITULO 1 TORSIÓN - CONCEPTOS FUNDAMENTALES

1.1 PROBLEMÁTICA DE LA TORSIÓN

La torsión sísmica en edificaciones es un comportamiento estructural ampliamente estudiado, principalmente con modelos analíticos. Este comportamiento es debido a la pareja de traslación y torsión, respuesta de un movimiento lateral en el terreno, inducida en el sistema estructural cuando su centro de resistencia no coincide con el correspondiente de fuerzas cortantes. El movimiento torsional causa fuerzas y desplazamientos adicionales en algunos elementos de resistencia lateral, en comparación con los elementos correspondientes de un sistema sin este desequilibrio.

Debido a la relativa complejidad del problema, la mayoría de los estudios usan sistemas de un piso para la evaluación de la respuesta torsional de sistemas de múltiples pisos. Disposiciones de códigos típicos (*Uniform Building Code (ICBO 1997)*, *Nacional Building Code of Canada (NRCC 1995)*), los cuales están basados principalmente en estudios analíticos de un solo piso y bajo comportamiento elástico, recomiendan proveer una fuerza adicional a algunos elementos de resistencia lateral. Cuando el diseño estático es permitido, esta fuerza es calculada con el uso de excentricidades de diseño que permiten que el diseñador estime los momentos torsionales de piso. Con un análisis estático y la aplicación simultánea tanto de cortantes de piso como de momentos torsionales de piso, las fuerzas en los elementos de resistencia lateral son calculadas.

Los códigos de diseño de edificios requieren que los efectos de torsión sean considerados aplicando fuerzas estáticas equivalentes a una distancia e del CR (centro de rigidez), dando por resultado momentos torsionales de piso además de fuerzas cortantes. La excentricidad e_d de diseño especificada en la mayoría de los códigos es de la forma

$$e_d = \alpha \cdot e + \beta b \quad [1-1a]$$

ó

$$e_d = \delta \cdot e - \beta b \quad [1-1b]$$

Donde “ e ” es la excentricidad estática de rigidez, es decir la distancia entre el CM (centro de masa) y el CR; b es la mayor dimensión en planta del edificio perpendicular a la dirección del movimiento del terreno; y α , δ , y β son coeficientes especificados. Para cada elemento estructural, debe ser utilizado el valor de e_d que produce la mayor fuerza de diseño. Los primeros términos, αe y δe , intentan explicar la respuesta torsional del edificio que surge cuando este presenta una planta asimétrica. El segundo término, $\pm \beta b$, conocido como excentricidad accidentalⁱ, se introduce para explicar la excentricidad debida a las discrepancias entre las masas, las rigideces, y las distribuciones de las fuerzas usadas en el análisis y las distribuciones verdaderas a la hora de un sismo; las vibraciones torsionales inducidas

ⁱ Algunos autores son de la opinión que una manera más racional de interpretar $\pm \beta b$ es tratarla como una expresión empírica que refleja el efecto combinado de la torsión natural y accidental. J.L. Humar and P. Kumar, *Torsional motion of buildings during earthquakes. I. Elastic response*. Canadian Journal of Civil Engineering; Oct 1998.

por la excitación rotatoria en la base; y otras fuentes de torsión no consideradas explícitamente en el análisis.

Los coeficientes α , δ , y β varían entre los códigos de diseño de edificios. Por ejemplo, $\alpha = \delta = 1$ y $\beta = 0.05$ en el *Uniform Building Code* (UBC)¹; $\alpha = 1.5$, $\delta = 1.0$ y $\beta = 0.1$ en el *Mexico Federal District Code*²; y $\alpha = 1.5$, $\delta = 0.5$ y $\beta = 0.1$ en el *National Building Code of Canada*³.

Algunos artículos en la literatura especializada afirman que diversos reglamentos de construcción del mundo, no consideran adecuadamente las amplificaciones dinámicas que se pueden presentar en estructuras asimétricas cuando son sometidas a excitación sísmica, en especial aquellos edificios con excentricidad estructural pequeña y cuando su periodo de vibración en traslación se acerca al valor de su periodo de vibración en torsiónⁱ. En la mayoría de los reglamentos, se especifica que la excentricidad que debe utilizarse en el cálculo de las acciones para el diseño por torsión de los elementos estructurales, debe ser aquella que considere a las excentricidades natural y accidental, generada la primera por la diferencia en la posición de los centros de masa y rigidez y la segunda por la variación espacial del movimiento del suelo ante el paso de las ondas sísmicas, entre otros factores. La excentricidad de diseño se obtiene mediante la aplicación de fórmulas simples que involucran a la excentricidad estructural y a una dimensión característica de la planta de la estructura, afectadas por coeficientes especificados. Con esto se pretende que

ⁱ Esto último es reevaluado por J.L. Humar and P. Kumar, *Torsional motion of buildings during earthquakes. I. Elastic response*. Canadian Journal of Civil Engineering; Oct 1998.

su uso en la práctica sea sencillo y que el diseño de las edificaciones se lleve a cabo dentro de niveles de seguridad aceptables.

Entre los estudios llevados a cabo con el propósito de dar fundamento a las especificaciones propuestas en los reglamentos, se encuentran los que únicamente consideran la excentricidad accidental causada principalmente por la rotación de la cimentación ante el paso de las ondas sísmicas (Newmark⁴, 1969; Luco^{5 6}, 1976 a y b; Apsel y Luco⁷, 1976; Bielak⁸ et al., 1986) y aquellos que tienen en cuenta la excentricidad estructural (Hanh y Liu⁹, 1994; Chopra y Goel¹⁰, 1991; Chandler y Hutchinson^{11 12}, 1987 a y b). Varios autores afirman la necesidad de revisar las expresiones dadas en los reglamentos para obtener las excentricidades de diseño con el propósito de tomar en cuenta, por ejemplo, las demandas de ductilidad del sistema (Bozorgnia y Tso¹³, 1986; Zhu y Tso¹⁴, 1992; Tso y Zhu¹⁵, 1992) y los efectos de interacción en estructuras que tienen periodo fundamental de traslación cercano al valor del periodo fundamental de torsión.

En muchas estructuras de edificaciones, los centros de resistencia no coinciden con los centros de masa. Por consiguiente, el movimiento lateral en la base durante un sismo da lugar a la vibración torsional de la estructura. La vibración torsional puede también resultar de un movimiento rotatorio de la tierra. Tales vibraciones estarán presentes incluso en una estructura en la cual los centros de resistencia y de masa coincidan.

En una estructura que continúe siendo elástica durante un sismo, las vibraciones torsionales pueden causar desplazamientos y fuerzas adicionales significativas en los planos que resisten la carga lateral. En una estructura que se diseñe para que responda en el rango inelástico durante un sismo de diseño, el movimiento torsional conduce a demandas adicionales de desplazamiento y de ductilidad. Las

observaciones del comportamiento estructural durante últimos sismos han demostrado que las vibraciones torsionales causan a menudo un peligro severo para la estructura. En muchos casos se cree que tal movimiento puede conducir al colapso de la estructura (Esteva¹⁶ 1987; Mitchell¹⁷ et al. 1990).

Un buen número de investigadores han estudiado la respuesta torsional elástica e inelástica de estructuras de edificaciones. Entre algunos de los estudios más recientes en la respuesta torsional inelástica están los realizados por Tso y Sadek (1985), Bozorgnia y Tso (1986), Tso y Bozorgnia (1986), Gomez et al. (1987), Sadek y Tso (1989), Goel y Chopra (1990), Tso y Hongshan (1990), Tso y Zhu (1992), Zhu y Tso (1992), Duan y Chandler (1993), Chandler y Duan (1993), Wong y Tso (1993), y De La Llera y Chopra (1994). Los estudios en la respuesta inelástica, algunos de los cuales se han citado arriba, han llegado a menudo a conclusiones contradictorias, y muchas preguntas relacionadas con el comportamiento torsional inelástico siguen siendo un misterio.

Algunos de los estudios en la respuesta inelástica se han centrado en las provisiones torsionales para diseño existentes de varios códigos sísmicos. Aquí nuevamente, las recomendaciones que emergen de tales estudios no son siempre consistentes, y la puesta en práctica de tales recomendaciones ha conducido a una variación considerable en las provisiones del diseño de diversos códigos. A pesar de las dificultades, las investigaciones han conducido a una mejor comprensión de los parámetros que gobiernan la respuesta torsional inelástica. Por lo tanto ahora debe ser posible llegar a lineamientos más racionales relacionados con el diseño para el movimiento torsional¹⁸.

1.2 GENERALIDADES

La manera como un edificio se comporta cuando se ve sometido a un movimiento en la base, depende de las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen el sistema y de las propiedades geométricas de la estructura (configuración espacial de sus elementos resistentes). A continuación se presentan las definiciones de algunas de las más importantes características de un edificio general, que determinan la respuesta de este ante una sollicitación sísmica.

1.2.1 PARÁMETROS IMPORTANTES EN LA RESPUESTA TORSIONAL DE LOS EDIFICIOS

1.2.1.1 Centro de masa (CM)

El centro de masa es el punto geométrico de cada piso donde se supone concentrada la masa total del nivel y donde actúa la fuerza inercial inducida por un movimiento en la base del edificio.

1.2.1.2 Centro de cortante (CV)

Es el punto geométrico en el piso donde actúa el cortante de piso. El cortante de piso es la suma de todas las fuerzas inerciales por encima del nivel analizado, estas fuerzas no se encuentran siempre sobre un eje vertical debido a la irregularidad en altura de los centros de masa por lo tanto el centro de cortante no coincide necesariamente con los centros de masa.

$$CV_j = (CVx_j, CVy_j) \quad [1-2a]$$

$$CVx_j = \frac{\sum_{i=j}^n F_i \cdot X_i}{V_j} \quad CVy_j = \frac{\sum_{i=j}^n F_i \cdot Y_i}{V_j} \quad [1-2b]$$

Donde X_i y Y_i corresponden a la localización del centro de masa en el nivel i , F_i corresponde a la fuerza estática inercial de piso que resulta de la distribución especificada por el código correspondiente del cortante basal y V_j es el cortante en el nivel analizado, i.e. la suma de las fuerzas inerciales de piso del nivel superior hasta el piso en cuestión.

1.2.1.3 Centro de rigidez o centro de torsión (CR)

El centro de rigidez es el punto en el piso donde actúa la resultante de las fuerzas en los planos resistentes. Una definición alternativa es la siguiente: el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación; en caso contrario existe torsión relativa entre dichos niveles¹⁹

$$CR_j = (CRx_j, CRy_j) \quad [1-3a]$$

$$CRx_j = \frac{\sum k_{yi} \cdot x_i}{\sum k_{yi}} \quad CRy_j = \frac{\sum k_{xi} \cdot y_i}{\sum k_{xi}} \quad [1-3b]$$

Donde x_i y y_i son las coordenadas de los elementos resistentes y k_{xi} y k_{yi} son las rigideces del elemento i en las direcciones “x” y “y” respectivamente.

1.2.1.4 Rigidez total

Definida en cada dirección como la suma algebraica de las rigideces en esa dirección de todos los elementos.

$$K_x = \sum k_{xi} \quad K_y = \sum k_{yi} \quad [1-4]$$

1.2.1.5 Rigidez torsional sobre el centro de resistencia

$$K_{\theta R} = \sum k_{xi} \cdot y_{ti}^2 + \sum k_{yj} \cdot x_{tj}^2 \quad [1-5]$$

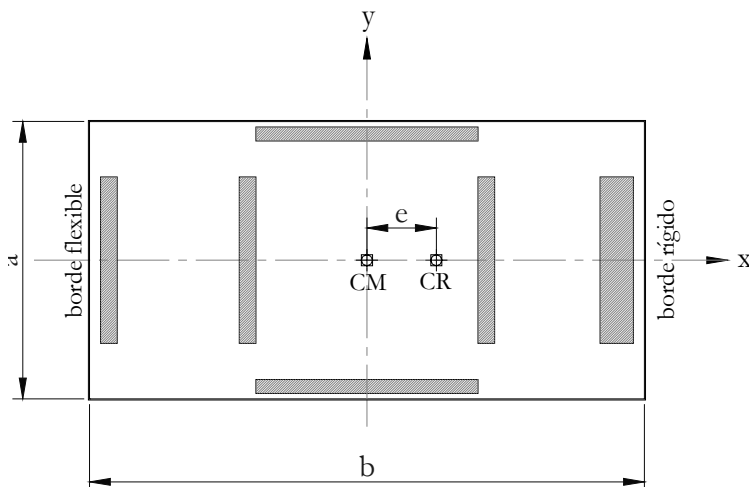
Donde x_{ti} y y_{tj} son las coordenadas de los elementos resistentes medidas desde el centro de rigidez.

La rigidez torsional sobre el centro de resistencia $K_{\theta R}$, para una planta de edificio asimétrico solo en una dirección, similar a la de la Fig. 1-1, esta relacionada de la siguiente forma con la rigidez torsional sobre el centro de masa K_{θ} .

$$K_{\theta R} = K_{\theta} - K_y \cdot e^2 \quad [1-6]$$

Donde K_{θ} es la rigidez torsional sobre el centro de masa y e es la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez (en este caso paralela al eje x).

Fig. 1-1 Planta de edificio asimétrico de un piso



1.2.1.6 Frecuencia traslacional desacoplada

$$\omega_y = \sqrt{\frac{K_y}{m}} \quad \omega_x = \sqrt{\frac{K_x}{m}} \quad [1-7]$$

Donde K_y y K_x son las rigideces totales en cada dirección y m la masa.

1.2.1.7 Frecuencia rotacional desacoplada

$$\omega_\theta = \sqrt{\frac{K_{\theta R}}{m \cdot r^2}} \quad [1-8]$$

Donde $K_{\theta R}$ es la rigidez torsional sobre el centro de resistencia y $m \cdot r^2$ es el momento polar de inercia alrededor del centro de masa. Definiendo la frecuencia rotacional de esta manera hará mas fácil esta determinación para edificios de varios pisos.

1.2.1.8 Cociente de las frecuencias

Definido como la relación entre la frecuencia rotacional y la frecuencia traslacional.

$$\Omega_R = \frac{\omega_\theta}{\omega_y} \quad [1-9]$$

Como se vera mas adelante el cociente de las frecuencias rotacional y traslacional representa un importante parámetro que influencia la respuesta torsional de los edificios asimétricos.

1.2.1.9 Excentricidad natural o estructural

Definida como la distancia entre el centro de resistencia y el centro de cortante.

$$e_x = CR_{xj} - CV_{xj} \quad e_y = CR_{yj} - CV_{yj} \quad [1-10a]$$

Para la planta mostrada en la Fig. 1-1, simétrico sobre el eje x pero con distribución irregular de rigidez sobre el eje y, tomando como origen el centro de masa y en un edificio de un solo piso en donde el centro de masa es el mismo centro de cortante la excentricidad estaría dada por:

$$e = \frac{\sum_{i=1}^N k_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^N k_{yi}} \quad [1-10b]$$

Donde N es el número de planos resistentes en la dirección y.

La valoración del cociente de las frecuencias Ω_R para un edificio de un solo piso es simple. Para un edificio de varios pisos puede ser utilizado el método de Rayleigh (De La Llera y Chopra 1994a). Para obtener la frecuencia lateral desacoplada, el edificio se sujeta a un sistema de fuerzas de piso F_i , proporcionales a las fuerzas estáticas equivalentes dadas por los códigos. Un análisis estático para estas fuerzas, con las rotaciones de piso restringidas, proporciona los desplazamientos de piso δ_i . El edificio ahora se sujeta a los momentos torsionales de piso T_i que son proporcionales a las fuerzas F_i . Un análisis estático para estos momentos torsionales proporciona las rotaciones del piso θ_i que ocurren sobre los centros de la resistencia. Las expresiones siguientes se pueden ahora utilizar para proporcionar buenas estimaciones de las frecuencias de traslación y rotación desacopladas en edificios de múltiples pisos:

$$\omega_y^2 = \frac{\sum F_i \delta_i}{\sum m_i \delta_i^2} \quad [1-11a]$$

$$\omega_\theta^2 = \frac{\sum T_i \theta_i}{\sum I_{pi} \theta_i^2} \quad [1-11b]$$

Donde I_{pi} es el momento polar de la inercia del piso i sobre su centro de la masa. Debido a que las rotaciones θ_i ; están sobre los centros de resistencia, la definición ω_θ en la ecuación [1-11b] es idéntica a la definición de ω_θ para un edificio de un piso dada por la ecuación [1-8].

1.3 TIPOS DE TORSIÓN

Las fuerzas que excitan la respuesta de una estructura durante un sismo se relacionan con la inercia de la estructura y actúan a través de los centros de masa en cada piso. Las fuerzas de inercia son contrarestadas por fuerzas resistentes del sistema que pasan por el centro de resistencia. Cuando los centros de resistencia no coinciden con los centros de masa, las fuerzas sísmicas causan el movimiento torsional en la estructura. Las estructuras con los centros de masa y de resistencia no coincidentes se definen como estructuras asimétricas y el movimiento torsional de tales estructuras durante un terremoto es definido como torsión natural o torsión estructural.

El término torsión accidental se refiere al movimiento torsional causado por una variedad de factores con excepción de la asimetría conocida. Un factor es la asimetría que puede existir en estructuras nominalmente simétricas pero no se reconoce debido a errores posibles en la evaluación de la distribución de la masa y de la

rigidez. Otro factor es la torsión de la estructura causada por el movimiento rotacional del terreno sobre el eje vertical.

1.3.1 TORSIÓN ACCIDENTAL

Como se dijo anteriormente, la torsión accidental se atribuye a los posibles errores en la estimación de la distribución de la masa y de la rigidez y al movimiento rotacional del terreno. Estudios recientes (De La Llera y Chopra 1994a, 1994b) han demostrado que el efecto del movimiento rotacional del terreno es bastante pequeño y puede ser ignorado. La variabilidad en la distribución de la masa y de la rigidez es un parámetro aleatorio y se debe tratar por medios estadísticos. De La Llera y Chopra (1994a, 1994b) han demostrado que la ampliación de la respuesta dinámica obtenida aumentando o disminuyendo la excentricidad por 0.05b proporciona una estimación razonable del efecto de la torsión accidental.

La torsión accidental en un edificio puede entenderse conceptualmente como resultado de la variabilidad imprevista (o la incertidumbre) en las características estructurales del edificio, y en la forma y distribución de las cargas o deformaciones impuestas. Parte de esta variabilidad conduce a cambios en la respuesta lateral de la estructura, otra parte conduce a cambios en su respuesta torsional. Es el último efecto el que es atribuido aquí a la torsión accidental.

Esta definición de la torsión accidental favorece una caracterización matemática simple. Si se asume para el provecho de la discusión, que estamos interesados en estudiar el cambio en las desplazamientos “u” del edificio como resultado de la torsión accidental. Este cambio en respuesta del edificio puede ser representado expandiendo “u” en una serie de Taylor alrededor de los desplazamientos \bar{u} , que

serían predichos analíticamente usando los valores nominales de las características estructurales y la sollicitación para el edificio, es decir.

$$u(p, u_g(t)) = \bar{u}(\bar{p}, \bar{u}_g(t)) + \sum_i \frac{\partial u}{\partial p_i} (p_i - \bar{p}_i) + \Delta u_g + h.o.t. \quad [1-12]$$

donde $p = \{p_1, p_2, \dots, p_{N_p}\}$ es el vector de parámetros del sistema; el $u_g(t) = \{u_{g_x}, u_{g_y}, u_{g_\theta}\}$ es el vector que contiene las componentes x, y, y rotacional del movimiento en la base; $\frac{\partial u}{\partial p_i}$ representa la sensibilidad de los desplazamientos del edificio a los cambios en el parámetro p_i ; Δu_g es el cambio en la respuesta del edificio debido a los cambios en la sollicitación; la sobre-barra representa valores nominales; y “h.o.t” involucra los términos de una orden más alta.

La ecuación [1-12] demuestra que si los parámetros del sistema y el movimiento del terreno coinciden con sus valores nominales e historia, respectivamente, los desplazamientos u , equivalen a los desplazamientos nominales. En la práctica, sin embargo, ni los valores nominales de los parámetros del sistema, ni los registros del movimiento asumido en el terreno coincidirán con los valores reales a la hora de un sismo. Por lo tanto, las discrepancias entre las dislocaciones nominales y reales del edificio existirán siempre. Es evidente que estas discrepancias resultan a partir de dos fuentes distintas (ecuación [1-12]). Una es la incertidumbre en el valor de las características aleatorias del sistema; la otra es la incertidumbre en el proceso del movimiento aleatorio u_g , específicamente, la excitación rotatoria en la base del edificio.

1.3.1.1 Torsión accidental en edificios debido a la incertidumbre en la rigidez

Varios factores contribuyen a esta incertidumbre en la rigidez, incluyendo, la incertidumbre en las características de los materiales y en las dimensiones de los elementos, la variabilidad en los métodos de fabricación y el control de calidad, la historia de carga de los elementos, adicionalmente, los procedimientos analíticos son predicciones inexactas de las rigideces reales. Por lo tanto, los valores nominales de las rigideces de los elementos utilizados en el análisis y el diseño del edificio son diferentes de los valores reales, conduciendo a discrepancias en la distribución en planta de la rigidez. Esto implica que un edificio con planta nominalmente simétrica es realmente asimétrico a un grado desconocido y experimentará vibración torsional cuando esté sujeto a un movimiento en el terreno puramente traslacional.

La torsión accidental ocurre en la respuesta elástica de los edificios debido a la incertidumbre en la distribución de la rigidez, incertidumbre, en la distribución en masa, la rotación de la fundación, y otras fuentes de la torsión no consideradas explícitamente en análisis. Aunque esta investigación de la torsión no corresponde a la torsión accidental en los edificios debido a cualquiera de estos factores, se presentan las siguientes anotaciones sobre la torsión accidental debida a la incertidumbre en la rigidez.

La incertidumbre en las rigideces de elementos estructurales implica que los valores verdaderos de rigideces laterales y torsionales no se pueden predecir exactamente, y que un sistema simétrico es realmente asimétrico a un cierto grado desconocido. La asimetría de la planta introduce el acople entre los movimientos laterales y torsionales de la estructura. Este acople torsional es el agente principal en el aumento de las deformaciones en los elementos estructurales que se presentan cuando existe incertidumbre de la rigidez.

El aumento en las deformaciones estructurales del elemento debido a la incertidumbre de la rigidez es mayor bajo la suposición de que las rigideces de los diferentes elementos no están estadísticamente correlacionadas.

El aumento en la respuesta debido a la torsión accidental causada por incertidumbre de la rigidez es relativamente insensible al período desacoplado de la vibración del sistema. Sin embargo, este aumento es muy sensible al valor del cociente entre los períodos lateral y torsional; tiene máximos locales en $\Omega \approx 0.9$ y 1.1 ; disminuyendo constantemente para los valores menores de 0.9 y mayores de 1.1 ; y cambios muy pronunciados de sus máximos en $\Omega \approx 0.9$ y 1.1 , a un mínimo en $\Omega \approx 1$. Por lo tanto, el incremento en la respuesta de sistemas con $\Omega \approx 1$ debido a la incertidumbre de la rigidez es pequeño. Ésta es una consecuencia del hecho de que la respuesta de tales sistemas es insensible a la introducción de rigideces excéntricas.

El aumento en las deformaciones de los elementos estructurales que se presenta por torsión accidental debida a la incertidumbre de la rigidez disminuye con el aumento del número de planos resistentes lateralmente.

Un análisis de la sensibilidad de la respuesta de los edificios con respecto a la incertidumbre en las rigideces de los elementos demuestra que el aumento en la respuesta de los sistemas con planta simétrica es mayor en relación con los sistemas con planta asimétrica.

La excentricidad accidental de diseño e_a que considera el aumento en los desplazamientos del borde debido a la torsión accidental, aumenta a partir de cero en $\Omega = 0$ a un máximo en $\Omega \approx 0.9$, disminuye rápidamente a un mínimo en $\Omega \approx 1$, aumenta también rápidamente a un máximo en $\Omega \approx 1.2$, luego continua

aproximadamente constante para $\Omega > 1.2$. En contraste, la excentricidad accidental de $0.05b$, o $0.10b$ especificada en la mayoría de los códigos de diseño de edificios no considera este comportamiento.

El valor promedio del incremento en las deformaciones estructurales debido a la incertidumbre de la rigidez es mucho más pequeño que el recomendado por excentricidad accidental de $0.05b$ o $0.10b$ especificado en la mayoría de los códigos de diseño de edificios²⁰.

1.3.1.2 Torsión accidental en los edificios debido a la excitación rotatoria en la base

La excitación rotatoria en la base, que se define como el movimiento rotatorio (sobre un eje vertical) experimentado por la fundación del edificio como resultado de movimientos no uniformes espacialmente. Esta variabilidad espacial del movimiento de tierra por debajo de la fundación se ha atribuido tradicionalmente a dos efectos: (1) *wave passage*, debido a el cual diversos puntos de la superficie del terreno son excitados por el mismo movimiento pero con un retraso de la fase, y (2) *ground motion incoherente*, un término usado para reconocer que diversos puntos de los movimientos del terreno con diferentes amplitudes y características de fase, son debidos a ondas entrantes de diversas localizaciones de una fuente extensa del sismo, a las reflexiones y las refracciones de la onda alrededor de la fundación del edificio, o a los cambios producidos en las ondas al viajar de la fuente a la estructura a través de trayectorias con diversas características físicas.

Los efectos de excitaciones rotatorias en la base de edificios se han estudiado extensamente en el pasado. Primero fueron estudiados en un documento clásico por Newmark²¹, en donde él presentó un procedimiento determinista para estimar el aumento de los desplazamientos en los edificios con planta simétrica causados por

los movimientos rotatorios en la base debido al efecto del paso de la onda. Más adelante, Veletsos, Erdik y Kuo²² extendieron el trabajo de Newmark para incluir el efecto de distorsión del cortante en sistemas de fundación flexible. Desde entonces, muchos autores han estudiado el problema de las fundaciones de edificios sujetas a movimientos en el terreno que varían espacialmente^{23 24 25 26}. Recientemente, Veletsos, Prasad, y Tang²⁷ han estudiado el aumento en los desplazamientos resultado del *wave passage* y *ground motion incoherente* en edificios con planta simétrica apoyados en fundaciones circulares rígidas.

Se presenta a continuación algunas de las principales anotaciones en lo que se refiere a torsión accidental a causa del movimiento rotatorio en la base²⁸.

El incremento en los desplazamientos de edificios simétricos resultado de la torsión accidental debida a la excitación rotatoria en la base es mayor para los sistemas con períodos de vibración bajos y cocientes pequeños entre las frecuencias traslacional y torsional ($\Omega < 1$). Sin embargo, este aumento en desplazamientos es menor que el cinco por ciento para sistemas con períodos largos o sistemas torsionalmente rígidos ($\Omega > 1$).

El aumento en los desplazamientos del edificio que resultan de la torsión accidental es insensible a los cambios en el cociente de las frecuencia Ω a menos que el edificio sea muy rígido ($T_y < 0.5$ s).

Los edificios con la dimensión en planta perpendicular a la dirección del movimiento del terreno, mas larga, experimentan mayor torsión accidental debido a la excitación rotatoria. Los efectos de la torsión accidental, cuando son significativos, son mayores para los edificios de planta simétrica comparados con los sistemas asimétricos en planta.

La parte de la excentricidad accidental e_a que considera el aumento en los desplazamientos del edificio debido a la excitación rotatoria es mayor para los sistemas con período de vibración desacoplado corto T_y y pequeño Ω . De hecho, e_a/b alcanza un valor máximo de el 7% para los sistemas con $T_y \approx 0.1$ s, disminuyendo rápidamente con el aumento de T_y , y es menor que el 2% para sistemas con $T_y > 0.5$ s, sin importar el valor del cociente de las frecuencias. Los valores computados de la excentricidad accidental son mucho más pequeños que los valores recomendados por los códigos de 0.05b a 0.10b a excepción de sistemas con grandes dimensiones en planta, $b > 50$ m.

Alternativamente, la respuesta del edificio debida a la excitación rotacional y traslacional actuando simultáneamente, puede ser estimada calculando la respuesta máxima para cada movimiento en la base independientemente y combinando los picos usando el método RCSCⁱ (método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados).

1.3.1.3 Uso de la excentricidad accidental especificada en los códigos

El uso de la excentricidad accidental en el análisis dinámico de edificios varía entre los diferentes códigos de diseño de edificios. Por ejemplo, el UBC y la NSR-98 especifican que los efectos de la torsión accidental se pueden incluir en un análisis dinámico cambiando la posición del CM en cada piso una distancia igual a la excentricidad accidental $\pm\beta b$ de su posición nominal, y que para cada elemento debe utilizarse el $\pm\beta b$ que conduzca a la mayor fuerza de diseño. Este procedimiento se

ⁱ En ingles SRSS, square root of the sum of squares.

ha convertido en una práctica aceptada en la profesión. Ahora, el aumento en la respuesta del edificio debido a la excentricidad accidental calculada con el análisis dinámico es en general diferente del aumento en la respuesta obtenida usando un análisis estático²⁹.

El aumento en la respuesta del edificio debido a la excentricidad accidental depende principalmente del valor del cociente entre las frecuencias del sistema. Por ejemplo, si se utiliza el método estático, el aumento en la respuesta del edificio es mayor para los sistemas con el cociente de frecuencias bajo. El incremento en la respuesta es mayor para los sistemas asimétricos y para los elementos localizados en el borde rígido de la planta del edificio. En definitiva, el incremento en la respuesta de edificios con $\Omega < 1$ debido a la excentricidad accidental calculada por el análisis dinámico tiende a ser más pequeño que por el análisis estático; lo contrario ocurre para los sistemas que tienen un cociente de la frecuencia $\Omega > 1$. Los sistemas con similares períodos de vibración desacoplados lateral y torsional, $\Omega \approx 1$, son particularmente insensibles a la introducción de la excentricidad accidental.

El aumento en la respuesta debido a la excentricidad accidental calculada por análisis dinámico es generalmente más grande para los sistemas simétricos comparados con los sistemas asimétricos, implicando que los sistemas simétricos son generalmente más sensibles a la introducción de la excentricidad accidental.

En la opinión de algunos autores (principalmente Juan C. De La Llera y Anil K. Chopra, 1994) el uso de análisis dinámicos tridimensionales especificados en algunos códigos de diseño de edificios para tener en cuenta la torsión accidental parece injustificado, puesto que no se gana ninguna exactitud adicional, y el procedimiento de análisis estático de los códigos conduce en muchos casos a resultados erróneos, que unas veces son conservadores (sistemas torsionalmente flexibles) y en otros

casos llegan a ser subestimaciones de la respuesta verdadera (sistemas torsionalmente rígidos). Algunas propuestas muy interesantes se proponen como una nueva manera de tener en cuenta el incremento en las solicitaciones de los elementos debido a la torsión accidental³⁰.

1.3.2 TORSIÓN NATURAL

El acoplamiento que existe entre los movimientos laterales y torsionales en un edificio con planta asimétrica, i.e. la torsión natural, conduce a una inevitable distribución no uniforme de los desplazamientos en los planos resistentes a carga lateral del sistema. Tales demandas de desplazamiento son de interés principal en el tamaño y detallado de los elementos estructurales que forman parte del sistema de resistencia sísmica. Por lo tanto, muchos estudios se han enfocado en intentar entender el cambio en los desplazamientos del edificio originados por la asimetría del edificio. Al principio los investigadores estudiaron la respuesta elástica de los edificios asimétricos^{31 32 33} y evaluaron, basándose en sus resultados, la mayoría de las provisiones torsionales en los códigos sísmicos^{34 35 36 37}. Más recientemente, los esfuerzos de la investigación se han centrado principalmente en estudiar la respuesta inelástica de edificios asimétricos de un solo piso.

La mayoría de los resultados disponibles referentes al comportamiento inelástico de edificios asimétricos vienen de la interpretación de los estudios paramétricos exhaustivos de la respuesta sísmica de modelos simplificados de estructuras asimétricas de un piso^{38 39 40}. Aunque estos estudios representan un paso importante en la comprensión del comportamiento de sistemas asimétricos, tienen dos desventajas importantes. Primero, debido a la complejidad inherente del problema, es muy difícil extraer de ellos las tendencias generales que se aplican a las estructuras

con excepción a las analizadas y proponer pautas nuevas del diseño. En segundo lugar, su extensión a la práctica para el caso de edificios de varios pisos no es obvia.

En la práctica, los ingenieros tienen dos opciones para considerar realmente los efectos del acoplamiento lateral-torsional en el diseño de edificios; o miran los resultados de las numerosas investigaciones en el tema y basados en ellas extrapolarlas al edificio que se diseñará, o realizan un análisis dinámico inelástico de la estructura tridimensional usando un programa de computadora especial para el propósito⁴¹. La última opción, sin embargo, tiene también ciertas desventajas. En primer lugar, tales análisis son con frecuencia costosos, no solamente con respecto a esfuerzo computacional, sino principalmente en la definición del modelo y la interpretación y la comprobación de los resultados generados. Esta dificultad desalienta generalmente a los ingenieros a intentar configuraciones estructurales alternativas que conducirían a nuevos modelos, puesto que sería necesario repetir el proceso de modelar e interpretar los resultados de la respuesta para las nuevas alternativas consideradas. Como resultado de esto, para la mayoría de los edificios la configuración estructural final corresponde generalmente al primer modelo computacional de la estructura, que no coincide generalmente con la configuración más rentable y más eficiente sísmicamente. Así, tenemos de un lado que los resultados de investigaciones son difíciles de sintetizar en pautas más simples de diseño, y por otra parte, los modelos analíticos complejos no son prácticos para probar los diseños alternativos.

1.3.2.1 Torsión natural en sistemas elásticos de un solo piso

Un número de estudios han sido llevados a cabo en la respuesta torsional elástica de modelos de edificios idealizados de un solo piso. Los resultados de tales estudios también son aplicables a una clase especial de edificios de varios pisos en que los

centros de gravedad y los centros de rigidez se encuentran en dos líneas verticales (Kan y Chopra 1976)⁴². La Fig. 1-1 muestra el modelo de edificio de un piso estudiado por muchas investigaciones. La placa del edificio es asumida como infinitamente rígida en su propio plano y por tanto se mueve como un diafragma rígido. La masa total de la estructura esta concentrada en el nivel de piso. El origen de los ejes de coordenadas se establece en el centro de masa denotado por CM. Las fuerzas opuestas al movimiento son proporcionadas por los elementos de resistencia orientados a lo largo de dos ejes ortogonales. El plano de resistencia puede constar de columnas, muros de cortante, pórticos apoyados o una combinación de ellos. El plano i paralelo al eje X tiene una rigidez K_{ix} , mientras que el plano en la dirección Y tiene una rigidez K_{iy} . La distribución de rigideces es simétrica sobre el eje X, pero es asimétrica sobre el eje Y. Así el centro de rigidez se encuentra en el eje X a una distancia “e” del centro de masa, donde “e” es dada por:

$$e = \frac{\sum_{i=1}^N k_{yi} x_i}{\sum_{i=1}^N k_{yi}} \quad [1-10a]$$

Donde N es el número de planos resistentes en la dirección “y”, se asume que el movimiento sísmico esta dirigido a lo largo de esta dirección, la dimensión del piso que es perpendicular a la dirección del sismo es “b”, y la dirección paralela al movimiento sísmico es “a”.

1.3.2.2 Ecuaciones de movimiento

Para un movimiento sísmico en la base, las ecuaciones de movimiento son dadas por:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_y \\ r\ddot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_y & \frac{e}{r}K_y \\ \frac{e}{r}K_y & \frac{K_\theta}{r^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_y \\ r\theta \end{bmatrix} = -m \begin{bmatrix} \ddot{u}_g \\ 0 \end{bmatrix} \quad [1-13]$$

Donde m es la masa del piso, r es el radio de giro alrededor del centro de masa, u_y es el desplazamiento de piso en la dirección y , θ es la rotación del piso alrededor del eje vertical a través del centro de masa, $K_y = \sum_{i=0}^N K_{yi}$ es la rigidez total en la dirección y y K_θ es la rigidez torsional sobre el centro de masa, \ddot{u}_g es la aceleración del terreno en la dirección y .

La rigidez torsional sobre el centro de resistencia $K_{\theta R}$ esta dada por

$$K_{\theta R} = \sum_{i=1}^M k_{xi}y_i^2 + \sum_{j=1}^N k_{yj}(x_j - e)^2 \quad [1-14]$$

Donde x_i y y_i son las distancias de los planos resistentes medidas desde el CM. (esta ecuación es similar a la ecuación 1-5, pero en función de las distancias medidas desde el centro de masa), M es el número de planos resistentes perpendiculares a la dirección de la excitación i.e. en la dirección x y N el número de planos resistentes en la dirección y . La rigideces torsionales K_θ y $K_{\theta R}$ están relacionadas como se enuncio anteriormente:

$$K_{\theta R} = K_\theta - K_y \cdot e^2 \quad [1-6]$$

Recordando las definiciones de frecuencia traslacional desacoplada ω_y y una frecuencia rotacional desacoplada ω_θ .

$$\omega_y = \sqrt{\frac{K_y}{m}} \quad \omega_\theta = \sqrt{\frac{K_{\theta R}}{m \cdot r^2}} \quad [1-7] \text{ y } [1-8]$$

Haciendo los cambios correspondientes y dividiendo por m resulta la siguiente ecuación.

$$\begin{bmatrix} u_y \\ ru_\theta \end{bmatrix} + \omega_y^2 \begin{bmatrix} 1 & \frac{e}{r} \\ \frac{e}{r} & \Omega_R^2 + \left(\frac{e}{r}\right)^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_y \\ ru_\theta \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} u_{gy} \\ 0 \end{bmatrix} \quad [1-15]$$

Donde $\Omega_R = \omega_\theta / \omega_y$ anteriormente definida es la relación de frecuencias, es evidente de la ecuación anterior que, para un movimiento del terreno dado, la respuesta del edificio mostrado en la Fig. 1-1 está gobernada por ω_y , Ω_R , y e/r .

1.3.2.3 Análisis estático

A continuación se presenta un análisis estático de manera breve y grafica de los efectos de un movimiento en la base sobre una estructura asimétrica de un solo piso que es extensible a estructuras de múltiples pisos.

Cuando una planta asimétrica similar a la presentada en la Fig. 1-1 se somete a un movimiento en la base paralelo a la dirección “y”, se genera una fuerza inercial concentrada en el centro de masa del piso igualmente paralela a la dirección “y” F_i , esta fuerza es contrarrestada por fuerzas en los planos con resistencia lateral en la dirección “y” V_j , que son opuestas a la anterior y proporcionales a la rigidez del plano resistente, Fig. 1-2. La fuerza inercial produce un desplazamiento Δ_0 en los planos de resistencia lateral en la dirección y.

Debido a la excentricidad entre el centro de cortante (en este caso igual que el centro de masa), la planta posee un momento torsional, proporcional a la fuerza de piso. Este momento torsional ocasiona un cortante adicional en todos los planos resistentes de la planta. La distribución de estas fuerzas adicionales es proporcional a la distancia medida desde el centro de rigidez y a la rigidez del plano. El momento torsional de piso se traduce un giro de la planta alrededor del CR y a su vez este involucra desplazamientos adicionales en los planos resistentes, Fig. 1-3.

Es muy importante notar que el desplazamiento adicional por torsión en los planos del borde flexible produce un mayor desplazamiento neto total en dichos planos ocasionando que la fuerza elástica neta sobre ellos se incremente. Esto no ocurre en los planos localizados en el borde rígido de la planta, donde el desplazamiento adicional ocasionado por la torsión en algunos casos disminuye el desplazamiento neto total de los planos rígidos y por ende la fuerza elástica sobre ellos.

Fig. 1-2 a) Distribución en planta del cortante de piso, b) desplazamiento por traslación, (rotación restringida).

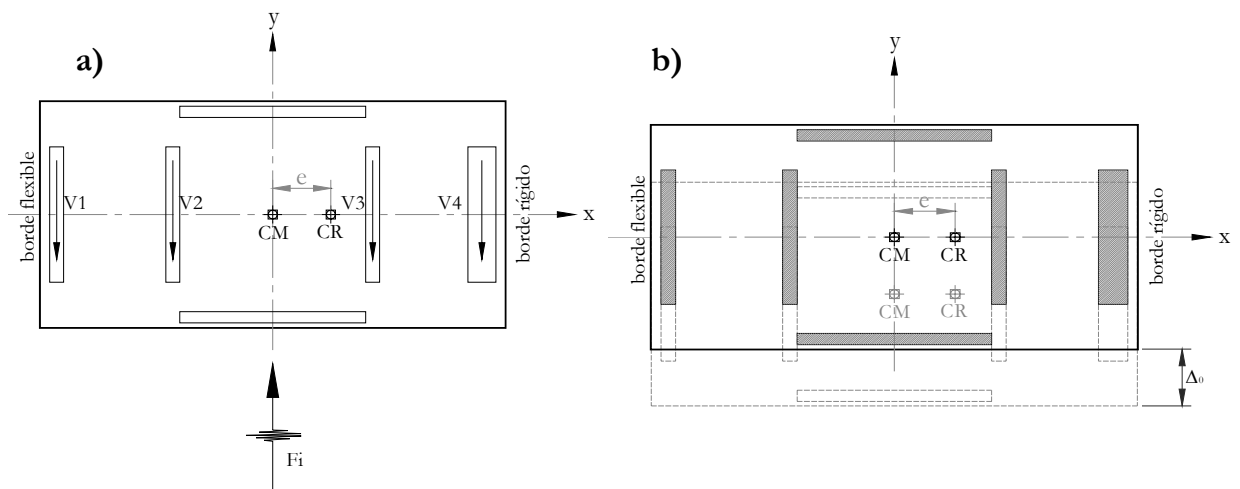
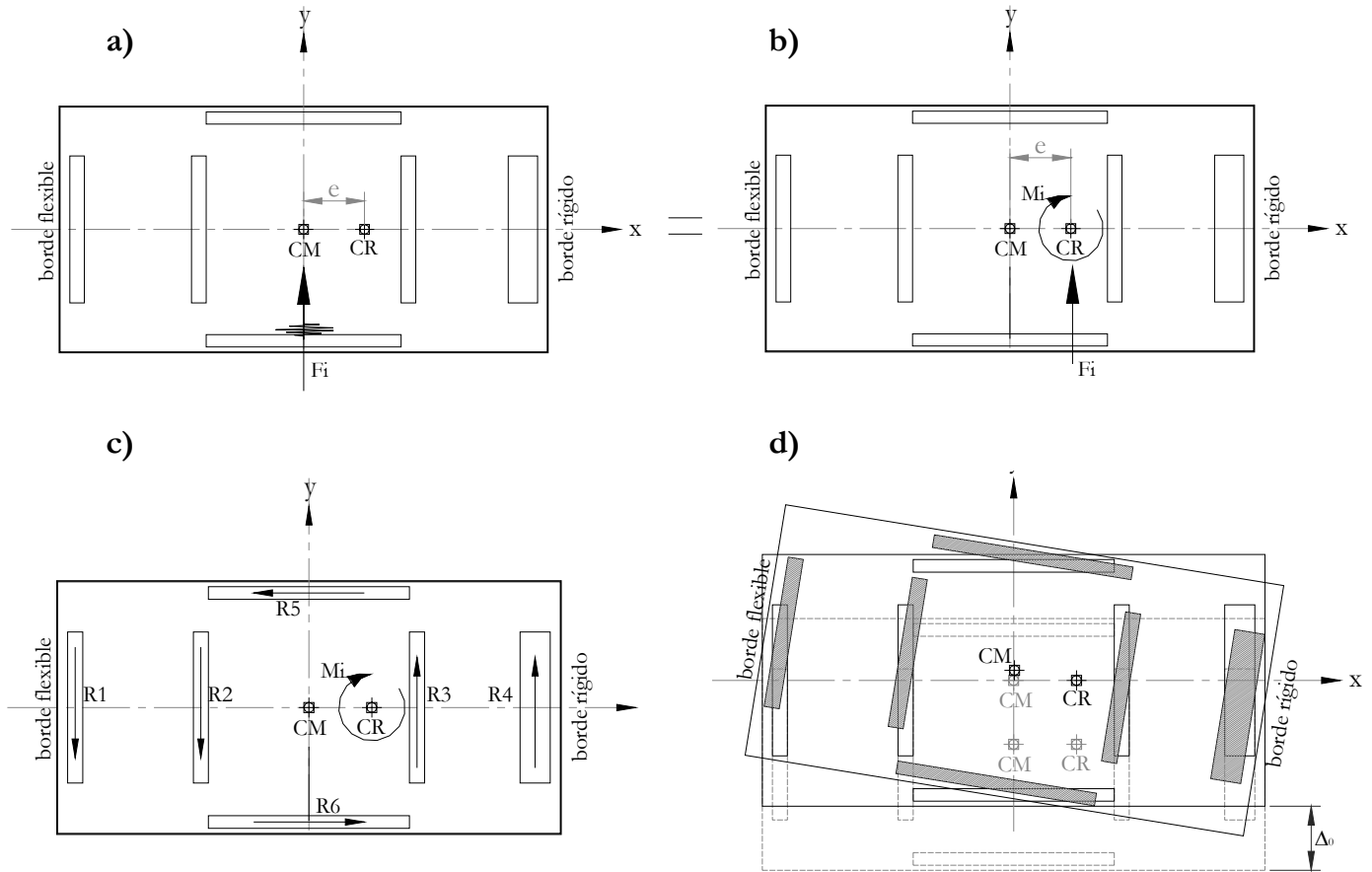


Fig. 1-3 Efecto estático de la torsión, a) fuerza inercial, b) momento torsional de piso, c) distribución de fuerzas cortantes, d) desplazamientos totales.



En algunas ocasiones cuando el cociente de frecuencias es bajo $\Omega_R < 1.0$ el desplazamiento torsional adicional sobre el borde rígido es de tal magnitud, que sobrepasa varias veces el desplazamiento traslacional producido por la fuerza de piso, como resultado de esto el efecto combinado de traslación y torsión sobre el borde rígido sería para estos casos mucho mayor que el desplazamiento por efectos puramente traslacionales (que sería el que se presentaría si el edificio no fuese asimétrico).

Un punto que no puede pasar desapercibido, es la diferencia en el desplazamiento total sobre los bordes flexible y rígido de la planta asimétrica cuando un análisis estático es realizado en lugar del análisis modal este punto se tratara con profundidad en la revisión hecha al estudio realizado por J. L. Humar y P. Kumar.

Para un edificio de varios pisos el momento total en el piso puede ser entendido como la suma de los momentos torsionales de piso acumulados hasta el nivel de análisis, aunque lo usual es calcular el centro de cortante del nivel y con este la excentricidad natural de piso representada por la diferencia entre el centro de rigidez (o centro de torsión) y el centro de cortante¹. Un tratamiento bastante claro del procedimiento estático para un edificio de múltiples pisos se presenta en [Maldonado y Chio, 2004].

1.4 REFERENCIAS

¹ *Uniform building code*. (1988). Int. Conf. of Build. Off., Whittier, Calif.

² *Earthquake resistant regulations, a world list*. (1988). International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.

³ *National building code of Canada*. (1985). Associate Committee on the National Building Code, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario.

⁴ Newmark, N M (1969), *Torsion in symmetrical buildings, Memorias*, 4th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. I, A3, pp. 19-32.

¹ Recuerde que el centro de cortante es el punto donde actúa la sumatoria de las fuerzas inerciales de piso hasta el nivel estudiado.

- ⁵ Luco, J E (1976a), *Torsional response of structures to obliquely incident seismic SH waves*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 4, pp. 207-219.
- ⁶ Luco, J E (1976b), *Torsional response of structures for SH waves: the case of hemispherical foundations*, Bulletin of the Seismological Society of America, No. 66, pp. 109-123.
- ⁷ Apsel, R y J E Luco (1976), *Torsional response of rigid embedded foundation*, ASCE Journal of Engineering Mechanics, pp. 957-971.
- ⁸ Bielak, J, H Sudarbo y D V Morse (1986), *Coupled lateral-rocking-torsional response of structures with embedded foundations due to SH-waves*, Memorias, 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. II, August 24-28, Charleston, S. C., pp. 811-822.
- ⁹ Hahn, G D y X Liu (1994), *Torsional response of unsymmetric buildings to incoherent ground motions*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 120, pp. 158-181.
- ¹⁰ Chopra, A K y R K Goel (1991), *Evaluation of torsional provisions in seismic codes*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 117, pp. 3762-3782.
- ¹¹ Chandler, A M y G L Hutchinson (1987a), *Evaluation of code torsional provisions by a time history approach*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 112, No. 2, pp. 383-400.
- ¹² Chandler, A M y G L Hutchinson (1987b), *Code design provisions for torsionally coupled building on elastic foundation*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 517-536.
- ¹³ Bozorgnia, Y y W K Tso (1986), *Inelastic earthquake response of asymmetric structures*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 117, pp. 3762-3782.
- ¹⁴ Zhu, T J y W K Tso (1992), *Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions II: strength distribution*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 629-644.
- ¹⁵ Tso, W K y T J Zhu (1992), *Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions I: ductility demand*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 609-627.
- ¹⁶ Esteva, L. 1987. *Earthquake engineering research and practice in Mexico after 1985 earthquake*. Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering. 20: 159-200.
- ¹⁷ Mitchell, D., Tinawi, R., and Redwood, R.G. 1990. *Damage to buildings due to the 1989 Loma Prieta earthquake a Canadian code perspective*. Canadian Journal of Civil Engineering, 17(5): 813-834.
- ¹⁸ J.L. Humar and P. Kumar, *Torsional motion of buildings during earthquakes. I. Inelastic response*. Canadian Journal of Civil Engineering; Oct 1998.
- ¹⁹ Esperanza Maldonado R. y Gustavo Chio Cho, 2004, *Análisis sísmico de edificaciones*. Universidad Industrial de Santander, pp. 253.
- ²⁰ Juan C. De La Llera and Anil K. Chopra, 1994, *Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings*. Earthquake Engineering Research Center, pp 20-21.
- ²¹ Newmark, N. M., *Torsional in symmetrical building*, Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engng., Santiago, Chile, pp. A3, 19-32, 1969.
- ²² Vletsos, A. S., Erdik M. and Kuo, P., *Response of structures to propagating ground motions*, Report N° 22, Structural Research at Rice, Rice University, Houston, Texas, 1975.

- ²³ Luco, J. E., *Torsional response of structures to obliquely incident seismic SH waves*, Earthquake eng. Struct. Dyn. 4, 207-219, 1976.
- ²⁴ Iguchi, M., *Earthquake response of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves*, Proc. Eighth World Conf, Earthq. Engrg., San Francisco, California, pp. 1081-1088, 1984.
- ²⁵ Luco, J. E. and Mita, A., *Response of a circular foundation to spatially random ground motion*, J. Eng. Mech. Div. ASCE 113, 1-15, 1987.
- ²⁶ Hao H. and Duan X. N., *Seismic Response of Asymmetric structures to multiple ground motions*, Journal of Structural Engineering, volume 121, number 11, November 1995, pages 1557-1564.
- ²⁷ Vletsos, A. S., Prasad, M. and Tang, Y., *Design approaches for soil-structure interaction*, Technical Report NCEER-88-0031, Rice University, Houston, Texas, 1988.
- ²⁸ Juan C. De La Llera and Anil K. Chopra, 1994, *Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings*. Earthquake Engineering Research Center, pp 62-63.
- ²⁹ Juan C. De La Llera and Anil K. Chopra, 1994, *Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings*. Earthquake Engineering Research Center, pp 97.
- ³⁰ Juan C. De La Llera and Anil K. Chopra, 1994, *Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings*. Earthquake Engineering Research Center, cap 5.
- ³¹ Erdik, M.O., *Torsional effects in dynamically excited structures*, Ph.D. Thesis, Rice University, Houston, Texas, 1975.
- ³² Kan, C.L. and Chopra, A.K., *Effects of torsional coupling on earthquake forces in buildings*, Journal of Structural Division ASCE 103, 805-820 (1977).
- ³³ Hejal, R. and Chopra, A.K., *Earthquake response of torsionally-coupled frame buildings*, Journal of Structural Division ASCE 115, 834-851 (1989).
- ³⁴ Tso, W.K. and Meng, V., *Torsional provisions in building codes*, Canadian Journal of Civil Engineering 9, 38-46 (1982).
- ³⁵ Chandler, A.M. and Hutchinson, G.L., *Evaluation of code torsional provisions by a time history approach*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 15, 491-516 (1987).
- ³⁶ Hurnar, J.L. and Awad, A.M., *Design for seismic torsional forces*, Canadian Journal of Civil Engineering 11, 150-163 (1984).
- ³⁷ Rutenberg, A. and Pekau, O.A., *Earthquake response of asymmetric buildings: a parametric study*. Proceedings of the 4th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 271-281, June 1983.
- ³⁸ Tso, W.K. and Sadek, A.W., *Inelastic seismic response of simple eccentric structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 19, 255-269 (1985)
- ³⁹ Tso, W.K. and Hongshan, Y., *Additional seismic inelastic deformation caused by structural asymmetry*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 243-258 (1990)
- ⁴⁰ R. K. Goel and A. K. Chopra, *Inelastic seismic response of one-story, asymmetric plan systems*, Report No. EERC 90/14, University of California, Berkeley, CA., Oct. 1990.
- ⁴¹ Guendelman-Israel, R. and Powell, G.H.'DRAIN-TABS: A computer program for inelastic earthquake response of three-dimensional buildings, Report No, EERC 77-08, University, of California, Berkeley, CA, 1977.

⁴² Kan, C.L. and Chopra, A.K., 1976, *Coupled lateral torsional response of buildings to ground shaking*, Earthquake Engineering Research Centre. University of California. Berkeley. Report No, 76-13.

CAPITULO 2 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS MÁS RELEVANTES REALIZADOS POR DIFERENTES INVESTIGADORES

El presente capítulo presenta los mas recientes e importantes estudios que sobre el tema de la torsión natural en edificaciones de varios pisos se han realizado.

A pesar del numeroso inventario de artículos al que hace referencia este trabajo y de los que se nutre en toda su extensión, se escogieron para presentar directamente las investigaciones realizadas por tres grupos de autores.

En primer lugar se analizan las investigaciones realizadas por J.L. Humar y P. Kumar.en 1999, “*Torsional motion of buildings during earthquakes. I. Elastic response*” y “*Torsional motion of buildings during earthquakes. II. Inelastic response*”. Estos autores tienen puntos de vista bastante interesantes y algo diferentes a la mayoría de los investigadores, sus estudios y recomendaciones son presentados y comentados en este capítulo.

Seguido se considera el artículo mas reciente, elaborado en el 2002 por Jaime De La Colina, “*Assessment of Design Recomendations for Torsionally Unbalanced Multistory Buildings*”, básicamente, De La Colina analiza algunas de las recomendaciones dadas por otros autores y por algunos códigos con modelos de edificios de cinco pisos utilizando como parámetro de comparación las demandas de ductilidad en los planos resistentes. Sus recomendaciones aunque son similares a las presentadas por otros autores en años anteriores y a las utilizadas en códigos de otros países se diferencian ampliamente de las presentadas por L. Humar y P. Kumar en 1999.

Por último se hace una breve mención al estudio realizado por Juan C. De La Llera y Anil K. Chopra, realizado en 1994, “*Accidental and natural torsión in earthquake response and design of buildings*” que ha sido la base de los mas recientes estudios sobre la materia. De este extenso estudio de casi 300 páginas, se presentan las metodologías utilizadas y las principales conclusiones de la segunda parte que tiene que ver con la torsión natural, que es el objeto del presente documento.

J.L. HUMAR Y P. KUMAR, 1999

2.1 TORSIONAL MOTION OF BUILDINGS DURING EARTHQUAKES. I. ELASTIC RESPONSE

Estos estudios analíticos se llevan a cabo en la respuesta torsional elástica de modelos de edificios de uno y varios pisos sujetos a un movimiento sísmico. Se consideran los efectos de la torsión natural y accidental y los resultados del análisis se comparan con las provisiones del código nacional de diseño de edificios de Canadá (NBCC). Se demuestra que las provisiones del NBCC para el diseño de elementos resistentes en el lado flexible del edificio son bastante conservadoras. Por otra parte, las provisiones para el diseño de los elementos en el lado rígido son conservadoras en algunas ocasiones e inadecuadas en otras. Las modificaciones a las provisiones de diseño que se sugieren generan fuerzas de diseño más cercanas a los resultados obtenidos de un análisis dinámico, y son al mismo tiempo más simples que las provisiones existentes. Se demuestra que la relación de las frecuencias torsional y traslacional desacopladas es un parámetro muy importante que gobierna la respuesta torsional y sería una buena práctica en diseño alcanzar un valor mayor que 1.0 para este cociente.

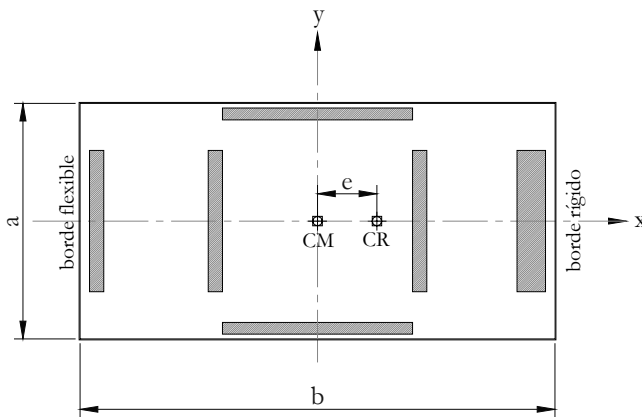
Los autores tienen como objetivo presentar los resultados que destaquen los parámetros que gobiernan la respuesta torsional y demostrar que la rigidez torsional representada por la relación de las frecuencias desacopladas del edificio torsional y traslacional, es uno de los más importantes entre tales parámetros. Las discusiones en la literatura técnica en el pasado se han centrado en muchas ediciones relacionadas con la respuesta torsional, pero aunque la importancia de proporcionar rigidez torsional adecuada se ha reconocido en algunos estudios anteriores, no ha recibido la atención que merece. De hecho, ninguno de los códigos sísmicos contiene una disposición explícita en lo que se refiere a rigidez torsional, o la relación de frecuencias. En este trabajo se desarrollan recomendaciones de diseño para torsión, simples de implementar y al mismo tiempo involucran las consideraciones más importantes, incluyendo la necesidad de proporcionar una rigidez torsional adecuada. Este estudio se presenta justo cuando los comités nacionales del código canadienses están considerando las nuevas provisiones sísmicas para la siguiente versión del NBCC.

Se espera que la mayoría de estructuras de edificios se haga inelástica durante un terremoto importante, sin embargo, ciertas estructuras se diseñan adrede para seguir siendo elásticas. Además, incluso para las estructuras que se espera se deformen en la gama inelástica durante un terremoto importante, es a menudo un requisito del diseño que tales estructuras sigan siendo elásticas durante un terremoto moderado. Una comprensión de la respuesta torsional elástica también proporciona una penetración en la naturaleza de la respuesta torsional inelástica. Por todas las razones precedentes, un estudio de la respuesta torsional elástico es de interés considerable, y es el foco de las páginas precedentes.

2.1.1 ANÁLISIS DEL ESPECTRO RESPUESTA PARA ESTRUCTURAS DE UN SOLO PISO

Este estudio se realiza sobre un edificio de un solo piso con planta similar a la presentada en la Fig. 1-1, para facilitar la lectura, se presenta nuevamente la planta y las ecuaciones de movimiento correspondientes.

Fig. 1-1 Planta de edificio asimétrico de un piso



$$\begin{bmatrix} \ddot{u}_y \\ r\ddot{u}_\theta \end{bmatrix} + \omega_y^2 \begin{bmatrix} 1 & \frac{e}{r} \\ \frac{e}{r} & \Omega_R^2 + \left(\frac{e}{r}\right)^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_y \\ ru_\theta \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \ddot{u}_{gy} \\ 0 \end{bmatrix} \quad [1-15]$$

Para el análisis del espectro de respuesta de estructuras de un solo piso torsionalmente desbalanceado, las frecuencias y las formas modales deben ser evaluadas primero.

Las dos frecuencias acopladas, denotadas por ω_1 y ω_2 son obtenidas de la solución de la ecuación [1-15] con el lado derecho igual a cero. Las correspondientes formas modales normalizadas con respecto a la masa se denotan por ϕ_1 y ϕ_2 .

Los análisis de las respuestas son llevados a cabo para dos formas diferentes de espectro de respuesta: (i) plano, en el cual el espectro de aceleraciones es constante y no varía con el periodo y (ii) hiperbólico, en el cual el espectro de aceleraciones varía inversamente al periodo. Los resultados son presentados en forma de relaciones entre la respuesta de sistemas torsionalmente desbalanceados y la respuesta de sistemas torsionalmente balanceados. Puede ser demostrado que cuando los resultados son normalizados de esta manera son independientes de la amplitud del espectro respuesta (Kan y Chopra 1976)¹. El amortiguamiento es asumido como el 5% del crítico para todos los modos. La máxima respuesta de la estructura es obtenida por superposición de las máximas respuestas modales. Debido a que las dos frecuencias acopladas pueden estar cerca una de la otra, el comúnmente usado método de superposición de respuestas modales RCSCⁱ (método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) podría llevar a resultados erróneos (Rosemblyeth y Elorduy² 1969; Wilson³ et al. 1981), luego el método de la combinación cuadrática completa (CCCⁱⁱ) es por lo tanto preferido en lugar del método RCSC.

Para propósitos de diseño, el parámetro de respuesta crítico es el máximo cortante en los planos resistentes. Además, el plano mas afectado por los movimientos torsionales es el que esta mas lejos del centro de resistencia. Así los autores centran su atención en los planos flexibles y rígidos de borde mostrados en Fig. 1-1. En el rango elástico, los cortantes laterales en los planos resistentes son proporcionales a sus desplazamientos, por tanto en lugar de ellos el estudio se refiere a los

ⁱ En ingles SRSS, square root of the sum of squares.

ⁱⁱ En ingles CQC, complete quadratic combination.

desplazamientos. El desplazamiento del plano flexible de borde es denotado por Δ_f , y el del borde rígido por Δ_s .

Esto es útil para normalizar el Δ_f y Δ_s , por el desplazamiento de la estructura torsionalmente equilibrada, $\Delta_0 = V_0/K_y$ (como se vio en el primer capítulo), donde V_0 es el cortante basal inducido por el sismo en la estructura equilibrada. Los valores normalizados de los desplazamientos modales están dados por

$$\bar{\Delta}_{fn} = \frac{\Delta_{fn}}{\Delta_0} \quad y \quad \bar{\Delta}_{sn} = \frac{\Delta_{sn}}{\Delta_0} \quad [2-1]$$

El desplazamiento normalizado del borde flexible $\bar{\Delta}_{fn}$ obtenido por superposición modal es graficado en la Fig. 2-1 como una función de Ω_R para cuatro valores diferentes de la proporción de excentricidad e/b , y una relación de forma $a/b = 1$ para un espectro plano. En todos los casos, $\bar{\Delta}_{fn}$ es mayor que 1, implicando que el desplazamiento del lado flexible en una estructura torsionalmente desbalanceada es mayor que el desplazamiento de la estructura torsionalmente equilibrada asociada. De interés particular es el hecho de que hay un aumento empinado en el $\bar{\Delta}_{fn}$ cuando Ω_R cae por debajo de 1. Los resultados para un espectro hiperbólico no son presentados, pero los autores afirman, conducen a las conclusiones similares.

El desplazamiento normalizado del borde rígido $\bar{\Delta}_{sn}$ obtenido por la superposición modal se grafica en la Fig. 2-2 en función de Ω_R para cuatro valores diferentes del cociente e/b y para una relación de forma igual a 1 y un espectro plano. El desplazamiento normalizado $\bar{\Delta}_{sn}$ es menor que 1 para $\Omega_R > 1$. Para los sistemas torsionalmente flexibles, es decir, para $\Omega_R < 1$ el desplazamiento del lado rígido

comienza a aumentar; y para rigideces torsionales considerablemente bajas $\bar{\Delta}_{sn}$, puede ser substancialmente mayor de 1. Conclusiones similares aplican a los resultados obtenidos para un espectro hiperbólico.

Fig. 2-1 Desplazamiento normalizado del borde flexible, espectro plano, relación de forma = 1

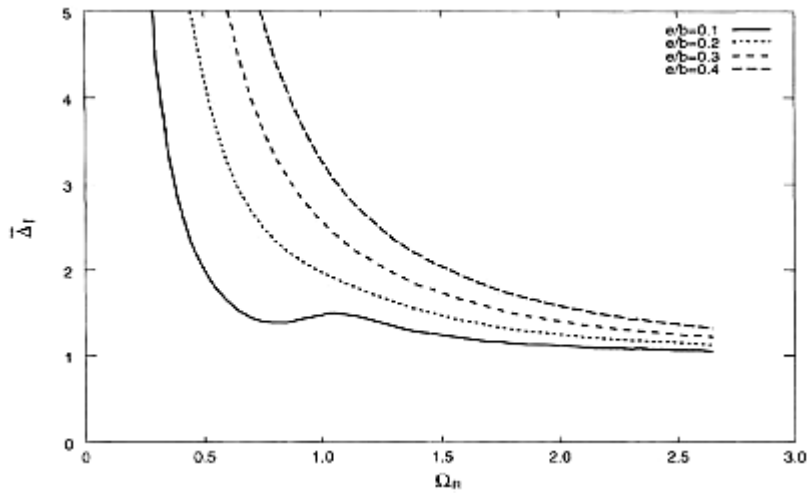
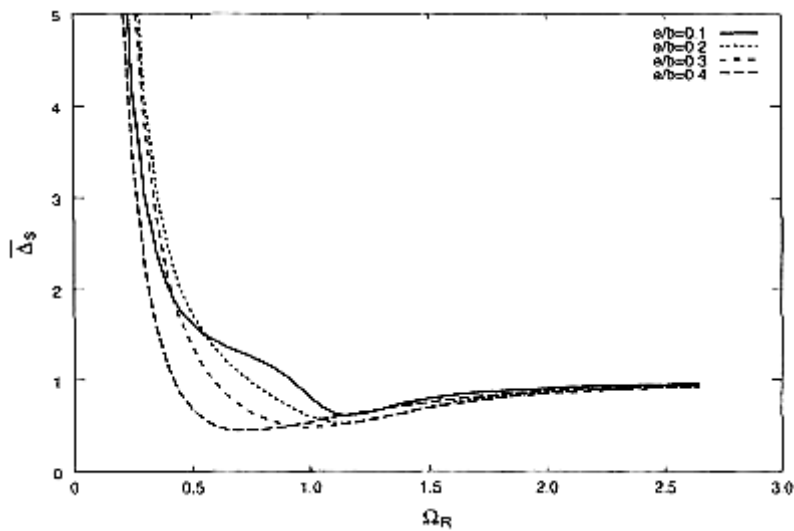


Fig. 2-2 Desplazamiento normalizado del borde rígido, espectro plano, relación de forma = 1



Ahora definimos una excentricidad efectiva e_f como la distancia desde el centro de resistencia para la cual el uso del cortante basal V_0 produciría un desplazamiento en el borde flexible Δ_f , y una excentricidad efectiva e_s como la distancia del centro de resistencia para la cual el uso del V_0 produciría un desplazamiento del borde rígido de Δ_s . Esto puede ser mostrado como

$$\frac{e_f}{b} = (\bar{\Delta}_f - 1) \frac{\Omega_R^2}{\left(\frac{b}{r}\right)^2 \left(0.5 + \frac{e}{b}\right)} \quad [2-2]$$

y

$$\frac{e_s}{b} = (1 - \bar{\Delta}_s) \frac{\Omega_R^2}{\left(\frac{b}{r}\right)^2 \left(0.5 - \frac{e}{b}\right)} \quad [2-3]$$

Este punto requiere una observación importante para saber de donde provienen estas ecuaciones y que es realmente lo que se quiere con ellas.

El objetivo de esta parte del estudio de Humar y Kumar, es comparar los desplazamientos obtenidos en los bordes flexible y rígido cuando se aplica un análisis modal y los que se obtienen cuando un análisis estático es realizado, teniendo en cuenta que para el procedimiento estático existen las recomendaciones del código, en este caso el canadiense y las recomendaciones que ellos mismos presentan. Ahora, la comparación se realiza calculando una excentricidad efectiva definida como la distancia a la cual se tendría que colocar la fuerza sísmica de piso para obtener en cada uno de los bordes el desplazamiento arrojado en un análisis modal. Se presenta

a continuación un análisis de equilibrio estático de fuerzas del cual podrían obtenerse las expresiones presentadas por estos autores en la parte superior.

Se trata de la representación por medio de ecuaciones del fenómeno presentado en la Fig. 2-3. Primero la fuerza de piso produce un desplazamiento en el sentido y Δ_0 este desplazamiento esta relacionado con la fuerza de piso F_0 por medio de la rigidez total en la dirección de la fuerza y el desplazamiento K_y .

$$F_0 = K_y \Delta_0 \quad [2-4]$$

Debido a la asimetría de la plantaⁱ, el centro de masa no coincide con el centro de rigidez, esto se refleja en un giro alrededor del CR ocasionado por un momento torsional M_0 , donde M_0 es el producto de la fuerza de piso F_0 y una excentricidad efectiva que es diferente para cada borde (recuerde que lo que se busca es un valor de la distancia a la cual se debe colocar la fuerza de piso para obtener los desplazamientos en cada borde arrojados por un análisis modal).

$$M_R = K_{\theta R} \theta_0 \quad [2-5]$$

$K_{\theta R}$ es la rigidez torsional alrededor del centro de rigidez definida en el Capítulo 1 y θ_0 es la deformación angular del piso alrededor del CR.

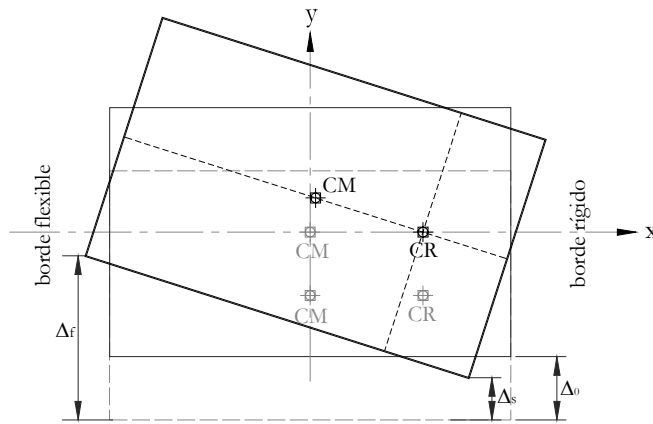
Como el valor del ángulo de giro es de un orden muy bajo comparado con las dimensiones de la planta, las siguientes aproximaciones son validas.

ⁱ Producida por una distribución no uniforme de la rigidez o de la masa.

$$\tan(\theta) \approx \text{sen}(\theta) \approx \theta$$

$$\frac{\Delta_f - \Delta_0}{\frac{b}{2} + e} = \frac{\Delta_0 - \Delta_s}{\frac{b}{2} - e} \quad [2-6]$$

Fig. 2-3 Desplazamiento de traslación y rotación en una planta asimétrica.



Ahora del equilibrio de momentos actuante y resistente se tiene que para el borde flexible.

$$M_R = F_0 e_f \quad [2-7]$$

Donde e_f es la excentricidad efectiva para el borde flexible.

$$K_{\theta R} \left(\frac{\Delta_f - \Delta_0}{\frac{b}{2} + e} \right) = (K_y \Delta_0) e_f \Rightarrow e_f = \left(\frac{\Delta_f - \Delta_0}{\frac{b}{2} + e} \right) \frac{K_{\theta R}}{K_y \Delta_0} \quad [2-8]$$

Utilizando las definiciones de frecuencia rotacional y frecuencia traslacional presentadas en el primer capítulo y transformando aun más la ecuación.

$$e_f = \left(\frac{\frac{\Delta_f}{\Delta_0} - 1}{\frac{b}{2} + e} \right) \frac{\omega_\theta^2 m r^2}{\omega_y^2 m} \Rightarrow \frac{e_f}{b} = \left(\frac{\bar{\Delta}_f - 1}{0.5 + \frac{e}{b}} \right) \left(\frac{r}{b} \right)^2 \Omega^2 \quad [2-9]$$

Luego,

$$\frac{e_f}{b} = (\bar{\Delta}_f - 1) \frac{\Omega^2}{\left(\frac{b}{r} \right)^2 \left(0.5 + \frac{e}{b} \right)} \quad [2-10]$$

Que es la misma ecuación presentada por Humar y Kumar para la excentricidad efectiva que se utilizara en el diseño de los elementos del borde flexible y se nutrirá con los valores del análisis modal.

Para el borde rígido se tiene entonces.

$$M_R = F_0 e_s \quad [2-11]$$

Donde e_s es la excentricidad efectiva para el borde rígido.

$$K_{\theta R} \left(\frac{\frac{\Delta_0 - \Delta_s}{b} - e}{2} \right) = (K_y \Delta_0) e_s \Rightarrow e_s = \left(\frac{\frac{\Delta_0 - \Delta_s}{b} - e}{2} \right) \frac{K_{\theta R}}{K_y \Delta_0} \quad [2-12]$$

Utilizando las definiciones de frecuencia rotacional y frecuencia traslacional presentadas en el primer capítulo y transformando aun mas la ecuación.

$$e_s = \left(\frac{1 - \frac{\Delta_s}{\Delta_0}}{\frac{b}{2} - e} \right) \frac{\omega_\theta^2 m r^2}{\omega_y^2 m} \Rightarrow \frac{e_f}{b} = \left(\frac{1 - \bar{\Delta}_s}{0.5 - \frac{e}{b}} \right) \left(\frac{r}{b} \right)^2 \Omega^2 \quad [2-13]$$

Luego,

$$\frac{e_f}{b} = (1 - \bar{\Delta}_s) \frac{\Omega^2}{\left(\frac{b}{r} \right)^2 \left(0.5 - \frac{e}{b} \right)} \quad [2-14]$$

Que es la misma ecuación presentada por Humar y Kumar para la excentricidad efectiva que se utilizara en el diseño de los elementos del borde rígido y se nutrirá con los valores del análisis modal.

De esta forma con los datos de un análisis modal será posible determinar la conveniencia de las excentricidades de diseño presentadas por el código y las propuestas por los autores.

Con este breve pero necesario análisis regresemos al estudio de Humar y Kumar.

Las excentricidades efectivas dadas por las ecuaciones [2-2] y [2-3] se comparan con las siguientes excentricidades de diseño recomendadas por la NBCC.

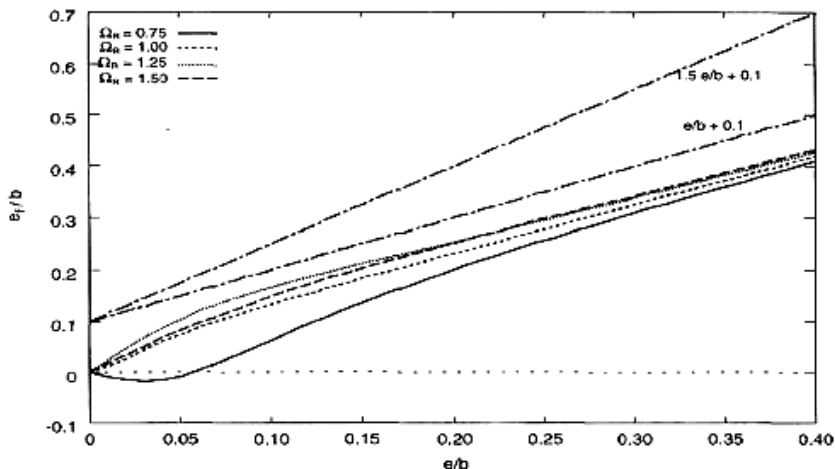
$$\frac{e_{fc}}{b} = 1.5 \frac{e}{b} + 0.1 \quad [2-15a]$$

$$\frac{e_{sc}}{b} = 0.5 \frac{e}{b} - 0.1 \quad [2-15b]$$

Donde e_{fc} es la excentricidad de diseño especificada por el código Canadiense para el borde flexible y e_{sc} es la excentricidad de diseño para el borde rígido (Canadian Commission⁴ 1995).

La excentricidad efectiva para el borde flexible dada por la ecuación [2-2] es graficada en la Fig. 2-4 como función de e/b para cuatro relaciones de frecuencia $\Omega_R = 0.75, 1.0, 1.25, \text{ y } 1.50$, una relación de forma de 1 y para un espectro plano. También se muestra una línea recta que representa la disposición del NBCC (ecuación [2-15a]). La expresión del NBCC es claramente conservadora, particularmente para valores grandes de excentricidad. Los resultados para un espectro hiperbólico así como para otras relaciones de forma, no presentados aquí, pero los autores afirman conducen a una conclusión similar.

Fig. 2-4 Excentricidad efectiva para el borde flexible, espectro plano, relación de forma = 1



La excentricidad efectiva del borde rígido dada por la ecuación [2-3] se grafica para un espectro hiperbólico en función de e/b , tomando cuatro valores diferentes de Ω_R y cocientes de forma de 1 y $1/3$ en la Fig. 2-5a y 2-5b respectivamente. También es mostrado en las dos figuras la expresión de la NBCC dada por la ecuación [2-15b], debe ser observado que en este caso, un valor de excentricidad efectiva que sea más pequeño que la excentricidad del código, implica que la disposición del código no es conservadora. La excentricidad de diseño especificada por el NBCC es satisfactoria cuando $\Omega_R > 1.0$. Para $\Omega_R = 0.75$ y 0.50 , la excentricidad del diseño es subestimada para un rango de valores del e/b . Los resultados obtenidos para un espectro plano son similares en naturaleza, pero algo menos críticos.

2.1.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Los resultados presentados para las dos modelos espectrales idealizados muestran que cuando el cociente de las frecuencias es menor que 1, los movimientos torsionales pueden producir desplazamientos muy grandes. Esto es verdad para los ambos bordes flexible y rígido y para todos los valores de la excentricidad. Cuando $\Omega_R < 0.5$, los desplazamientos máximos en la estructura torsionalmente desbalanceada pueden ser hasta más de 5 veces los de la estructura balanceada correspondiente. Un valor pequeño del Ω_R implica que la rigidez torsional de la estructura es pequeña y (o) que los planos que resisten de la fuerza lateral están situados cerca del centro geométrico del edificio. Los desplazamientos en tal estructura se pueden mantener dentro de límites razonables solamente haciendo los planos resistentes muy rígidos de modo que Δ_0 , sea pequeño. En la práctica, un diseño con rigidez torsional se debe evitar, y se debe hacer un esfuerzo por alcanzar un cociente de frecuencias mayor que 1, siempre que sea posible.

Contrario a la frecuente creencia, un cociente de las frecuencias cerca de 1 no es necesariamente crítico. Es verdad que para $\Omega_R = 1$ la vibración torsional resonante puede ser excitada por un movimiento de tierra de traslación. Sin embargo, los desplazamientos laterales resultantes en los planos resistentes no son grandes. Esto es evidente de los resultados presentados en las Fig. 2-1 y Fig. 2-2. De hecho, no hay necesidad de evitar un diseño estructural en el cual Ω_R esté cerca de 1.

Los resultados presentados por Humar y Kumar son también útiles en la determinación de la conveniencia de las provisiones de diseño por torsión del NBCC. Claramente, la disposición de diseño para el borde flexible, dada por la ecuación [2-15a], es excesivamente conservadora para todo el rango de valores de e y de Ω_R . La expresión de diseño para el borde rígido (ecuación [2-15b]) es adecuada, y de hecho bastante conservadora, para $\Omega_R > 1$. Sin embargo, para $\Omega_R < 1$ puede conducir a un diseño inseguro para un rango de valores de e .

Las expresiones de la excentricidad del NBCC para el borde flexible y rígido incluyen un multiplicador en la excentricidad estática. Este multiplicador es 1.5 para el borde flexible y 0.5 para el borde rígido.

En vista de las consideraciones resumidas en los párrafos anteriores, los autores proponen las siguientes expresiones alternativas del diseño.

Para el lado flexible del centro de resistencia,

$$e_{d1} = e + 0.1b \quad [2-16]$$

Para el lado rígido del centro de resistencia,

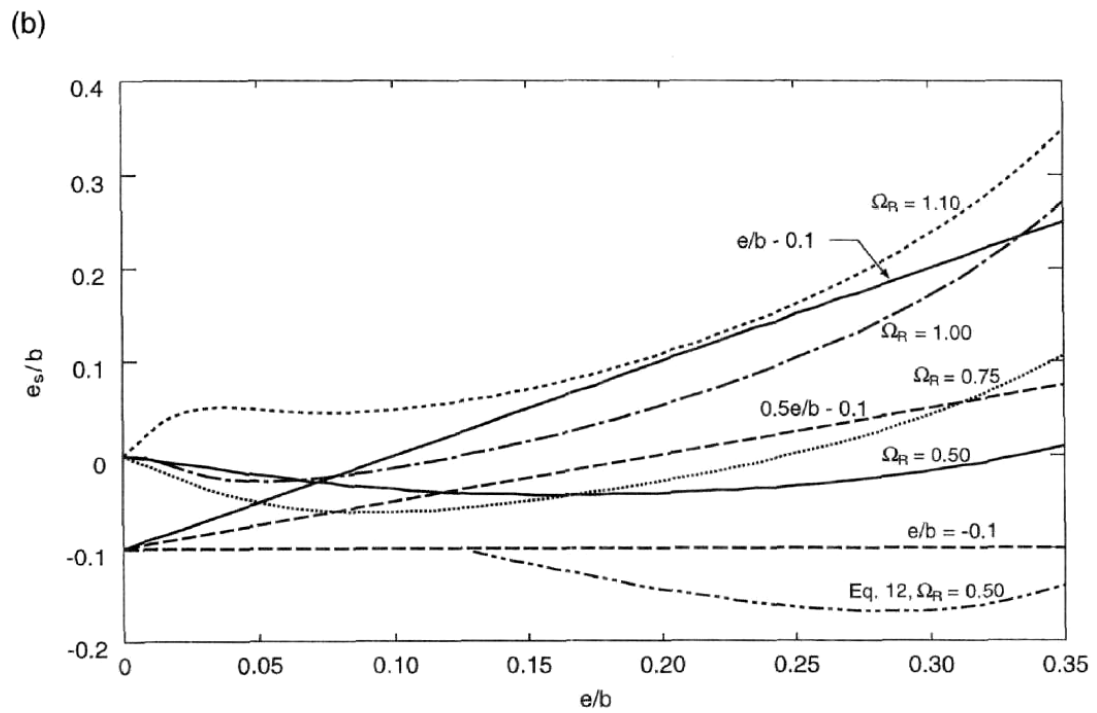
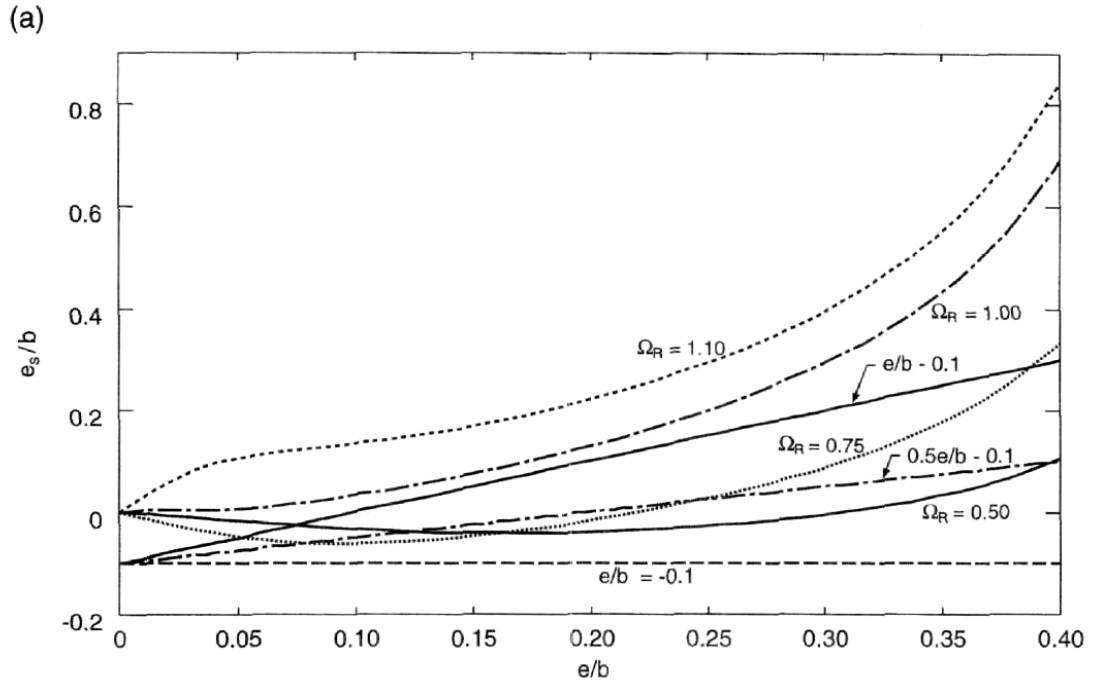
$$e_{d2} = e - 0.1b \quad \text{para} \quad \Omega_R \geq 1.0 \quad [2-17a]$$

$$e_{d2} = -0.1b \quad \text{para} \quad \Omega_R \leq 1.0 \quad [2-17b]$$

La excentricidad del diseño dada por la ecuación [2-16] también se muestra en la Fig. 2-4 con el propósito de compararla con las excentricidades efectivas obtenidas de un análisis modal. Es evidente que la expresión propuesta es satisfactoria para todos los valores de e y de Ω_R para un espectro plano. Conclusiones similares aplican para un espectro hiperbólico. De hecho, la expresión propuesta para la excentricidad del diseño es conservadora para valores grandes de e . Los resultados en la Fig. 2-4 son calculados para una relación de forma igual a 1. Según los autores los resultados obtenidos para otros cocientes de forma (no presentados aquí) muestran que observaciones similares aplican en todos los casos.

Las excentricidades de diseño dadas por las ecuaciones [2-17a] y [2-17b] son también mostradas en las Fig. 2-5a y 2-5b para su comparación con las excentricidades efectivas determinadas por análisis modal. Para una relación de forma de 1, las expresiones propuestas proporcionan valores seguros de diseño. Para valores más bajos de la relación de forma, la recomendación de la ecuación [2-17a] puede ser inadecuada cuando $\Omega_R = 1$ y en un rango de valores de e/b , según lo visto en los resultados presentados en la Fig. 2-5b para una relación de forma de 1/3. Esto sugiere que para tales casos el valor límite de Ω_R para la aplicabilidad de la ecuación [2-17a] se puede aumentar a 1.1. Puede observarse que para los valores bajos de Ω_R , la ecuación [2-16] puede también gobernar las fuerzas del diseño para el borde rígido. Éste es el caso para $\Omega_R = 0.50$ y una relación de forma de 1/3, como puede ser observado de la curva relacionada con el ecuación [2-16] mostrada en Fig. 2-5b.

Fig. 2-5 Excentricidad efectiva para el borde rígido, espectro hiperbólico, (a) relación de forma = 1 y (b) relación de forma = 1/3



2.1.2.1 Excentricidad accidental

A pesar de aceptación internacional de $\pm\beta b$ como una parte de la excentricidad de diseño dirigida a tener en cuenta la torsión accidental, Humar y Kumar son de la opinión que una manera más racional de interpretar la ecuación de los códigos es tratarla como expresión empírica que refleja el efecto combinado de la torsión natural y accidentalⁱ.

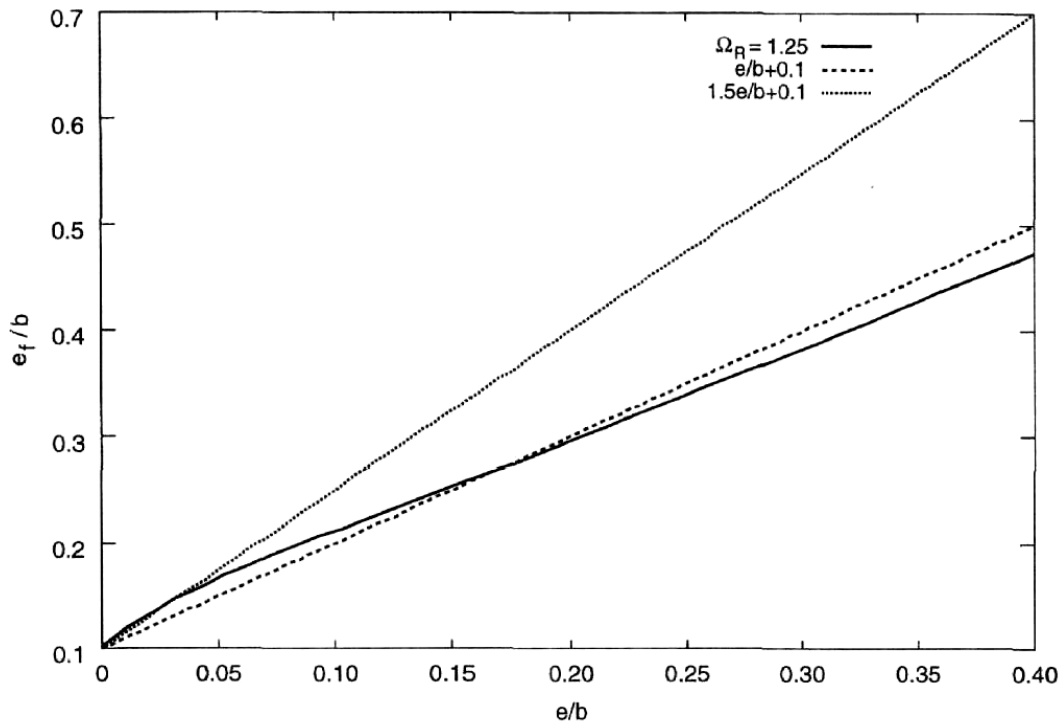
Los resultados de los análisis dinámicos presentados por Humar y Kumar hasta ahora, no incluyeron el efecto de la torsión accidental. Para comprobar si las excentricidades del diseño dadas por las ecuaciones. [2-16] y [2-17] son adecuadas incluso cuando el efecto de la torsión accidental es incluido, los análisis dinámicos se repiten con excentricidades estáticas modificadas según lo observado mas adelante, y los valores revisados de las excentricidades efectivas e_f y e_s así obtenidas comparados con los valores propuestos de diseño. La excentricidad estática puede ser modificada manteniendo la localización del centro de la masa fija y cambiando la ubicación del centro de la resistencia por $\pm 0.05b$ ⁱⁱ. Para calcular el desplazamiento del borde flexible la excentricidad es aumentada en 5% de b . La respuesta que resulta puede ser representada cambiando de puesto las curvas de respuesta en Fig. 2-4 una distancia de $-0.05e/b$ a lo largo del eje horizontal. Es evidente de la Fig. 2-4 que la excentricidad efectiva es más alta para $\Omega_R = 1.25$. La respuesta revisada incluyendo el efecto de la torsión accidental por lo tanto se presenta para $\Omega_R = 1.25$ en la Fig. 2-6,

ⁱ Este aspecto bastante discutible, aunque representa una afirmación bastante sensata, es una de las grandes diferencias entre este estudio y el realizado por la mayoría de los investigadores.

ⁱⁱ En el primer capítulo se comento que la torsión accidental puede razonablemente ser tenida en cuenta con este porcentaje. Esto según el estudio realizado en 1994 por De La Llera y Chopra.

para un espectro plano. Se observa que la excentricidad de diseño dada por la ecuación [2-16] sigue siendo adecuada.

Fig. 2-6 Excentricidad efectiva para el borde flexible ajustada para torsión accidental, espectro plano, relación de forma = 1.



Los desplazamientos revisados del borde rígido son obtenidos disminuyendo la excentricidad por $0.05b$. Las nuevas curvas de respuesta son similares a las de las Fig. 2-5a y 2-5b, movidas a lo largo del eje horizontal una distancia de $0.05b$. Para los valores bajos de Ω_R , la excentricidad propuesta del diseño, $e = -0.1b$, es representada por una línea horizontal en las Fig. 2-5a y 2-5b. Así, moviendo las curvas para $\Omega_R = 0.5$ y 0.75 a lo largo del eje horizontal no se alterará su posición relativa a la línea $e = -0.1b$. Es decir la excentricidad propuesta del diseño continuará siendo adecuada incluso cuando la torsión accidental es incluida. Para una relación de forma de 1.0, la curva de respuesta crítica es la que corresponde a $\Omega_R = 1.0$. La respuesta incluyendo

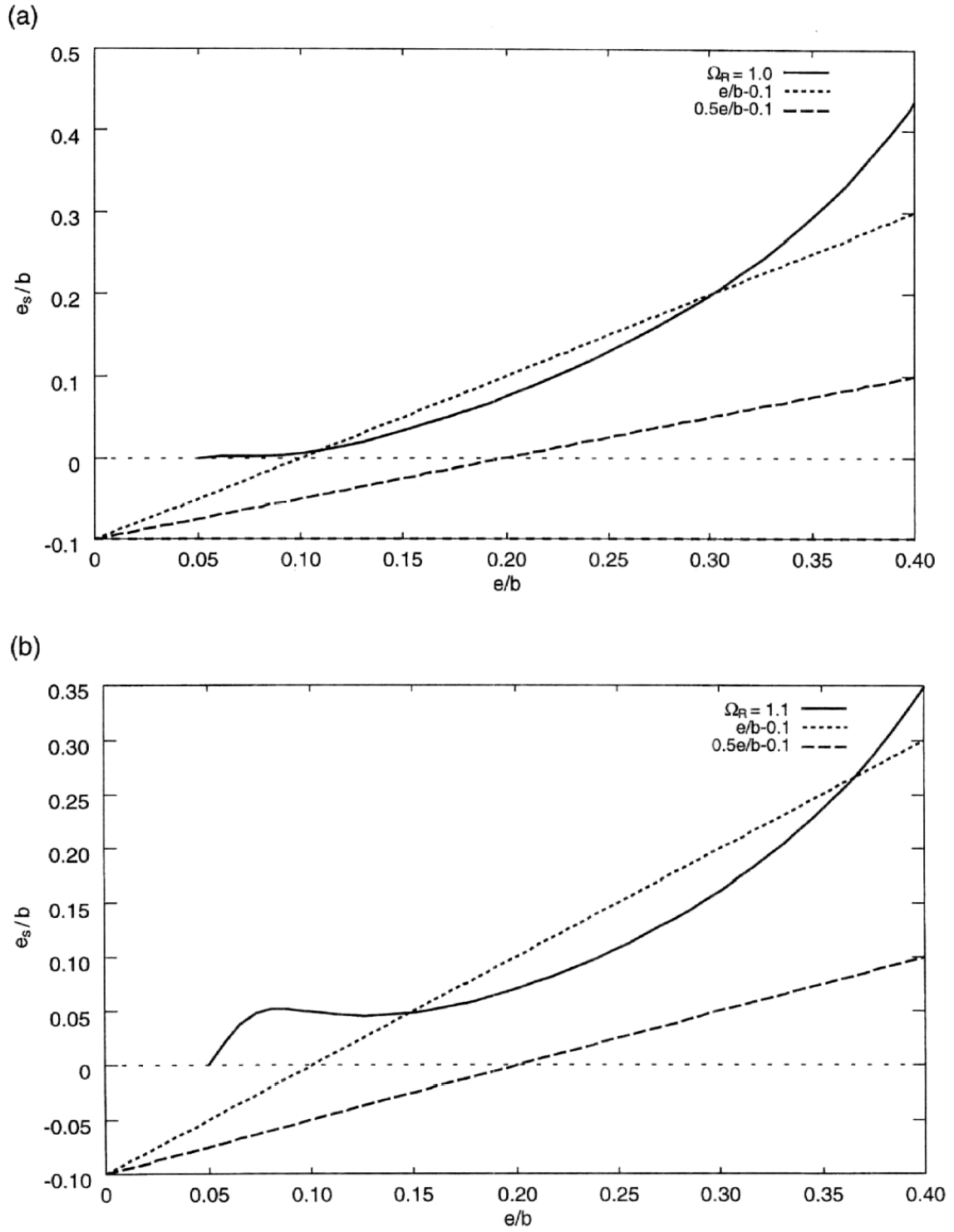
la torsión accidental para $\Omega_R = 1$ es mostrada en la Fig. 2-7a para un espectro hiperbólico. Se observa que la excentricidad de diseño dada por ecuación [2-17a] continúa siendo satisfactoria. Para un cociente de forma de 1/3, la curva de respuesta crítica es la correspondiente a $\Omega_R = 1.1$, la curva de respuesta para este valor de Ω_R incluyendo la torsión accidental se muestra en la Fig. 2-7b. El valor de la respuesta dinámica de las excentricidades efectivas se sitúa debajo de los valores propuestos para el diseño, presentando una condición no conservadora. Puesto que la diferencia entre los valores de los dos sistemas no es grande, la expresión de la excentricidad del diseño se puede todavía considerar satisfactoria.

2.1.2.2 Sistemas con masa excéntrica

En los edificios de un solo piso estudiados hasta ahora por Humar y Kumar, se asumió que el centro de masa estaba situado en el centro geométrico de la planta del edificio y que la excentricidad era producida por la distribución no uniforme de la rigidez. Éste es el caso para la gran mayoría de los edificios reales que poseen asimetría torsional. Sin embargo, es posible que la asimetría torsional sea producida enteramente o en parte, por una distribución no uniforme de masa. Los edificios con este tipo de asimetría se denominan edificios con masa excéntrica.

Las figuras 2-8a y 2-8b comparan dos edificios, uno en el cual la asimetría resulta enteramente de una distribución no uniforme de la rigidez y otro en el cual la asimetría es causada por una distribución no uniforme de la masa y una distribución no uniforme de la rigidez. El origen de ejes coordenados está, en cada caso, en el centro de la masa. En la Fig. 2-8a el centro de masa coincide con el centro geométrico del edificio. En la Fig. 2-8b el centro de masa equidista una distancia ηb del centro geométrico.

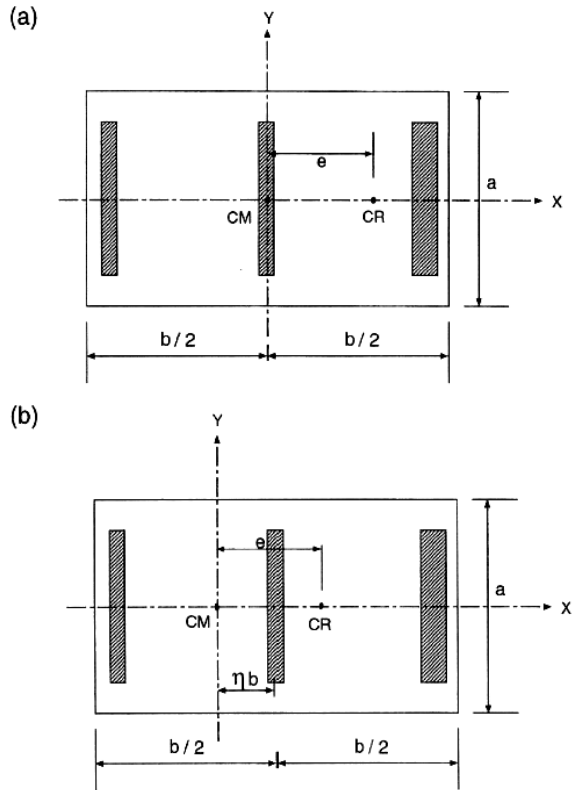
Fig. 2-7 Excentricidad efectiva para el borde rígido ajustada para torsión accidental, espectro hiperbólico, (a) relación de forma = 1 y (b) relación de forma = 1/3



La excentricidad, es decir, la distancia del centro de la resistencia al centro de masa, es igual en cada caso. También, los otros parámetros que gobiernan la respuesta, la frecuencia lateral desacoplada ω_y , el cociente de las frecuencias de traslación y rotación desacopladas Ω_R , y el radio del giro sobre el centro de la masa, se asumen idénticos. Es evidente de la ecuación [1-15] que las respuestas de los dos modelos de edificio ante un sismo dado, medidas en términos de u_y y $r.u_\theta$, sea idéntica. Sin embargo, los desplazamientos en los bordes no son iguales. En el sistema con masa excéntrica, Fig. 2-8b, el borde flexible está a una distancia de $b/2 + e - \eta b$ del centro de resistencia, que es menor que, la distancia correspondiente en los sistemas con excentricidad de rigidez $b/2 + e$. El desplazamiento torsional del borde flexible en el sistema de masa excéntrica es por lo tanto más pequeño que el correspondiente en el sistema de rigidez excéntrica. Así la respuesta máxima del borde flexible en el sistema con masa excéntrica será menor que en el sistema con rigidez excéntrica.

El brazo de palanca al borde rígido en el sistema con masa excéntrica igual a $b/2 - e + \eta b$, es mayor que el valor correspondiente $b/2 - e$ en el sistema con rigidez excéntrica. El desplazamiento torsional del borde rígido en el sistema con masa excéntrica es por lo tanto más grande que en el sistema correspondiente con rigidez excéntrica. Para el borde rígido, los desplazamientos de traslación y torsionales están generalmente en direcciones opuestas cuando se alcanza el desplazamiento resultante máximo. Para los sistemas torsionalmente rígidos la respuesta de traslación dominará; por lo tanto la respuesta neta en el sistema con masa excéntrica será menor que en el sistema del con rigidez excéntrica. Por otra parte, para los sistemas torsionalmente flexibles, la respuesta torsional dominará y la respuesta neta en el sistema con excentricidad de masa puede ser mayor que en el sistema con excentricidad solo en la rigidez.

Fig. 2-8 Edificios con diferentes tipos de excentricidades (a) edificio con rigidez excéntrica y (b) edificio con rigidez y masa excéntricas.



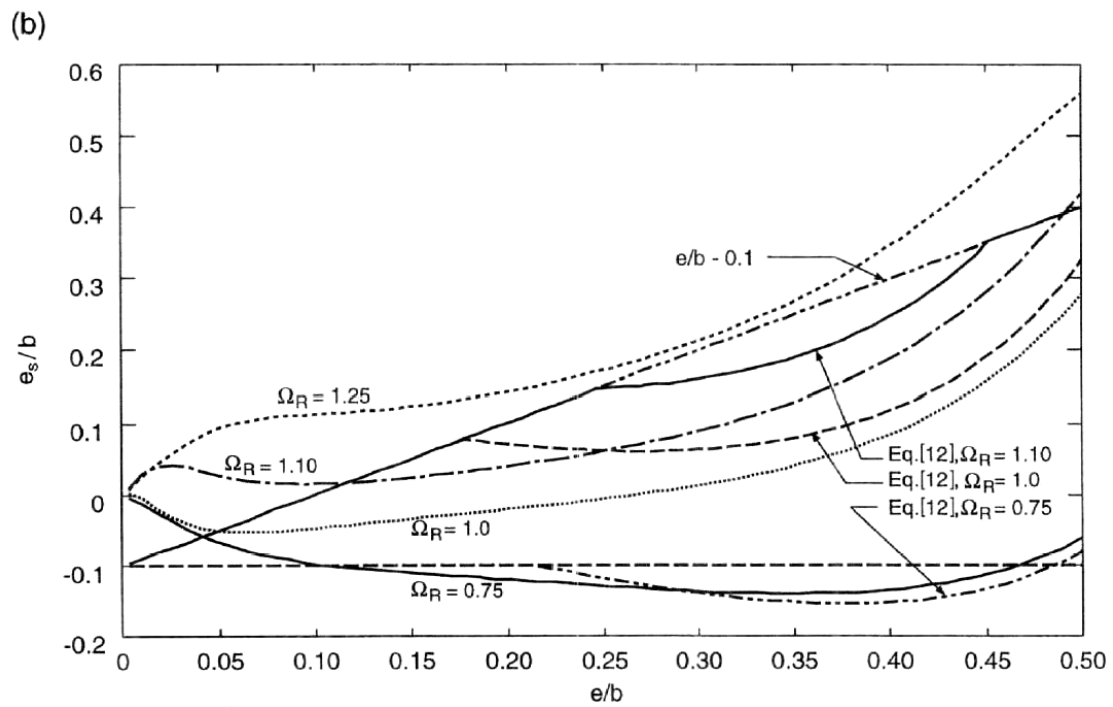
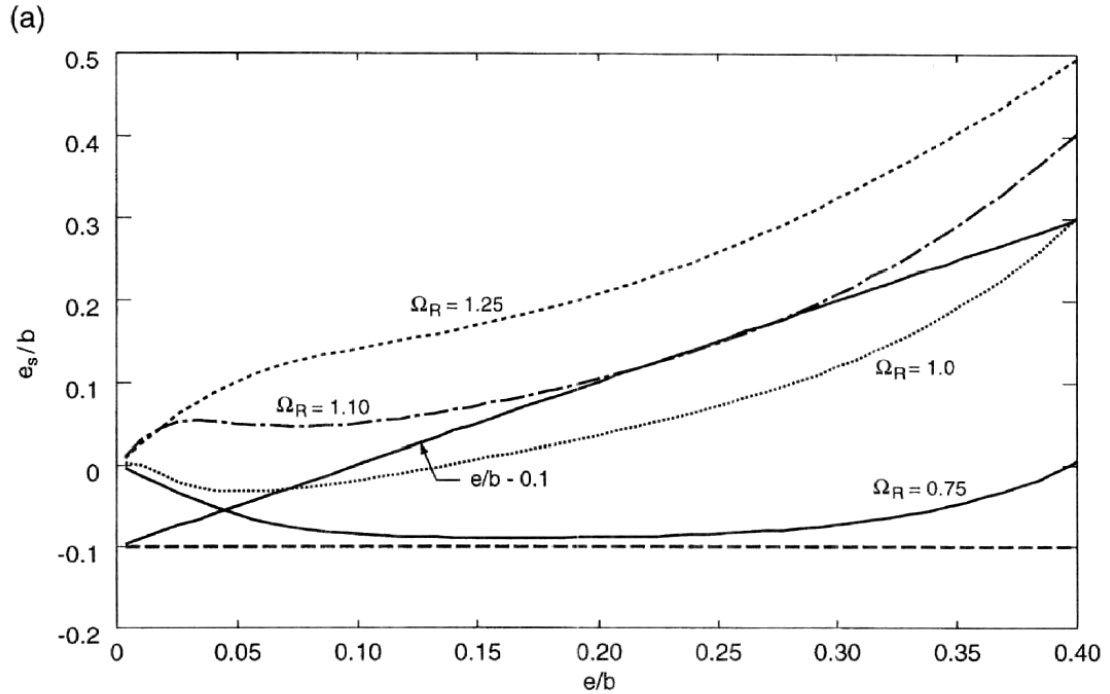
Según lo indicado anteriormente, el desplazamiento del borde flexible en un sistema con masa excéntrica es menos crítica que en el correspondiente sistema con rigidez excéntrica con idénticas características. La atención por lo tanto se centra en el desplazamiento del borde rígido. Para el sistema con masa excéntrica el desplazamiento del borde rígido aumenta perceptiblemente con una disminución del cociente de forma. Los resultados entonces se presentan para un cociente de forma de $1/3$. La excentricidad efectiva para el borde rígido de un sistema con masa excéntrica se grafican en función de e/b para cuatro valores diferentes de Ω_R (0.75, 1.0, 1.1, y 1.25) y dos valores diferentes de η (0.1 y 0.2), en las Fig. 2-9a y 2-9b. Las ecuaciones de diseño propuestas por Humar y Kumar también se muestran para la comparación. Según lo anterior, para el caso del borde rígido, una excentricidad de

diseño que es más alta que la excentricidad obtenida de un análisis dinámico representa una condición insegura. Debe observarse que en algunas situaciones la ecuación [2-16] producirá un mayor cortante de diseño para el elemento del borde rígido que la ecuación [2-17a] o [2-17b]. Esto es evidente en la Fig. 2-9 donde los valores de la excentricidad efectiva obtenidos de la ecuación [2-16] también se muestran sobre el rango donde caen debajo los obtenidos de ecuación [2-17a] o [2-17b]. Comparando la excentricidad del diseño con la obtenida de un análisis dinámico, el más bajo de los valores obtenidos de las ecuaciones [2-16] y [2-17] debería ser preferido.

Las provisiones de diseño que corresponden a $\Omega_R = 0.75$, es decir ecuaciones [2-16] y [2-17b], son generalmente adecuadas. Para $\Omega_R = 1.0$, las provisiones de diseño propuestas, ecuaciones [2-16] y [2-17a], subestiman el desplazamiento del borde rígido para ambos valores de η ; y un rango de valores de e/b y para $\Omega_R = 1.25$, las expresiones de diseño propuestas por Humar y Kumar son generalmente adecuadas.

Obviamente, el desplazamiento del borde rígido se vuelve crítico para los sistemas con masa excéntrica, particularmente cuando la excentricidad de masa es grande y el cociente de forma es bajo. En la práctica, tales combinaciones son raras; cuando ocurren, puede ser recomendable utilizar la excentricidad del diseño dada por ecuación [2-17b] siempre que $\Omega_R < 1.25$.

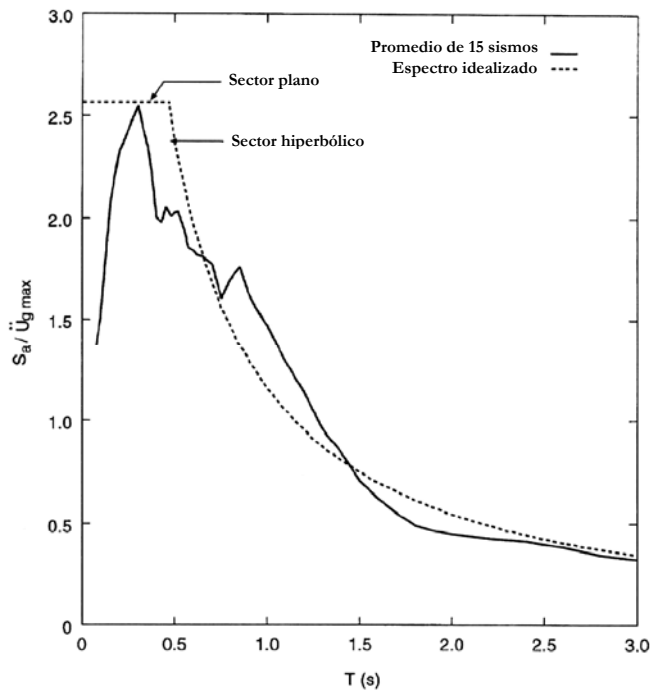
Fig. 2-9 Excentricidades efectivas para el borde rígido, relación de forma = 1/3, espectro plano, (a) $\eta = 0.1$ y (b) $\eta = 0.2$.



2.1.3 RESPUESTA A MOVIMIENTOS DE TIERRA REGISTRADOS

Los resultados de la respuesta presentados en secciones anteriores del estudio de Humar y Kumar están basados en los movimientos en el terreno representados por un espectro de respuesta idealizado. Dos formas espectrales diferentes fueron utilizadas: un espectro plano y un espectro hiperbólico. Las conclusiones mostradas anteriormente necesitan ser verificadas para la respuesta a movimientos del terreno verdaderos. El modelo de edificio mostrado en Fig. 1-1 es por lo tanto analizado por su respuesta ante la aplicación de un conjunto de movimientos sísmicos registrados. El grupo comprende 15 registros sísmicos, seleccionados de la base de datos de la universidad de McMaster (Naumoski⁵ et al. 1988). Tienen una relación entre la aceleración máxima en el terreno y la velocidad máxima del terreno (a/v) dentro de un rango intermedio, variando de 0.8 a 1.2. Todos los registros seleccionados fueron registrados en roca o sitios con suelo rígido. Para comparar la forma espectral promedio obtenida de estos expedientes con las formas idealizadas usadas en las partes anteriores de este estudio, cada registro se escala a una aceleración máxima del terreno de 1.0 g. El promedio de los espectros de respuesta para los registros escalados se muestra en la Fig. 2-10. Evidentemente, un espectro suavizado ofrece una buena representación. Se espera que las conclusiones basadas en los resultados de los análisis con el espectro de respuesta que usan las formas espectrales idealizadas sean por tanto válidas para la respuesta dinámica ante los registros reales del sismo. Se observa que los resultados presentados en los párrafos siguientes son valores medios de los cocientes de la respuesta entre el sistema torsionalmente desequilibrado y la respuesta correspondiente en el sistema torsionalmente equilibrado. Cuando los resultados se normalizan de este modo, no hay necesidad de escalamiento particular de registros individuales.

Fig. 2-10 Espectro de respuesta promedio normalizado para un grupo de 15 registros sísmicos.



Los análisis de respuesta se realizan en un modelo del edificio con período traslacional desacoplado de de 1 s, para seis valores diferentes de excentricidades normalizadas e/b (0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, y 0.3) y cinco valores diferentes de Ω_R (0.75, 1.0, 1.25, 1.5, y 2.0). En cada caso, el análisis de la respuesta se repite para el correspondiente edificio torsionalmente balanceado. Considerando que hay 15 registros sísmicos, el número total de análisis corridos se resuelve para 450 pares, o 900 en total.

Para cada par de análisis se calculan, el máximo desplazamiento normalizado del lado flexible Δ_f/Δ_0 y el máximo desplazamiento normalizado del lado rígido Δ_s/Δ_0 . Los valores promedio de Δ_f/Δ_0 son mostrados en la Fig. 2-11a. como una función de e/b para cinco valores diferentes de Ω_R , los valores promedio de Δ_s/Δ_0 son mostrados

en la Fig. 2-11b, otra vez como una función de e/b , y para cinco valores diferentes de Ω_R . Puede observarse que en la mayoría de casos el desplazamiento normalizado del borde flexible es mayor que 1 y el desplazamiento normalizado del borde rígido es menor que 1, con excepción, de $\Omega_R = 0.75$ en donde el desplazamiento normalizado del borde rígido es también mayor que 1.

La excentricidad efectiva promedio del borde flexible se grafica en función de e/b en la Fig. 2-12a donde la excentricidad de diseño dada por la ecuación [2-16] también se muestra. Es evidente que la expresión de diseño propuesta para la excentricidad, ecuación [2-16] proporciona una estimación conservadora de la excentricidad efectiva para todo el rango estudiado de Ω_R y de e/b . El efecto de la torsión accidental puede ser considerado comparando los valores de e_f/b con un ajuste en ecuación [2-16], es decir, $e_{d1} = e/b + 0.05$. La ecuación ajustada también se grafica en la Fig. 2-12a, mostrando que las provisiones de diseño propuestas por los autores siguen siendo satisfactorias.

La excentricidad efectiva promedio del borde rígido se grafica en función de e/b en la Fig. 2-12b donde las excentricidades de diseño dadas por la ecuación [2-17a] y [2-17b] también se muestran. Las excentricidades de diseño proporcionan una estimación conservadora para el desplazamiento del borde rígido. Una vez más el efecto de la torsión accidental puede ser considerado comparando los valores de e_s/b con un ajuste en la ecuación [2-17a] es decir, $e_{d2} = e/b - 0.05$, esta curva también es mostrada en la Fig. 2-12b. La expresión propuesta por los autores de la excentricidad de diseño es adecuada, excepto para $\Omega_R = 1$ y un rango de valores de e/b , sin embargo, la diferencia entre la excentricidad efectiva y la excentricidad de diseño según lo obtenido del análisis, no es grande, y se puede considerarse aceptable.

Fig. 2-11 Desplazamientos promedio normalizados para los registros de movimientos en el terreno, relación de forma = 1, $T = 1s$, (a) borde flexible y (b) borde rígido.

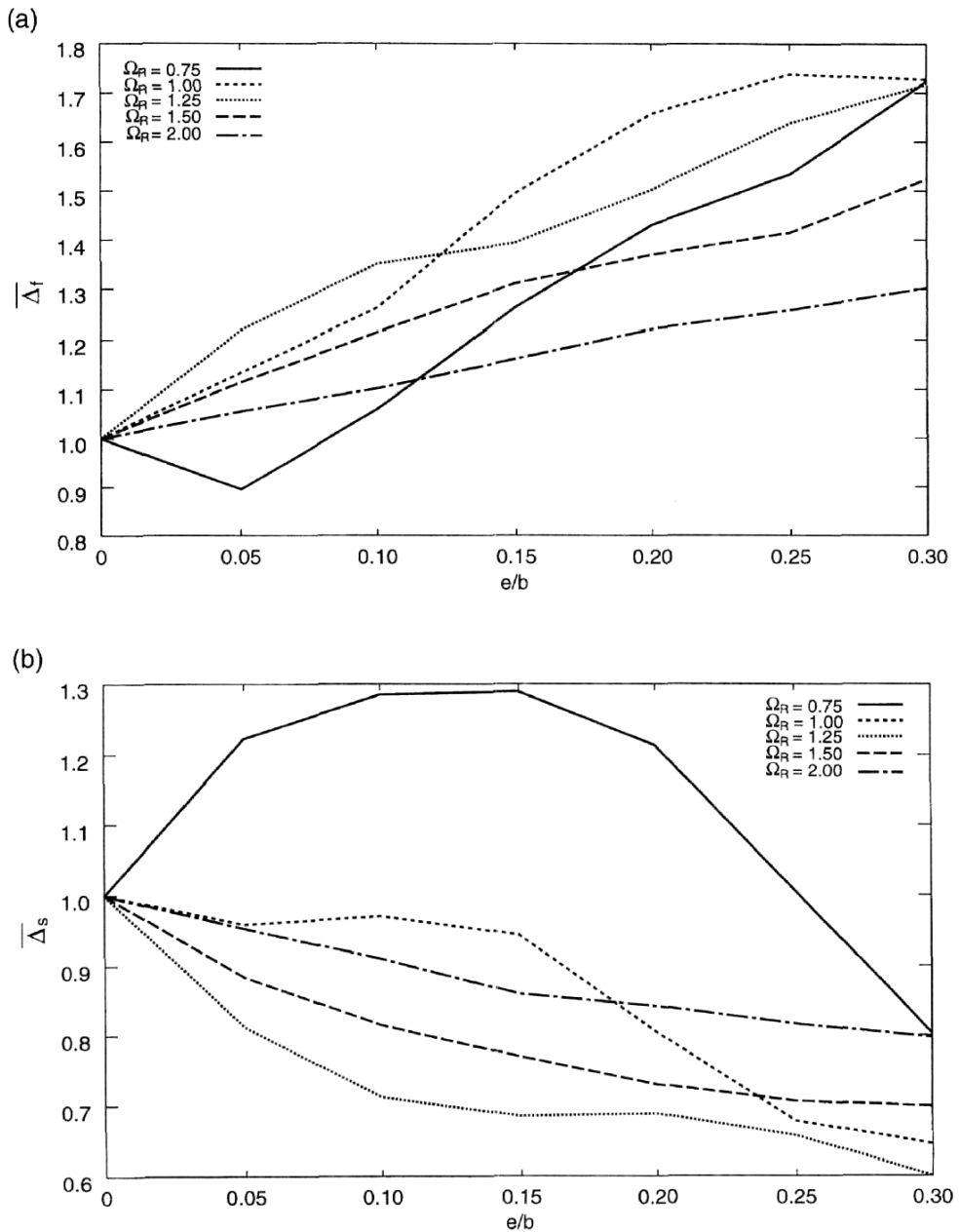
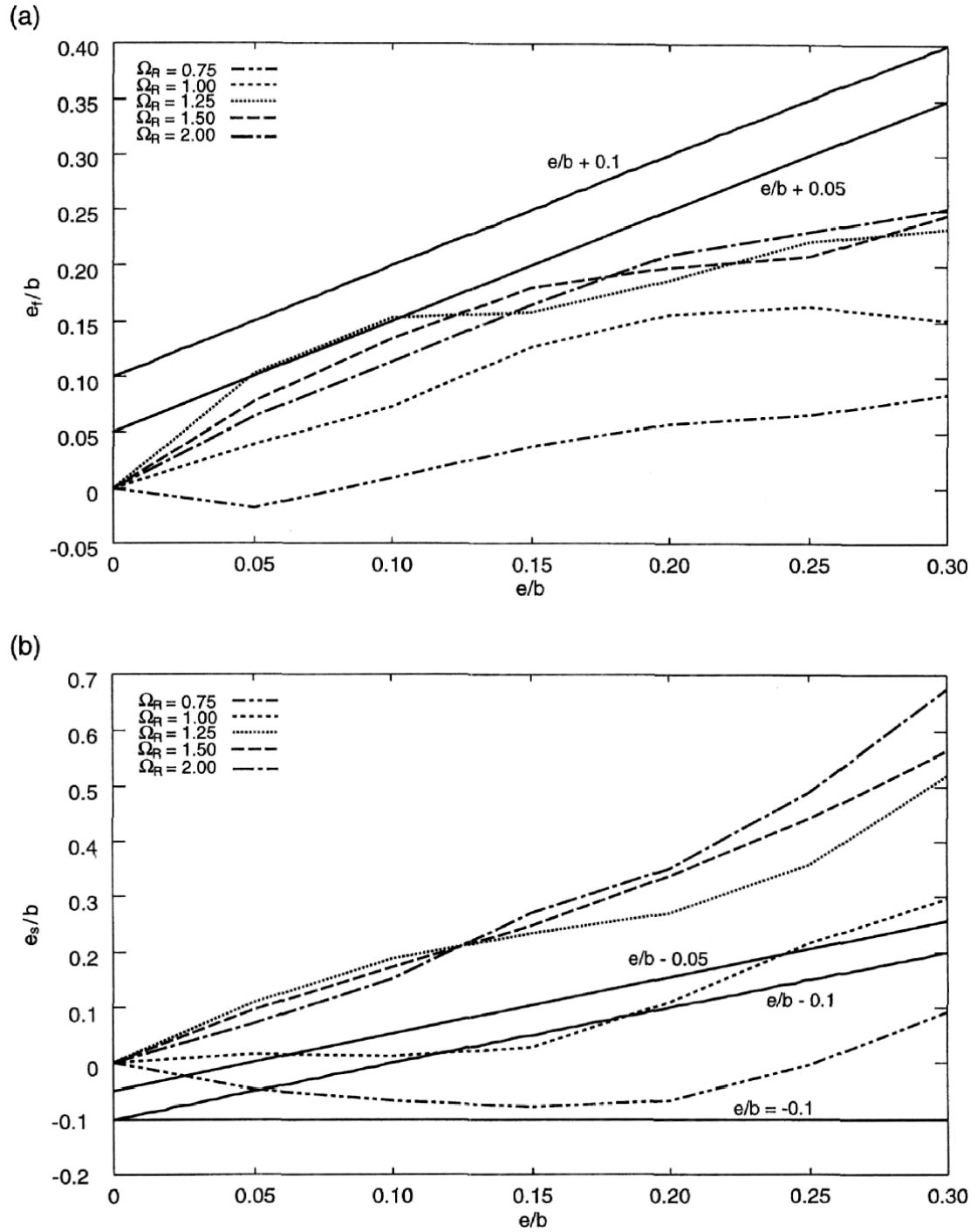


Fig. 2-12 Excentricidades efectivas promedio para los registros de movimientos en el terreno, relación de forma = 1, $T = 1s$, (a) borde flexible y (b) borde rígido.



2.1.4 EDIFICIOS DE MÚLTIPLES PISOS

La respuesta torsional de un edificio general de múltiples pisos es bastante compleja. Sin embargo, es interesante notar que la respuesta de una clase especial de edificios, en los cuales los centros de masa se encuentran en una línea vertical y las matrices de rigidez de los planos resistentes, cuentan con una relación constante una con otra, puede ser obtenida analizando un edificio de un piso torsionalmente acoplado asociado y un edificio torsionalmente desacoplado de múltiples pisos. Por consiguiente, los resultados obtenidos para un edificio de un solo piso se aplican también a un edificio de múltiples pisos de una clase muy especial (Kan y Chopra 1976; De la Llera y Chopra⁶ 1994a). Los resultados también se aplican en un sentido aproximado a una clase más general de edificios que no satisfacen exactamente los requisitos precisados para un edificio de esta clase especial.

A continuación se presentan dos ejemplos desarrollados en el primer estudio de Humar y Kumar, sobre la respuesta torsional de edificios asimétricos de varios pisos.

2.1.4.1 Ejemplo 1

Como ejemplo de una clase general del edificio de varios pisos, se considera un edificio de cortante de cinco pisos. La vista en planta para el edificio es similar a la mostrada en la Fig. 1-1. Los planos que resisten en la dirección “y” tienen características y localizaciones arbitrarias de rigidez. Los centros de resistencia equidistan así en la dirección x con los centros de la masa. La excentricidad entre el centro de la masa y el centro de resistencia cambia de piso al piso. Los planos resistentes en la dirección x se localizan de manera que los centros de la masa y de resistencia en un piso se localicen en el mismo eje horizontal, y el edificio sea simétrico sobre este eje. La masa de cada piso se toma como 400 t, el momento total

de la inercia como 86 400 t.m², el ancho de piso como 36 m, y la relación de forma igual a 1.

Para un edificio de cortante, la rigidez lateral total K_y , la excentricidad de la rigidez, y la relación de las frecuencias torsional y lateral desacopladas Ω_R se pueden definir independientemente para cada piso. Cuando el Ω_R de piso es constante en la altura, es también igual al valor global de Ω_R . En el edificio que es considerado, la rigidez lateral total de cada piso tiene el mismo valor, y este valor se ajusta de modo que el periodo fundamental del edificio sea 1 s. La excentricidad de la rigidez “e” es 0.2b para el primer y segundo piso, y 0.1b para el tercero, el cuarto, y el quinto piso. La relación de frecuencias es constante en la altura del edificio. Son considerados cinco tipos distintos de edificios con cocientes de frecuencias de 0.75, 1.0, 1.25, 1.50, y 2.0.

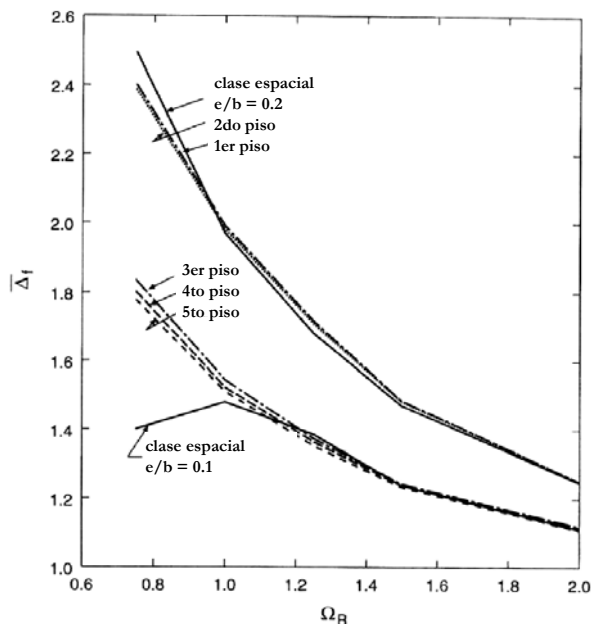
Cada edificio es sometido a un movimiento sísmico representado por un espectro plano de respuesta. Con el fin de determinar el efecto de la torsión, la respuesta del edificio torsionalmente desequilibrado se compara a la de un edificio torsionalmente equilibrado asociado, que tiene rigidez lateral, masa, y Ω_R idénticas pero en cual los centros de la masa y de rigidez coinciden.

La Fig. 2-13 muestra el desplazamiento normalizado máximo de los pisos en el borde flexible del edificio torsionalmente desequilibrado y el desplazamiento correspondiente en el edificio torsionalmente equilibrado asociado, graficado en función de Ω_R . Las curvas se muestran para cada uno de los cinco pisos. La Fig. 2-13 también presenta otras dos curvas, una para un edificio desequilibrado que es similar al edificio en cuestión excepto que en este las excentricidades estáticas en todos los pisos son 0.1b y la otra para un edificio en el cual todas las excentricidades estáticas son 0.2b. Estos dos edificios pertenecen a la clase especial y sus respuestas

normalizadas son idénticas a las de edificios de un piso que tienen los mismos valores de K_y , e , y Ω_R .

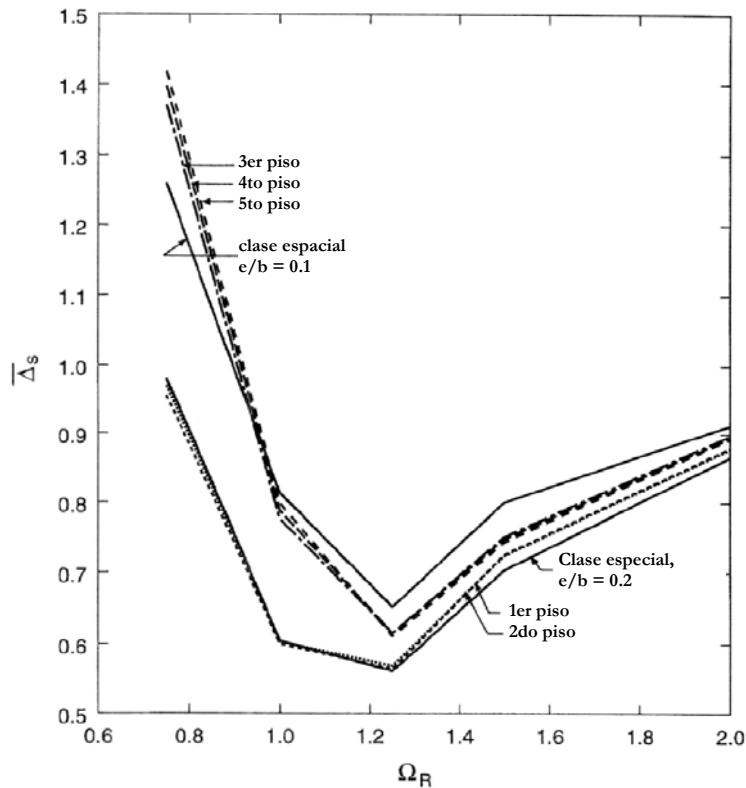
La relación del desplazamiento del lado flexible de los pisos en el edificio torsionalmente desequilibrado y el del edificio torsionalmente equilibrado asociado $\bar{\Delta}_f$, para los primeros y segundos pisos, que tienen $e = 0.2b$, están razonablemente cerca del $\bar{\Delta}_f$ para la clase especial de edificios asociada con $e = 0.2b$. Similarmente, los valores del $\bar{\Delta}_f$ para los pisos 3, 4, y 5 están cerca de los correspondientes para un edificio de clase especial con $e = 0.1b$, excepto cuando $\Omega_R = 0.75$. Para $\Omega_R = 0.75$, la respuesta para la clase especial de edificios muestra una inclinación localizada, que se suaviza hacia fuera en la clase general de edificios. Los resultados para un espectro hiperbólico (no presentados aquí) muestran tendencias similares según lo afirman los autores.

Fig. 2-13 Desplazamiento normalizado de los pisos en el borde flexible de un edificio de clase general, espectro plano.



La Fig. 2-14 muestra los desplazamientos normalizados del borde rígido para cada uno de los cinco pisos del edificio estudiado, graficados en función de Ω_R . Para la comparación, curvas de $\bar{\Delta}_s$ de la clase especial de edificios con $e = 0.1b$ y $e = 0.2b$ también se muestran. Como en el caso del $\bar{\Delta}_f$, los valores de $\bar{\Delta}_s$ para los pisos 1 y 2 están cerca de los correspondientes para la clase especial de edificios con $e = 0.2b$, mientras que las curvas para los pisos 3, 4, y 5 están cerca de los resultados para la clase especial de edificios con $e = 0.1b$. Los resultados para un espectro hiperbólico conducen a las conclusiones similares.

Fig. 2-14 Desplazamiento normalizado de los pisos en el borde rígido de un edificio de clase general, espectro plano.



Los resultados presentados hasta ahora tienden a indicar que las provisiones torsionales de diseño desarrolladas de los estudios para edificios de un piso, son también apropiadas para los edificios de múltiples pisos de la clase especial, y se pueden razonablemente utilizar incluso para una clase más general de edificios en que los centros de masa y de resistencia no estén en dos líneas verticales. Una verificación para esta declaración puede ser proporcionada comparando los valores $\bar{\Delta}_f$ y $\bar{\Delta}_s$ obtenidos de un análisis dinámico del espectro de respuesta con los dados por las recomendaciones sugeridas de diseño, ecuaciones [2-16] y [2-17].

Para verificar si las ecuaciones [2-16] y [2-17] pueden ser utilizadas en el diseño de una clase general de edificios en los cuales las excentricidades cambian de piso al piso, uno de los edificios de cortante de cinco pisos descritos anteriormente, teniendo un valor especificado de Ω_R para cada piso, se analiza, primero para un espectro plano de respuesta con las rotaciones de piso restringidas. El análisis proporciona el valor máximo de los cortantes de piso de los cuales las fuerzas correspondientes de piso pueden ser derivadas. Los resultados para los edificios con $\Omega_R = 1$, período fundamental $T = 1.0$ s, y un valor del espectro respuesta de $1g$ se muestran en la Tabla 2-1. El cortante basal indicado en la tabla 1 se puede también distribuir a lo largo de la altura según las recomendaciones de la NBCC. Las fuerzas de piso calculadas se muestran en la tabla 1. Estos valores son algo diferentes a las fuerzas de piso obtenidas por un análisis dinámico. Las fuerzas dinámicas del piso, F_i , mostradas en la tabla 1, se pueden utilizar junto con las ecuaciones [1-11a] y [1-11b] para obtener una estimación del valor global de Ω_R , que en este caso se resuelve para ser exactamente igual a 1. Los cortantes de diseño para los pórticos de los bordes flexible y rígido, se obtienen de los análisis de espectro respuesta dinámica del edificio equilibrado y desequilibrado. Los resultados obtenidos son mostrados en la de la tabla 2-2. Los cocientes entre los cortantes dinámicos de piso para los

pórticos del edificio desequilibrado y el valor correspondiente para el edificio equilibrado, proporcionan los cocientes de desplazamiento de los pisos $\bar{\Delta}_f$ y $\bar{\Delta}_s$.

Luego, los cortantes de diseño son obtenidos usando las ecuaciones [2-16] y [2-17a]. Según lo discutido anteriormente, una parte de la excentricidad de diseño igual a $0.05b$ en la ecuación [2-16] y $-0.05b$ en la ecuación [2-17a] pueden asumirse para tener en cuenta la torsión accidental. La parte de la excentricidad del diseño que considera la torsión natural es entonces en este caso “ $e + 0.05b$ ” y “ $e - 0.05b$ ” para el borde flexible y rígido del edificio respectivamente. Para calcular los cortantes en los pórticos del borde flexible, las fuerzas dinámicas de piso mostradas en la tabla 2-1 se aplican a través de puntos localizados $0.05b$ a la izquierda del centro de masa. Se utilizan las fuerzas dinámicas, en lugar de las del NBCC, de modo que los cortantes estáticos de diseño no sean afectados por ninguna diferencia entre la distribución de cortantes en la altura obtenida por análisis dinámico y las obtenidas por la distribución del NBCC. Esto permite una evaluación de la conveniencia de la excentricidad de diseño en concepción del efecto de torsional. Un análisis estático para las fuerzas aplicadas según lo descrito arriba proporciona los cortantes en el pórtico del borde flexible, estos cortantes y los valores correspondientes de $\bar{\Delta}_f$ se muestran también en la tabla 2-3. Las fuerzas dinámicas del piso mostradas en la tabla 2-1 ahora se aplican a una distancia de $0.05b$ a la derecha de los centros de masa. Un análisis estático para estas fuerzas proporciona los cortantes en el pórtico del borde rígido. Este cortante también se muestra en la tabla 2-3 con los valores correspondientes de $\bar{\Delta}_s$.

Tabla 2-1 Respuesta de un edificio de cinco pisos a un movimiento sísmico representado por un espectro de respuesta plano, con aceleración espectral de 1g.

Piso	Máximo cortante de piso (kN)	Fuerzas de piso F_i (kN)	Fuerzas de piso NBCC (kN)
5	5 137.9	5137.9	5788.2
4	9 597.6	4459.7	4630.6
3	13 220.8	3623.2	3472.8
2	15 876.2	2655.4	2315.2
1	17 364.4	1488.2	1157.6

Los desplazamientos normalizados del borde flexible $\bar{\Delta}_f$ de los pisos, calculados de un análisis dinámico se comparan con los obtenidos con el análisis estático usando la excentricidad de diseño para el primer y quinto piso en la Fig. 2-15a. En cada caso, los dos grupos de valores están bastante cercanos. Los resultados obtenidos para otros pisos son similares, según los autores.

Tabla 2-2 Cortantes de diseño en los pórticos de los bordes flexible y rígido de un edificio de cinco pisos, obtenidos de un análisis dinámico.

Piso	Edificio torsionalmente balanceado, cortante (kN)		Edificio torsionalmente desbalanceado, cortante (kN)		$\bar{\Delta}_f$	$\bar{\Delta}_s$
	Borde flexible	Borde rígido	Borde flexible	Borde rígido		
5	650.8	1164.6	981.4	929.1	1.510	0.798
4	1215.7	2175.4	1852.9	1714.2	1.524	0.788
3	1674.6	2996.7	2585.6	2328.1	1.544	0.777
2	1693.5	4868.7	3337.4	2936.1	1.982	0.603
1	1852.2	5325.1	3690.0	3194.9	1.992	0.600

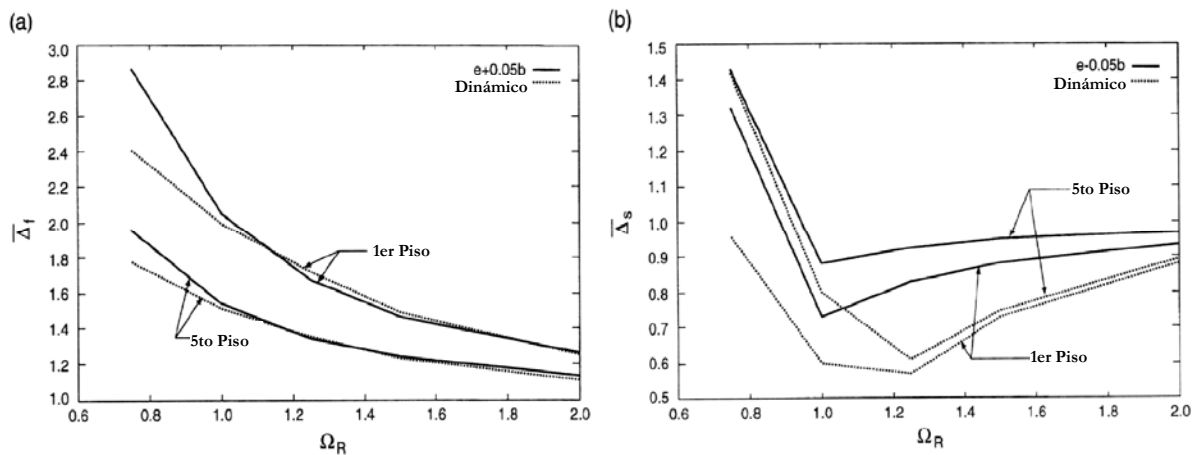
Una comparación de los desplazamientos normalizados del borde rígido se presenta en la Fig. 2-15b para el primer y quinto piso. En cada caso, la excentricidad estática

de diseño proporciona un valor conservador para $\bar{\Delta}_s$, los autores afirman que resultados similares se obtienen para los otros pisos.

Tabla 2-3 Cortantes de diseño obtenidos de un análisis estático.

Piso	Cortantes (kN)		$\bar{\Delta}_f$	$\bar{\Delta}_s$
	Borde flexible $e + 0.05b$	Borde rígido $e - 0.05b$		
5	1001.7	1024.3	1.549	0.880
4	1871.6	1913.9	1.540	0.880
3	2578.9	2637.1	1.540	0.880
2	3471.0	3553.5	2.050	0.730
1	3797.0	3887.3	2.050	0.730

Fig. 2-15 Comparación de los cocientes de desplazamiento obtenidos de un análisis dinámico y de las recomendaciones para diseño estático, espectro plano, (a) borde flexible y (b) borde rígido.



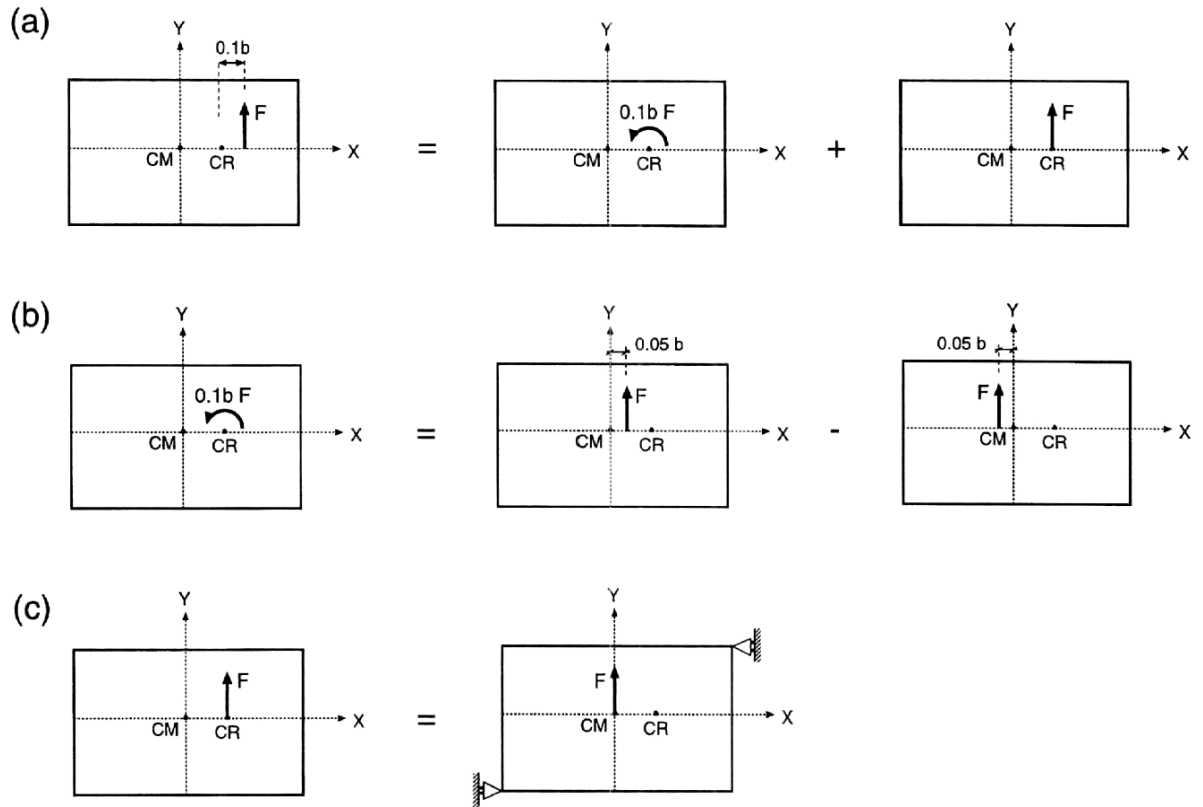
Según Humar y Kumar el cálculo de $\bar{\Delta}_s$ para $\Omega_R = 0.75$ requiere una explicación adicional. En este caso, según la ecuación [2-17b] las fuerzas del diseño se deben aplicar en una distancia de $0.1b$ a la derecha de los centros de la resistencia, según lo demostrado en la vista de planta en la Fig. 2-16a. Sin embargo, esto no puede ser

realizado directamente si no se conocen las localizaciones de los centros de resistencia, por lo que un método indirecto se utiliza. Las cargas en la Fig. 2-16a se representan como superposición de un grupo de momentos torsionales mostrados en la Fig. 2-16b y las fuerzas laterales mostradas en la Fig. 2-16c. Se realizan tres grupos de análisis estáticos: (a) un análisis tridimensional con las fuerzas del piso aplicadas $0.05b$ a la izquierda de los centros de la masa, (b) un análisis tridimensional con las fuerzas del piso aplicadas $0.05b$ a la derecha de los centros de la masa, y (c) un análisis con las fuerzas del piso aplicadas en cualquier punto del piso, pero con las rotaciones de piso restringidas. Los tipos del análisis (a) y (b) son similares a los requeridos para otros valores de Ω_R . El análisis tipo (c) es adicional, pero ya ha sido realizado con el fin de obtener una estimación de Ω_R . Denominando los cortantes en cualquier piso del pórtico del borde rígido obtenidos de los tres sistemas de análisis por r_a , r_b , y r_c , respectivamente y el cortante de diseño por r_t , es evidente que $r_b - r_a$ proporciona el cortante del sistema de cargas mostrado en la Fig. 2-16b, mientras que el r_c proporciona el cortante producido por el sistema de cargas mostrado en la Fig. 2-16c. así, tenemos

$$r_t = r_c + r_b - r_a \quad [2-18]$$

Análisis similares son repetidos para un espectro hiperbólico. Los resultados (no presentados aquí) demuestran que las excentricidades estáticas de diseño propuestas por Humar y Kumar producen desplazamientos de diseño que son bastante conservadores.

Fig. 2-16 Derivación del cortante estático correspondiente a una excentricidad de diseño de $-0.1b$.



2.1.4.2 Ejemplo 2

Como otro ejemplo para analizar la respuesta torsional de un edificio de varios pisos de clase general, Humar y Kumar consideran el edificio mostrado en la Fig. 2-17. El edificio tiene forma de L en planta y es de cinco pisos. La resistencia a fuerzas laterales en la dirección “y” es proporcionada por tres pórticos de acero. Las vigas del piso se consideran flexibles, de modo que el edificio no es de tipo cortante. El edificio es asimétrico sobre el eje “y” y los centros de resistencia no se localizan en una línea vertical. Un solo pórtico resistente se proporciona en la dirección x; y este pórtico funciona a través del centro de masa, de modo que el edificio es simétrico sobre el eje x. Las masas de piso y los momentos de inercia se muestran en la tabla 2-

4. El edificio se sujeta a un sismo en la dirección Y. La distribución del cortante basal V , se obtiene según las recomendaciones del NBCC, y también se muestra en la tabla 2-4.

Las fuerzas de piso F_i mostradas en la tabla 2-4 se utilizan junto con las ecuaciones [1-11a] y [1-11b] para obtener la relación global de frecuencias, y se resuelven para ser 1.05. Las ecuaciones aplicables de la excentricidad de diseño son por tanto las ecuaciones [2-16] y [2-17a].

Se asume que el movimiento del terremoto puede representarse por un espectro plano de respuesta con una aceleración espectral de $1g$. Un análisis del espectro respuesta del edificio con las rotaciones del piso restringidas proporciona los cortantes y las fuerzas de piso mostrados en la tabla 2-5. El mismo análisis proporciona cortantes en el pórtico flexible del extremo izquierdo del edificio y del pórtico rígido en el extremo derecho. Estos resultados se presentan en las tablas 2-6 y 2-7 bajo el título "equilibrio dinámico". El análisis del espectro respuesta se repite ahora con las rotaciones de piso libres. Los cortantes de piso para los pórticos flexibles y rígidos obtenidos de tal análisis se muestran en las tablas 2-6 y 2-7 bajo el título "desequilibrio dinámico." Las relaciones entre los cortantes de piso obtenidos del análisis del edificio desequilibrado y los obtenidos del análisis del edificio equilibrado son calculadas y también se presentan en las tablas.

Fig. 2-17 Vista en planta y detalle de los pórticos para un edificio de cinco pisos de clase general.

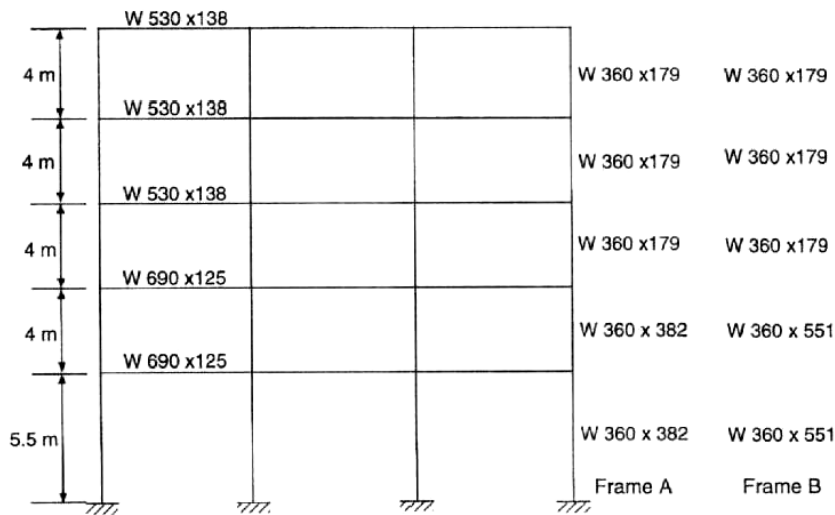
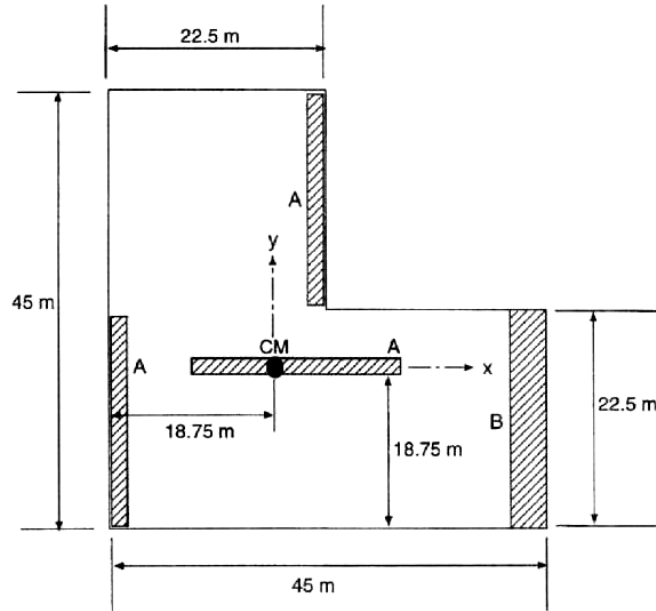


Tabla 2-4 Distribución del cortante basal, V , en un edificio de aparcado de cinco pisos de acuerdo con las provisiones del NBCC.

Nivel de piso	Masa (t)	Masa rotacional (t.m ²)	Distribución de cortante basal
5	774	239 480	0.3185V
4	774	239 480	0.2593V
3	774	239 480	0.2000V
2	774	239 480	0.1407V
1	774	239 480	0.0815V

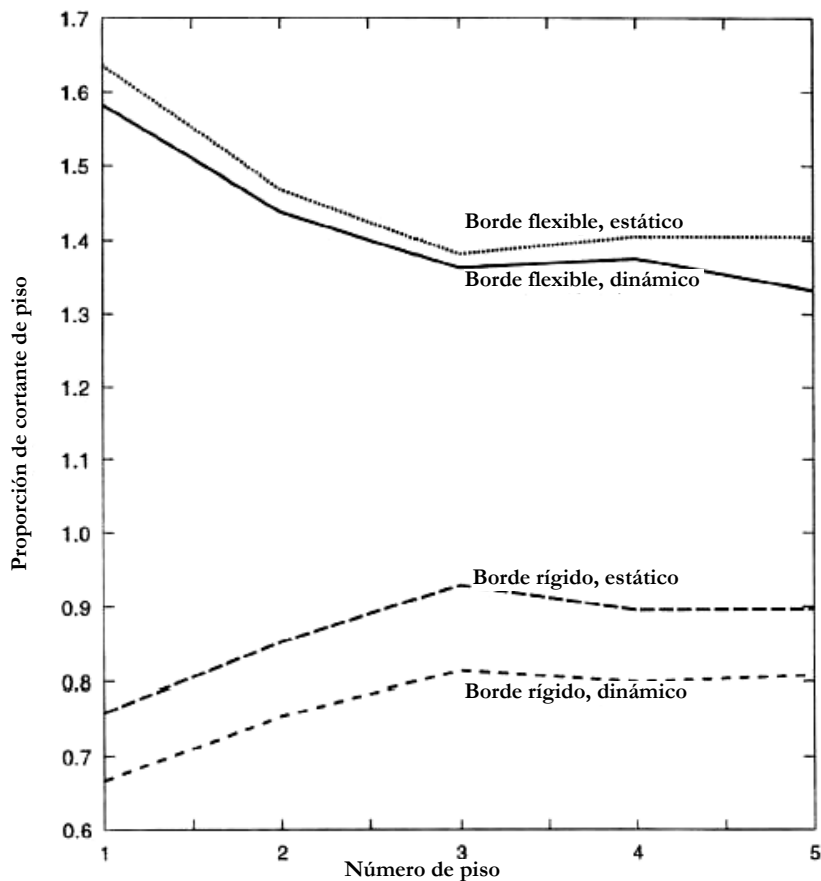
Tabla 2-5 Cortantes y fuerzas de piso en un edificio balanceado de cinco pisos sujeto a un espectro plano de 1g.

Nivel de piso	Cortante de piso (kN)	Fuerzas de piso (kN)
5	10 473	10 473
4	18 961	8 488
3	25 314	6 353
2	29 490	4 176
1	31 987	2 497

Los cortantes de diseño son obtenidos usando las ecuaciones [2-16] y [2-17a], ajustadas según lo descrito anteriormente para la torsión accidental. Para calcular los cortantes en los pórticos del borde flexible, las fuerzas dinámicas de piso mostradas en la tabla 2-5 se aplican a través de puntos localizados $0.05b$ a la izquierda del centro de masa. Un análisis estático para las fuerzas aplicadas según lo descrito, proporciona los cortantes en el pórtico del borde flexible. Estos cortantes se muestran en la tabla 2-6. Los valores correspondientes de los cocientes entre los cortantes estáticos y los cortantes dinámicos en un edificio equilibrado también se muestran. Las fuerzas dinámicas de piso mostradas en la tabla 2-5 ahora se aplican a una distancia de $0.05b$ a la derecha de los centros de masa. Un análisis estático para estas fuerzas proporciona los cortantes en el pórtico rígido de borde. Estos cortantes también se muestran en la tabla 2-7 con los valores correspondientes de los

cocientes entre los cortantes de diseño obtenidos del análisis estático y los obtenidos de un análisis dinámico del edificio equilibrado. Los cocientes del cortante de piso obtenidos de análisis dinámicos se comparan nuevamente con los obtenidos de un análisis estático en la Fig. 2-18. Los resultados presentados en la tablas 2-6 y 2-7 y en la Fig. 2-18 demuestran que las recomendaciones propuestas por Humar y Kumar en el presente estudio para diseño estático son bastante satisfactorias.

Fig. 2-18 Relación de cortantes entre un edificio de cinco pisos torsionalmente desbalanceado y el correspondiente torsionalmente balanceado, espectro plano.



Análisis similares a los presentados en los ejemplos 1 y 2 han realizado por Humar y Kumar para un buen número de edificios de diferentes tipos y de varios pisos.

Observando que mientras la relación entre la rigidez torsional y la rigidez lateral no varíe substancialmente de piso a piso, el procedimiento de diseño estático definido por las excentricidades dadas en las ecuaciones [2-16] y [2-17] es adecuado. Cuando el cociente de la rigidez varía considerablemente, los cortantes de diseño obtenidos de un análisis dinámico son bastante diferentes de los obtenidos usando las excentricidades del diseño.

Tabla 2-6 Cortantes de piso en el borde flexible e un edificio de cinco pisos balanceado y desbalanceado

Nivel de piso	Cortantes (kN)			Desbalanceado	
	Balanceado dinámico	Desbalanceado dinámico	Relación (3)/(2)	Cortante estático (kN) $e + 0.05b$	Relación (5)/(2)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
5	3488	4 640	1.332	4 888	1.404
4	6304	8 682	1.374	8 854	1.404
3	8534	11 620	1.362	11 786	1.381
2	9454	13 598	1.438	13 882	1.468
1	9350	14 804	1.583	15 270	1.637

Tabla 2-7 Cortantes de piso en el borde rígido e un edificio de cinco pisos balanceado y desbalanceado

Nivel de piso	Cortantes (kN)			Desbalanceado	
	Balanceado dinámico	Desbalanceado dinámico	Relación (3)/(2)	Cortante estático (kN) $e - 0.05b$	Relación (5)/(2)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
5	3 502	2834	0.809	3 144	0.898
4	6 356	5074	0.798	5 696	0.896
3	8 246	6718	0.815	7 594	0.929
2	10 582	7974	0.754	9 028	0.853
1	13 290	8562	0.667	10 086	0.759

2.1.5 RESUMEN Y CONCLUSIONES DEL PRIMER ESTUDIO DE HUMAR Y KUMAR

La respuesta torsional inducida en edificios asimétricos por un movimiento sísmico en el terreno es una consideración indiscutiblemente importante en el diseño de tales edificios. En los resultados analíticos que se presentaron en este estudio para la respuesta elástica de modelos de edificio de un solo piso y de múltiples pisos con los centros de masa y de resistencia no coincidentes, se identifican los parámetros más importantes que gobiernan la respuesta torsional y se presentan las recomendaciones modificadas de diseño. Se demuestra que los resultados y las recomendaciones derivados del estudio de un modelo de un piso también se aplican, por lo menos aproximadamente, a una clase más general de edificios en los cuales el cociente entre la rigidez torsional y traslacional no varía perceptiblemente a lo largo de la altura.

1. La respuesta de un edificio asimétrico ante un movimiento sísmico específico, expresado en términos de los desplazamientos laterales en el centro de masa y a una distancia r de él, esta gobernada por la frecuencia lateral desacoplada ω_y , la relación entre las frecuencias lateral y torsional desacopladas Ω_R , y la excentricidad estática normalizada e/r . Cuando se requiere, la respuesta en otro punto específico en la cubierta, por ejemplo, en el borde flexible o rígido, r y por lo tanto la relación de forma del edificio debe también ser considerada.

2. La relación entre las frecuencias Ω_R tiene un efecto bastante importante en la respuesta. Para $\Omega_R = 1$, el cociente entre el momento torsional dinámico y el momento torsional estático se amplifica considerablemente, particularmente para los valores bajos de excentricidad estática. Este hecho ha proporcionado la base para una recomendación tradicional con la cual los diseños $\Omega_R = 1$ deben ser evitados. Sin embargo, los desplazamientos y las fuerzas de diseño en los planos resistentes

dependen de una combinación del cortante y momento torsional. Una alta amplificación solo del momento torsional, no significa necesariamente que las fuerzas de diseño sean críticas. Los resultados analíticos demuestran que una relación de frecuencias igual a 1 no es crítica, y no hay razón de evitar diseños con $\Omega_R = 1$.

3. Un valor bajo de Ω_R , es decir debajo de 0.8, puede conducir a un gran aumento en los desplazamientos del borde flexible y rígido, y puede causar peligro en los planos resistentes situados en esos bordes. Consideraciones especiales de diseño deberían aplicarse en el diseño de estructuras con valores bajos de Ω_R . Por lo tanto es una buena práctica de diseño obtener una estimación de Ω_R . Para edificios de múltiples pisos, Ω_R se puede determinar con suficiente exactitud usando el método de Rayleigh. Esto requiere un par de análisis estáticos.

4. La excentricidad de diseño especificada por el NBCC (ecuación [2-15a]) para determinar la fuerza en los planos del lado flexible del centro de resistencia es extremadamente conservadora. La expresión alternativa dada por la ecuación [2-16] proporciona una excentricidad de diseño que es menos conservadora y, al mismo tiempo, adecuada para todo el rango de valores de Ω_R y de e . Además, de diferente de la expresión de la NBCC, ecuación [2-16] no incluye un multiplicador en la excentricidad; su puesta en práctica por lo tanto no requiere la determinación explícita de los centros de resistencia. Esto simplifica considerablemente el análisis requerido para determinar la fuerza requerida en los planos resistentes.

5. La excentricidad de diseño especificada por la NBCC para el lado rígido del centro de resistencia es conservadora para los valores más altos del cociente de las frecuencias, pero inadecuada para los valores bajos. Una alternativa lógica es especificar dos excentricidades del diseño distintas, una para valores de Ω_R elevados

y la otra para los valores bajos. Las expresiones de diseño revisadas dadas por las ecuaciones [2-17a] y [2-17b] alcanzan este objetivo. Una vez más las recomendaciones sugeridas no tienen ningún multiplicador en la excentricidad estática y no requieren la determinación de los centros de resistencia. El uso de las nuevas recomendaciones, especialmente de las ecuaciones [2-17a] y [2-17b], requiere que el cociente de las frecuencias Ω_R sea determinado. Esto es simple para los edificios de un solo piso, para edificios de varios pisos el método de Rayleigh proporciona una buena estimación de Ω_R . Nuevamente Ω_R tiene un efecto significativo en la respuesta torsional de los edificios. Un buen diseño debe evitar valores bajos de Ω_R .

6. La torsión en edificios se puede clasificar como torsión natural y torsión accidental. La torsión accidental resulta de la incertidumbre en la distribución de la masa y de la rigidez además de la componente rotacional del movimiento sísmico. De hecho, estudios anteriores han demostrado que la torsión debido al movimiento rotacional del terreno es bastante pequeña. La torsión accidental que se presenta de la incertidumbre en la distribución de la rigidez y de la masa se debe tratar por medios estadísticos. Los estudios estadísticos recientes han indicado que el efecto de la torsión accidental se puede estimar en un par de análisis dinámicos en los cuales la excentricidad estática es aumentada o disminuida por $0.05b$. Esta disposición se utiliza en el estudio actual al considerar la torsión accidental, y los resultados revisados de la respuesta se comparan con la respuesta obtenida de los valores de la excentricidad del diseño sugeridos en las ecuaciones [2-16] y [2-17]. Las expresiones propuestas por los autores del presente estudio para la excentricidad de diseño continúan siendo adecuadas incluso cuando el efecto de la torsión accidental es incluido.

7. Los edificios en los cuales la excentricidad se presenta parcialmente o completamente porque el centro de masa es equidistante del centro geométrico del edificio son llamados edificios excéntricos en la masa. El desplazamiento del borde rígido para estos edificios llega a ser crítico. Las recomendaciones de la ecuación [2-17] siguen siendo adecuadas, con tal que la excentricidad de la masa no sea grande y la relación de forma no sea baja. Para altas excentricidades de masa y bajas relaciones de forma, la ecuación [2-17b] puede utilizarse en todos los casos en los cuales Ω_R sea menor que 1.25.

8. Las conclusiones presentadas en los párrafos anteriores por Humar y Kumar se basan en los estudios analíticos de la respuesta de un edificio de un piso para un sismo representado por un espectro idealizado de respuesta plano o hiperbólico. La validez de las conclusiones es verificada analizando la respuesta del modelo de edificio de un piso para una serie de movimientos sísmicos registrados. Los parámetros que gobiernan el modelo, es decir Ω_R y e , varían sobre un amplio rango para cubrir todos los casos prácticos. Los resultados obtenidos de estos análisis confirman la validez de las conclusiones presentadas anteriormente.

9. Las conclusiones derivadas de estudios de edificios de un piso también se aplican a edificios de varios pisos, mientras tales edificios no sean substancialmente irregulares en la altura, y la relación de las rigideces torsional y lateral no varíe perceptiblemente a lo largo de la altura.

J.L. HUMAR Y P. KUMAR, 1999

2.2 TORSIONAL MOTION OF BUILDINGS DURING EARTHQUAKES. II. INELASTIC RESPONSE

En el estudio anterior sobre la respuesta torsional elástica de modelos de edificios sujetos a un movimiento sísmico, fue mostrado por los autores que las recomendaciones actuales de *the National Building Code of Canada* para el diseño contra la torsión inducida en la estructura por un evento sísmico, son bastante conservadoras para el borde flexible del edificio, pero pueden ser inadecuadas para el borde rígido. De acuerdo con los resultados de los estudios en la respuesta elástica, un nuevo grupo de recomendaciones para el diseño fue sugerido por ellos. El presente estudio se ocupa de la respuesta torsional inelástica de edificios de un piso y de varios pisos, diseñados según las recomendaciones sugeridas en estudio pasado considerando los efectos de la torsión natural y accidental.

El objetivo de esta sección es presentar una breve revisión del comportamiento inelástico de las estructuras de edificio ante la torsión inducida por un sismo, y determinar si los lineamientos de diseño presentados en el documento anterior por los mismos autores del estudio actual sobre la respuesta torsional elástica son también aplicables cuando se espera que la estructura del edificio llegue hasta el rango inelástico.

2.2.1 MODELO DE UN PISO PARA EL ESTUDIO DE LA RESPUESTA TORSIONAL

Nuevamente se toma como base un modelo en planta similar al presentado en la Fig.1-1. Como se comento anteriormente en este modelo, el piso del edificio se asume infinitamente rígido en su propio plano, la masa total se concentra en el nivel del piso, y los planos de resistencia lateral se orientan a lo largo de los dos ejes principales del edificio. Los ejes coordenados se toman paralelos a los ejes principales del edificio y su origen se sitúa en el centro de masa. En el rango elástico, el plano i paralelo al eje de x tiene una rigidez K_{xi} , mientras que el plano i en la dirección de y tiene una rigidez K_{yi} . La distribución de la rigidez es simétrica sobre el eje x pero es asimétrica sobre el eje y . Así el centro de rigidez se localiza en el eje x a una distancia e del centro de la masa, donde e esta dado por la ecuación [1-10b] presentada en el capítulo 1:

$$e = \frac{\sum_{i=1}^N k_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^N k_{yi}} \quad [1-10b]$$

Donde N es el número de planos resistentes en la dirección y y x_i es la distancia desde el centro de masa al plano i a lo largo del eje y .

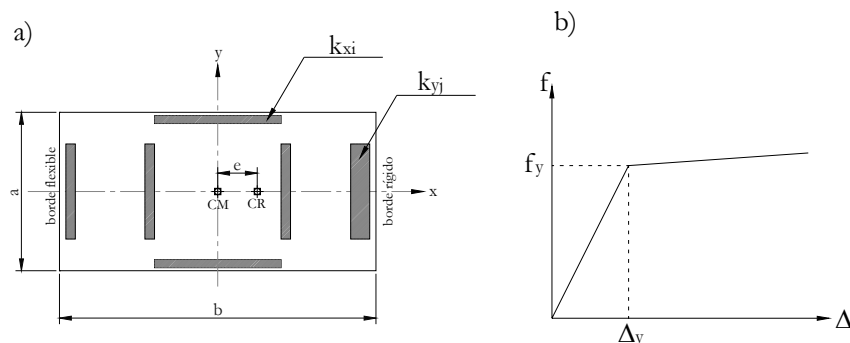
La fuerza elástica en un plano resistente es proporcional a la rigidez del plano. Por lo tanto, en el rango elástico el centro de resistencia coincide con el centro de rigidez y se designa como CR. En el presente estudio, se asume que cada uno de los planos resistentes del edificio en la Fig. 2-19a poseen la relación fuerza-deformación bi-lineal mostrada en la Fig. 2-19b, la fuerza de fluencia del plano i en la dirección “ y ” es f_{yi} , y en la dirección x es f_{xi} . Como en el caso de la rigidez, la distribución de la

fuerza es simétrica sobre el eje x , pero es asimétrica sobre el eje y . El centro de fuerzas, definido para la condición cuando todos los planos resistentes en la dirección de y están fluyendo, se localiza a una distancia e desde centro de masa, donde e está dado por

$$e = \frac{\sum_{i=1}^N f_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^N f_{yi}} \quad [2-19]$$

En el rango elástico, la respuesta del edificio mostrado en la Fig. 2-19a para un movimiento sísmico dado en la dirección de y está gobernada por la frecuencia desacoplada de traslación en la dirección “ y ” ω_y ; el cociente de la excentricidad e/r , el radio total del giro r sobre el centro de la masa; y el cociente de la frecuencia rotacional desacoplada ω_θ y la frecuencia de traslación desacoplada ω_y , $\Omega_R = \omega_\theta/\omega_y$ (Humar y Kumar⁷ 1998). Las frecuencias desacopladas se obtienen de las ecuaciones presentadas en el primer capítulo, [1-7] y [1-8]. La respuesta torsional de un sistema inelástico está gobernada por un número adicional de parámetros, los cuales han sido discutidos detalladamente por De La Llera y Chopra (1994).

Fig. 2-19 (a) vista en planta de un edificio de un piso mono-simétrico. (b) relación fuerza-desplazamiento para el plano i .



2.2.2 RECOMENDACIONES DE CÓDIGO PARA EL DISEÑO CONTRA TORSIÓN

Si los planos resistentes en un sistema inelástico torsionalmente desequilibrado tienen las mismas fuerzas que las correspondientes del sistema torsionalmente equilibrado, los movimientos torsionales inducidos en el primero, pueden causar grandes desplazamientos e imponer grandes demandas de ductilidad en algunos de sus planos. Para mantener los desplazamientos y ductilidades dentro de límites aceptables, es necesario aumentar las fuerzas de fluencia de los planos más afectados en el sistema desequilibrado.

Debe ser observado que para un edificio diseñado para permanecer en el rango elástico, los movimientos torsionales causan un aumento en las fuerzas laterales de los planos resistentes. El requisito de diseño para el sistema elástico consiste en asegurarse de que para cada plano la fuerza de fluencia sea mayor que la fuerza máxima impuesta. Por otra parte, en un sistema inelástico el requisito de diseño es limitar la demanda de ductilidad, ahora bien, la demanda de ductilidad también es controlada variando la fuerza de fluencia.

Las recomendaciones de los códigos para el diseño contra torsión especifican reglas empíricas simplificadas para determinar la fuerza requerida de los planos resistentes. En general, las normas de diseño son iguales para los sistemas elásticos e inelásticos y se expresan en términos de excentricidades efectivas de diseño. Como ejemplo, *The National Building Code of Canada* (NBCC) (Canadian Commission 1995) requiere que las fuerzas de fluencia sean determinadas aplicando el cortante de diseño sobre un punto localizado a una distancia del centro de resistencia igual a la excentricidad de diseño y después calculando las fuerzas en planos resistentes por medio de un análisis elástico. Las excentricidades de diseño en la NBCC están dadas por las

ecuaciones [2-15a] y [2-15b], que se presentaron anteriormente. Los cortantes de diseño en cada plano son determinados tomando el más grande de los dos valores obtenidos usando las ecuaciones [2-15a] y [2-15b]. En general, la ecuación [2-15a] se utiliza para el diseño de los planos en el borde flexible, es decir del mismo lado del centro de masa. La ecuación [2-15b] se utiliza para el diseño de los planos en el lado rígido. Sin embargo, en algunos casos la ecuación [2-15a] produce un valor mayor para la fuerza requerida en tales planos y debe ser utilizada en lugar de la ecuación [2-15b].

Fue mostrado en la investigación sobre la respuesta torsional de sistemas elásticos (Humar y Kumar 1998) que la ecuación [2-15a] es muy conservadora. Por otra parte, la ecuación [2-15b] no es adecuada para los sistemas con valores bajos del cociente de las frecuencias Ω_R . Las expresiones alternativas para las excentricidades de diseño dadas por las ecuaciones [2-16], [2-17a] y [2-17b] fueron sugeridas.

En estudios anteriores (De La Llera y Chopra 1994), se demostró que un sistema de tres planos es adecuado para representar el comportamiento inelástico de la mayoría de los edificios asimétricos con una vista en planta similar a la Fig. 2-19, incluyendo aquellos que tienen más de tres planos. También se ha demostrado que la presencia de los planos en la dirección x generalmente mejora el funcionamiento de los edificios torsionalmente desequilibrados. Por otra parte, la contribución de tales planos no puede ser sobreestimada porque pueden haber fluido bajo la acción de un movimiento sísmico simultáneo en la dirección x (De La Llera y Chopra 1994; Goel y Chopra 1990). Por todas estas razones, Humar y Kumar utilizan en este estudio el modelo de tres planos mostrado en la Fig. 2-20. En este modelo hay tres planos en la dirección “ y ”, y los planos de la dirección x no contribuyen a la resistencia torsional. La inclinación del segundo tramo de la relación fuerza-desplazamiento mostrada en

la Fig. 2-19b se toma como 5% de la inclinación inicial. La relación de forma de la planta a/b es asumida de 0.5, donde a es la dimensión a paralela al sismo.

Haciendo referencia al sistema mostrado en la Fig. 2-20, las fuerzas de fluencia para el diseño de los planos individuales en la dirección y están dados por:

$$f_1 = V_0 \frac{k_1}{K_y} \left[1 + \frac{1}{\Omega_R^2} \left(\frac{b}{r} \right)^2 \frac{e_{d1}}{b} (\bar{e} + 0.5) \right] \quad [2-20]$$

$$f_2 = V_0 \frac{k_2}{K_y} \left[1 + \frac{1}{\Omega_R^2} \left(\frac{b}{r} \right)^2 \frac{e_{d1}}{b} \bar{e} \right] \quad [2-21]$$

$$f_3 = V_0 \frac{k_3}{K_y} \left[1 - \frac{1}{\Omega_R^2} \left(\frac{b}{r} \right)^2 \frac{e_{d2}}{b} (0.5 - \bar{e}) \right] \quad [2-22a]$$

$$f_3 = V_0 \frac{k_3}{K_y} \left[1 - \frac{1}{\Omega_R^2} \left(\frac{b}{r} \right)^2 \frac{e_{d1}}{b} (0.5 - \bar{e}) \right] \quad [2-22b]$$

Donde $\bar{e} = e/b$. En la determinación de f_3 , debe ser utilizado el valor absoluto más grande obtenido de las ecuaciones, [2-22a] y [2-22b]. La fuerza total en la dirección y y esta dada por

$$V_{y0} = f_1 + f_2 + f_3 \quad [2-23]$$

La fuerza en los planos resistentes en el sistema torsionalmente balanceado correspondiente esta dada por

$$\begin{aligned}f_{10} &= V_0 \frac{k_1}{K_y} \\f_{20} &= V_0 \frac{k_2}{K_y} \\f_{30} &= V_0 \frac{k_3}{K_y}\end{aligned}\tag{2-24}$$

También,

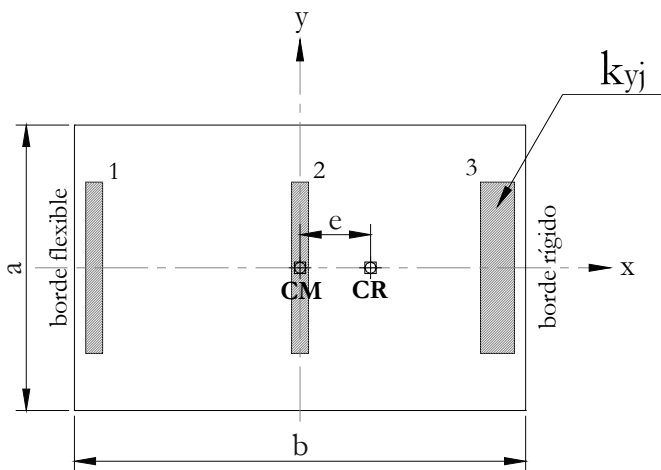
$$V_0 = f_{10} + f_{20} + f_{30}\tag{2-25}$$

La fuerza normalizada en el plano del borde flexible en el sistema torsionalmente desequilibrado, f_1/f_{10} , se grafica en la Fig. 2-21 en función de la excentricidad normalizada e/b para algunos valores de Ω_R . Dos grupos de curvas se muestran, una que corresponde a las recomendaciones del NBCC, ecuación [2-15a], y la otra que corresponde a la recomendación dada por la ecuación [2-16]. Es observado que no todas las curvas abarcan todo el rango de los valores de la excentricidad. Esto se debe a que los resultados se presentan solamente para los casos que son físicamente posibles, las combinaciones de e y de Ω_R que requerirían uno o más planos con rigidez negativa se excluyen. La fuerza requerida en el sistema torsionalmente desequilibrado, aumentan con la excentricidad. En todos los casos, la disposición del NBCC, ecuación [2-15a], produce una fuerza mayor que la obtenida de la ecuación [2-16].

La fuerza normalizada del plano en el borde rígido se grafica en la Fig. 2-22 como una función de e/b para diferentes valores de Ω_R . Una vez más se muestran dos grupos de curvas, uno que corresponde a las provisiones del NBCC y el otro que corresponde a las nuevas recomendaciones de diseño sugeridas por Humar y Kumar.

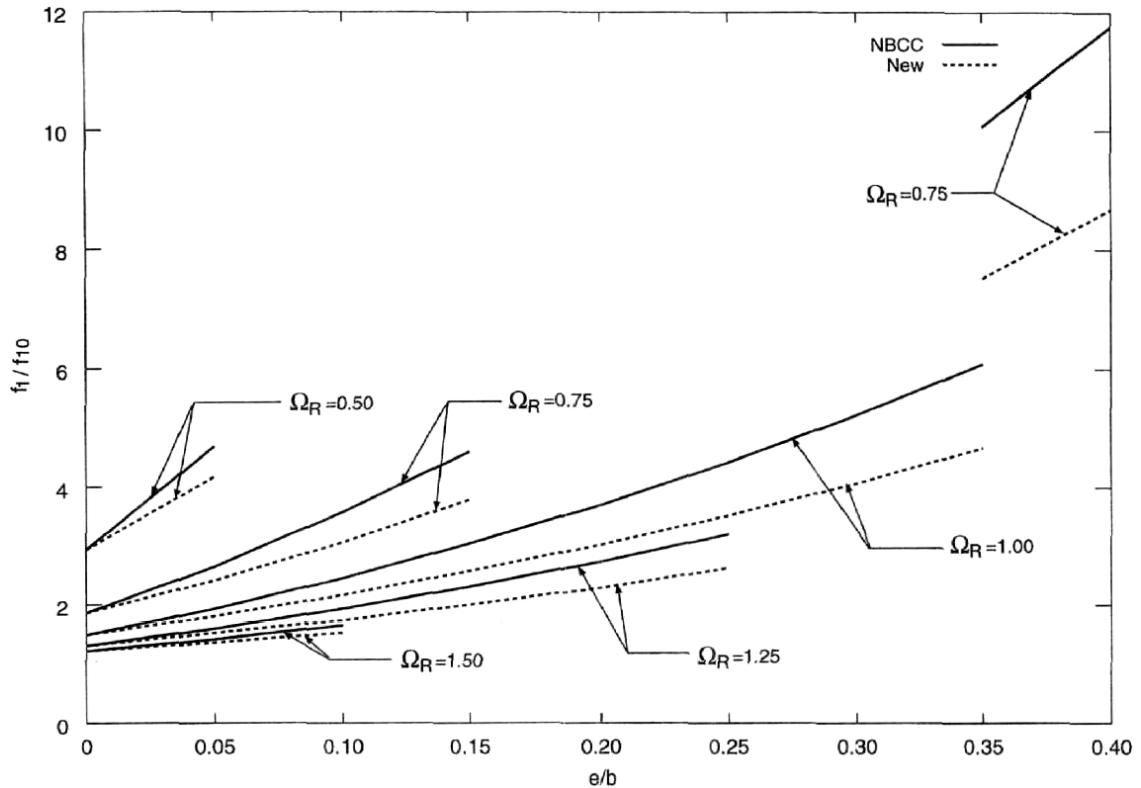
La fuerza requerida disminuye conforme aumenta la excentricidad. Para $\Omega_R < 1$, las expresiones propuestas para la excentricidad, ecuaciones [2-16] y [2-17b], producen una fuerza mayor que la obtenida de las recomendaciones del NBCC. Para $\Omega_R > 1$, las fuerzas calculadas de las ecuaciones [2-16] y [2-17a] son menores que las obtenidas de las recomendaciones del NBCC.

Fig. 2-20 Modelo de edificio de tres planos.



La Fig. 2-23 muestra el cociente total de las fuerzas trazado V_{y0}/V_0 en función de e/b para diferentes valores de Ω_R . Para $\Omega_R < 1$, las recomendaciones del NBCC y las propuestas por humar y Kumar conducen a la misma fuerza total, aunque se distribuyen de forma diferente. Para $\Omega_R > 1$, las fuerzas especificadas por el NBCC son substancialmente mayores que las calculadas por las recomendaciones sugeridas, y la diferencia entre las dos aumenta con e/b .

Fig. 2-21 Fuerza normalizada en el plano del borde flexible, relación de forma = 0.5.



2.2.3 RESPUESTA INELÁSTICA DE EDIFICIOS DE UN PISO ANTE MOVIMIENTOS REGISTRADOS

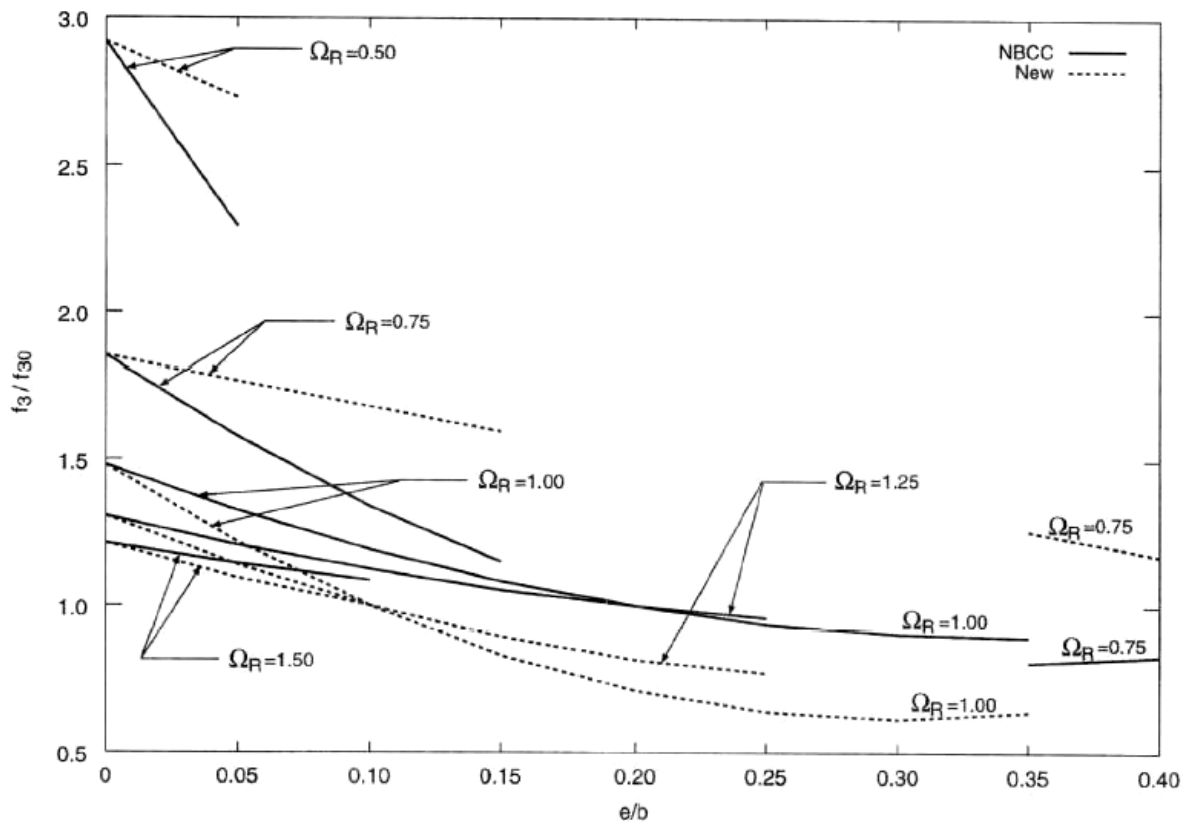
En la sección anterior de análisis elástico (Humar y Kumar 1998), fue analizada la respuesta a 15 movimientos registrados, de una serie de modelos de edificio de un piso con diferentes excentricidades normalizadas e/b y diferentes cocientes de frecuencias Ω_R . Los valores medios de las excentricidades efectivas e_{d1} y e_{d2} obtenidos de los estudios analíticos fueron comparados con los presentados por las expresiones de diseño de las ecuaciones [2-16] y [2-17]. Fue encontrado que las expresiones de diseño propuestas por Humar y Kumar eran adecuadas a excepción

de los edificios con excentricidad de masa crítica y bajas relaciones de forma. Un estudio similar se realiza ahora por ellos mismos para modelos de edificios de un piso con fuerzas que alcanzan el rango inelástico. Se analiza la respuesta de los modelos a un grupo de movimientos sísmicos registrados que abarca 16 registros sísmicos, los cuales se detallan en la tabla 2-9. Todos los sismos seleccionados fueron registrados en roca o sitios de suelo rígido.

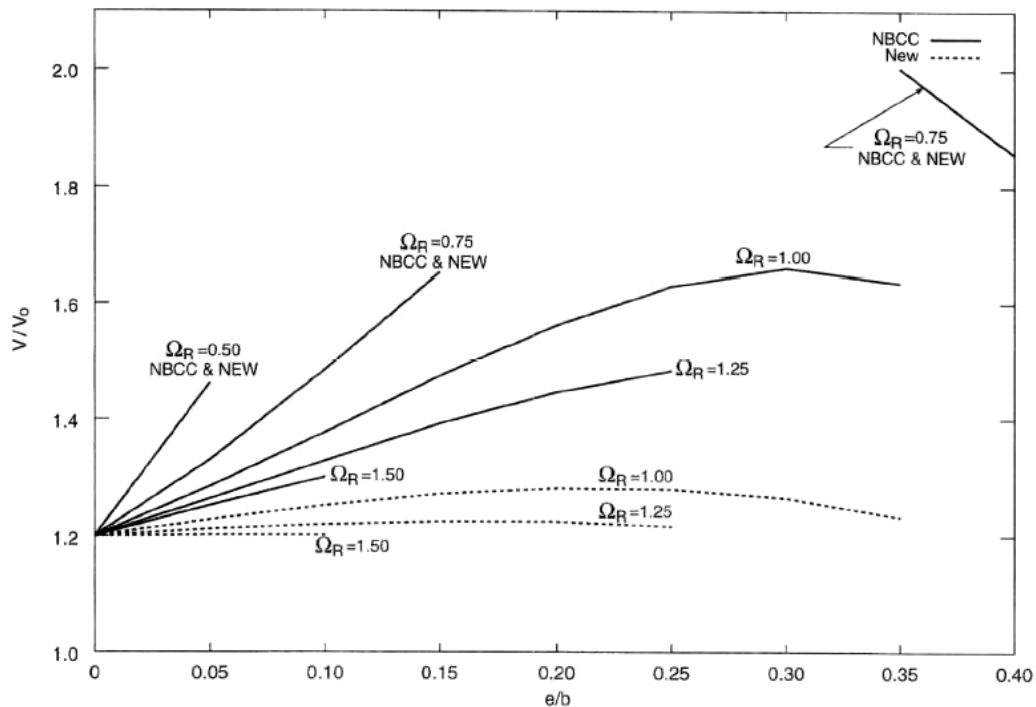
En este estudio Humar y Kumar utilizan un grupo de registros diferentes de los que usaron en el análisis elástico de la sección anterior, debido a que proporcionan una oportunidad de verificar si el método validado para un grupo de registros es, en efecto, aplicable a un grupo diferente. La selección de los registros tuvo en cuenta que los registros estuviesen disponibles en las dos direcciones de modo que los registros se pudiesen utilizar en el análisis de los planos ortogonales.

Los autores de este estudio obtienen un espectro de respuesta elástico para cada uno de los 16 registros normalizados a un valor máximo de la aceleración de 0.28g. El promedio de los espectros de respuesta calculados se muestra en la Fig. 2-24. Los análisis de las respuestas se realizan para una serie de modelos de edificios con planta similar a la mostrada en la Fig. 2-20, y un período de traslación desacoplado de 1 s. El cociente de las frecuencias Ω_R y el cociente de excentricidad e/b , varían en un rango de valores según lo indicado en la tabla 2-8. Los valores especificados de Ω_R y de e/b son conseguidos ajustando los valores de las rigideces de los planos k_1 , k_2 , y k_3 . Solamente aceptaron valores de rigidez físicamente posibles. Esto imposibilita el uso de una rigidez negativa y restringe el rango de los valores de excentricidad.

Fig. 2-22 Fuerza normalizada en el plano del borde rígido, relación de forma = 0.5.



En el modelo torsionalmente desequilibrado, el centro de masa coincide con el origen, que se localiza en el plano central, en el modelo torsionalmente equilibrado, el centro de masa coincide con el centro de resistencia. Los valores de la excentricidad dados en la tabla 2-8 se refieren a la distancia desde centro de resistencia o del centro de masa a el origen. Los modelos torsionalmente balanceados con los mismos valores de Ω_R tienen una respuesta idéntica para un sismo dado, independiente de la localización del centro de resistencia. Así, hay solamente un modelo torsionalmente balanceado asociado a los modelos torsionalmente desequilibrados representados por cualquier fila de la tabla 2, que se puede tomar como el que tiene $e/b = 0.0$.

Fig. 2-23 Fuerza normalizada total en los planos, relación de forma = 0.5.

La fuerza elástica total V_e de los planos resistentes se obtiene del espectro elástico de respuesta Fig. 2-24 que corresponde al período de 1 s. La fuerza total de diseño para el modelo torsionalmente equilibrado se toma como $V_0 = V_e/4$. Esta fuerza total se distribuye entre los planos individuales en proporción con sus rigideces según la ecuación [2-24], en el modelo torsionalmente desequilibrado, las fuerzas en los planos se determinan según las ecuaciones [2-20]-[2-22]. La fuerza total V_{y0} , dada por la ecuación [2-23], es ahora mayor que V_0 .

Todos los modelos torsionalmente desequilibrados y los modelos torsionalmente equilibrados asociados fueron analizados para los 16 registros de acelerogramas normalizados, antes referidos. Puesto que la fuerza de diseño es significativamente menor que la fuerza obtenida del espectro elástico promedio, los modelos del edificio experimentan deformaciones inelásticas considerables. Los análisis de

respuesta proporcionan el desplazamiento máximo y la demanda de ductilidad máxima para cada plano resistente en cada modelo.

Fig. 2-24 Espectro elástico promedio para el grupo de 16 registros sísmicos.

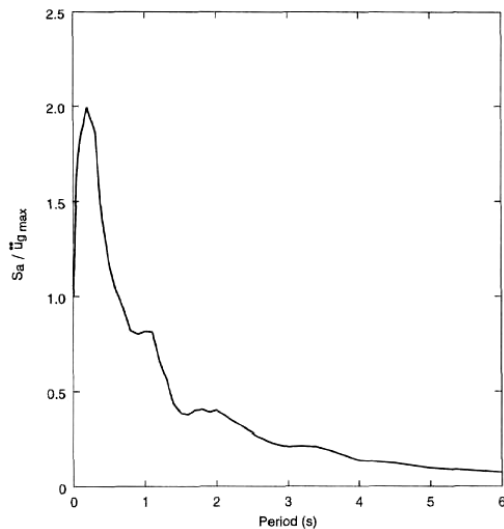


Tabla 2-8 Propiedades de los modelos de edificios.

Ω_R	e/b
0.75	0.0, 0.05, 0.10, 0.15
1.00	0.0, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30, 0.35
1.15	0.0, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30
1.25	0.0, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.25
1.50	0.0, 0.05, 0.10

Los análisis descritos en el párrafo anterior proporcionan una medida del efecto de la torsión natural causado por la asimetría.

Para considerar el efecto de la torsión accidental, el centro de masa es cambiado de posición hacia la izquierda del origen (hacia el borde flexible) una distancia de $0.05b$

cuando se analiza el borde flexible, y hacia la derecha del origen (hacia el borde rígido) cuando se analiza el borde rígido.

El máximo desplazamiento de un plano en un modelo torsionalmente desequilibrado sujeto a un sismo dado se denota como Δ_u y el máximo desplazamiento del modelo torsionalmente equilibrado asociado, por Δ_b . La relación de desplazamientos, $r_\Delta = \Delta_u / \Delta_b$, proporciona una medida del efecto del movimiento torsional.

De una manera similar, la máxima demanda de ductilidad de un plano en cualquier modelo torsionalmente desequilibrado sujeto a un sismo dado se denota por μ_u , y la máxima demanda de ductilidad para el modelo torsionalmente equilibrado asociado por μ_b . Debe ser observado que en un modelo torsionalmente equilibrado todos los planos tienen los mismos desplazamientos y las mismas demandas de ductilidad. El cociente de ductilidades, $r_\mu = \mu_u / \mu_b$ proporciona otra medida del efecto del movimiento torsional.

El programa de computadora DRAIN-TABS (Guendelman-Israel y Powell⁸ 1977) desarrollado en Berkeley fue utilizado por Humar y Kumar para realizar los análisis inelásticos. El programa realiza un análisis numérico del acelerograma paso a paso en el tiempo usando el método de integración de la aceleración media. El intervalo de tiempo empleado en los análisis fue de 0.005 s. Además, un amortiguamiento tipo Rayleigh fue utilizado con los valores de amortiguamiento ajustados a el 5% en cada uno de los primeros dos modos.

El valor promedio de las relaciones de desplazamiento, $r_{\Delta f}$, para el borde flexible del edificio, se grafica en función del e/b para cuatro diferentes valores de Ω_R en la Fig. 2-25. En casi todos los casos, el desplazamiento del borde flexible en un edificio

torsionalmente desequilibrado es más alto que el desplazamiento de un edificio torsionalmente equilibrado asociado. Evidentemente, el movimiento torsional da lugar a un aumento significativo en el desplazamiento del borde flexible.

El valor medio de la relación de desplazamiento, $r_{\Delta s}$, para el borde rígido del edificio se grafica en función de e/b en la Fig. 2-26. Para $\Omega_R > 1$, $r_{\Delta s}$ es generalmente menor de 1, implicando que los desplazamientos del borde rígido en un edificio torsionalmente desequilibrado son menores que el del edificio torsionalmente desequilibrado asociado. Para $\Omega_R < 1$, sucede lo contrario. Esto se puede explicar como sigue. Para el borde rígido, el desplazamiento debido a la torsión está fuera de fase con el desplazamiento debido al movimiento de traslación y los dos tienden a cancelarse, reduciendo el desplazamiento neto. Para un edificio torsionalmente flexible, el desplazamiento debido a la torsión es tan grande que incluso cuando es reducido por la traslación del edificio, el desplazamiento neto sigue siendo perceptiblemente más grande que en el edificio torsionalmente equilibrado asociado.

El valor medio del cociente de ductilidad para el borde flexible del edificio, $r_{\mu f}$ se grafica en función de e/b en la Fig. 2-27. Este cociente es menor que 1 en todos los casos, implicando que la demanda de ductilidad en el plano del borde flexible en un edificio torsionalmente desequilibrado es substancialmente menor que la correspondiente en el edificio torsionalmente balanceado. Debe ser observado que mientras que el desplazamiento del borde flexible en un edificio desequilibrado torsionalmente es grande, el desplazamiento de fluencia es también alto debido a que la fuerza de fluencia elevada. Los resultados también demuestran que la expresión de la excentricidad de diseño dada por la ecuación [2-16] es bastante adecuada, y no hay necesidad de utilizar las expresiones conservadoras del NBCC dadas por la ecuación [2-15a].

Tabla 2-9 Registros sísmicos.

Registro No.	Sismo	Fecha (d-m-yr)	Magnitud	Sitio	Distancia al epicentro (km)	Componente	Aceleración máxima (cm/s ²)	Velocidad máxima (cm/s)	a/v	Geología
1	Nahanni aftershock, Canada	23-12-1985	6.9	Iverson, N.W.T.	7	280	1319.1	45.06	2.98	Bedrock
2	Nahanni aftershock, Canada	23-12-1985	5.4	Iverson, N.W.T.	7	010	224.1	6.78	3.37	Bedrock
3	Nahanni aftershock, Canada	23-12-1985	6.9	Battlement Creek, N.W.T.	21	360	190.2	3.43	5.65	Bedrock
4	Nahanni aftershock, Canada	25-12-1985	5.7	Battlement Creek, N.W.T.	18	360	103.4	1.05	10.04	Bedrock
5	Miyagi prefecture, Japan	12-06-1978	6.3	Ofunato Harbor Jetty	103	E41S	222.1	14.10	1.61	Bedrock
6	Michoacan, Mexico City	19-09-1985	8.1	LA Union	80	N00E	162.8	20.34	0.82	Bedrock
7	Michoacan, Mexico City	19-09-1985	8.1	La Villita	40	N00E	121.0	16.11	0.77	Bedrock
8	Adak, U.S.A.	02-05-1971	6.8	Adak Naval Base	69	West	182.8	8.0	2.33	Basalt
9	Adak, U.S.A.	02-05-1971	6.8	Adak Naval Base (hand dig)	69	N90E	183.7	6.35	2.95	Basalt
10	Adak, U.S.A.	02-05-1971	6.8	Adak Naval Base	69	N90E	203.7	6.28	3.31	Basalt
11	Sitka, U.S.A.	30-07-1972	7.6	Sitka Magnetic Observatory	48	West	91.3	9.32	1.0	Graywacke
12	Sitka, U.S.A.	30-07-1972	7.6	Sitka Magnetic Observatory	48	N90E	89.4	6.58	1.36	Graywacke
13	San Fernando, California	09-02-1971	6.5	Lake Hughes Array 4	28	S69E	168.2	5.75	2.98	Weathered granite
14	Coyote Lake, U.S.A.	06-08-1979	5.8	Gilroy Array 6, San Ysidro	10	230	409.0	43.80	0.95	Conglomerate, sandstone, shale
15	Loma Prieta, California	18-10-1989	7.1	Appel Array 9, Crystal Springs Reservoir	62	137	115.1	17.13	0.68	Sandstone
16	Loma Prieta, California	18-10-1989	7.1	Calaveras Array, Cherry Flat Reservoir (left abutment)	42	360	78.2	8.73	0.91	Volcanic rock

El valor medio del cociente de ductilidad para el borde rígido del edificio, $r_{\mu s}$, se grafica en función de e/b en la Fig. 2-28. Para $\Omega_R = 1.25$ y 1.5 , el cociente es, en general, menor que 1, implicando que la expresión para la excentricidad de diseño, ecuación [2-17a], es adecuada para estos casos. Los cocientes $r_{\mu s}$, son también menor de 1 para $\Omega_R = 0.75$. Para este caso se aplica la expresión de diseño dada por la ecuación [2-17b], que proporciona una fuerza comparativamente más grande para el borde rígido. La expresión de diseño es por lo tanto satisfactoria. Para $\Omega_R = 1$, se aplica la ecuación [2-17a], $r_{\mu s}$ es mayor que 1 para un rango de valores de e/b , implicando que el movimiento torsional da lugar a un aumento en la demanda de ductilidad en el borde rígido. Puede ser inferido que la fuerza proporcionada para el plano rígido de acuerdo con la ecuación [2-17a] no es adecuada en este caso. Sin embargo, el aumento en demanda de ductilidad es solo del 15% por lo que Humar y Kumar consideran que aun es satisfactoria. De hecho, un aumento leve en Ω_R conduce a una gran reducción en la demanda de ductilidad. Esto es evidente de las curvas que corresponden a $\Omega_R = 1.15$ incluidas en las figuras 2-26 y 2-28. También se muestra en las figuras, curvas adicionales para $\Omega_R = 1$ pero con fuerzas determinadas con la ecuación [2-17b].

Fig. 2-25 Relación de desplazamiento en el borde flexible de un edificio torsionalmente desbalanceado y un edificio torsionalmente balanceado asociado, promedio de 16 registros sísmicos.

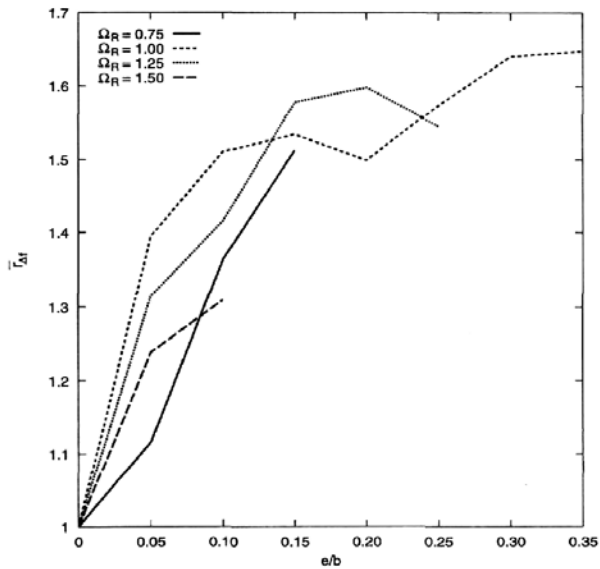


Fig. 2-26 Relación de desplazamiento en el borde rígido de un edificio torsionalmente desbalanceado y un edificio torsionalmente balanceado asociado, promedio de 16 registros sísmicos.

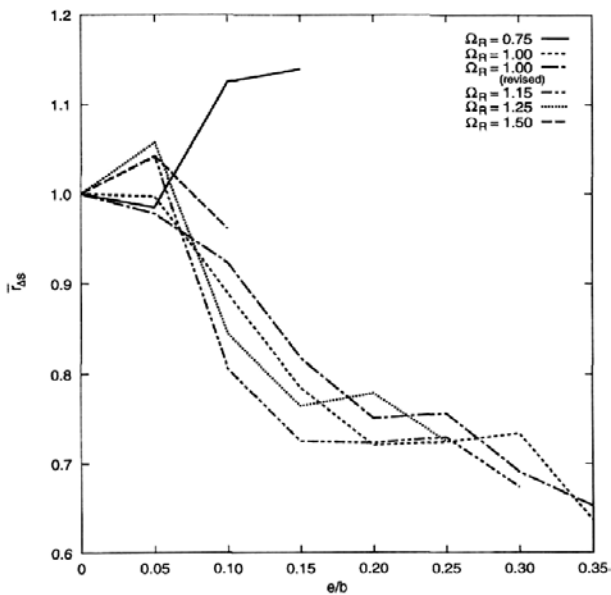


Fig. 2-27 Relación de demanda de ductilidad en el borde flexible de un edificio torsionalmente desbalanceado y un edificio torsionalmente balanceado asociado, promedio de 16 registros sísmicos.

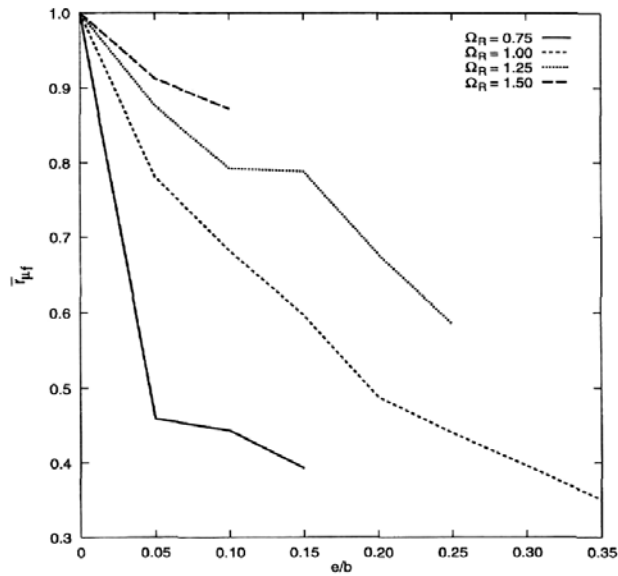
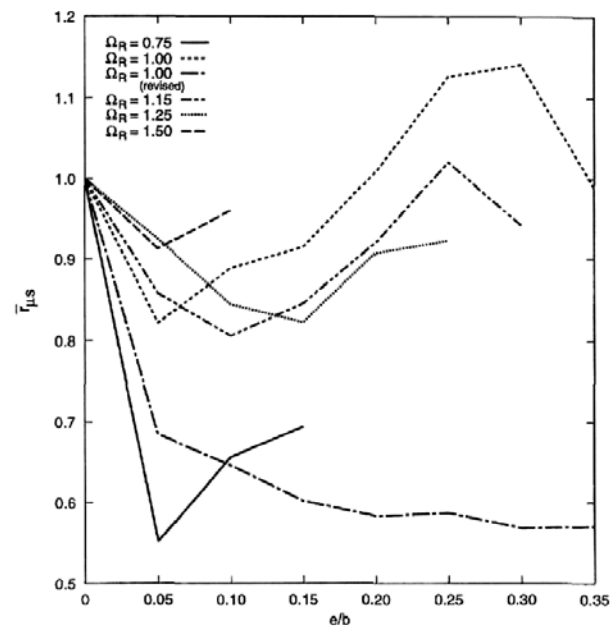


Fig. 2-28 Relación de demanda de ductilidad en el borde rígido de un edificio torsionalmente desbalanceado y un edificio torsionalmente balanceado asociado, promedio de 16 registros sísmicos.



2.2.4 EDIFICIOS DE MÚLTIPLES PISOS

La respuesta inelástica de edificios de múltiples pisos tiene un carácter bastante complejo. Además de estar afectada por las características del edificio, esta influenciada por las características del sismo, incluyendo la frecuencia, la duración, e incluso de la naturaleza exacta del registro acelerográfico. Así dos movimientos del terreno distintos incluso con similar frecuencia, amplitud máxima, y la duración pueden producir respuestas significativamente diferentes. Por tanto es difícil establecer conclusiones generalizadas de los resultados de un sistema de análisis. Sin embargo, los estudios de la respuesta en modelos simplificados de edificios pueden proporcionar una idea útil del comportamiento sísmico inelástico de las estructuras de edificios y del efecto del movimiento torsional en tal comportamiento. Tomando en cuenta esto, Humar y Kumar realizan los siguientes análisis de respuesta en este estudio para una serie de modelos de edificios de múltiples pisos simétricos y asimétricos tomando un grupo de registros sísmicos previamente seleccionados.

2.2.4.1 Modelos de edificios

Los modelos de edificios estudiados son idealizados como edificios con pórticos de cortante, con plantas uniformes a través de su altura. La vista en planta es similar a la mostrada en la Fig. 2-20 los edificios tienen tres planos resistentes a carga lateral orientados en la dirección “y”. Los tres planos tienen rigideces arbitrarias para que el centro de resistencia equidiste una distancia “e” del origen, que está situado en el plano central. Los valores relativos de rigidez total de piso a través de la altura del edificio se ajustan de modo que cuando las fuerzas laterales distribuidas en la forma de un triángulo invertido se aplican al edificio, la forma desviada sea también un triángulo invertido. Esto y el requisito que el edificio tenga un período fundamental especificado permite la determinación de los valores absolutos de las rigideces de

Tabla 2-10 Características de los registros sísmicos seleccionados.

Registro No.	Sismo	Fecha (d-m-yr)	Magnitud	Sitio	Distancia al epicentro (km)	Componente	Aceleración máxima a (g)	Velocidad máxima v (m/s)	a/v	Geología
1	Imperial Valley, California	18-05-1940	6.6	El Centro	8	S00E	0.348	0.334	1.04	Stiff soil
2	San Francisco, California	22-03-1957	5.25	State Building, San Francisco	17	S09E	0.085	0.051	1.67	Stiff soil
3	San Fernando, California	09-02-1971	6.4	4680 Wilshire Blvd., Los Angeles	38	N75W	0.084	0.209	0.40	Stiff soil

piso. Dentro de cada piso, la rigidez total se distribuye de tal manera que se obtengan los valores especificados de excentricidad e/b y del cociente de frecuencias Ω_R . Una vez más la excentricidad normalizada y relación de frecuencias se toman uniformes a través de la altura.

Humar y Kumar se estudian edificios con tres alturas diferentes: 5, 10, y 20 pisos. Los períodos fundamentales de los tres edificios son respectivamente 0.5, 1.0, y 2.0 s.

2.2.4.2 Movimientos sísmicos

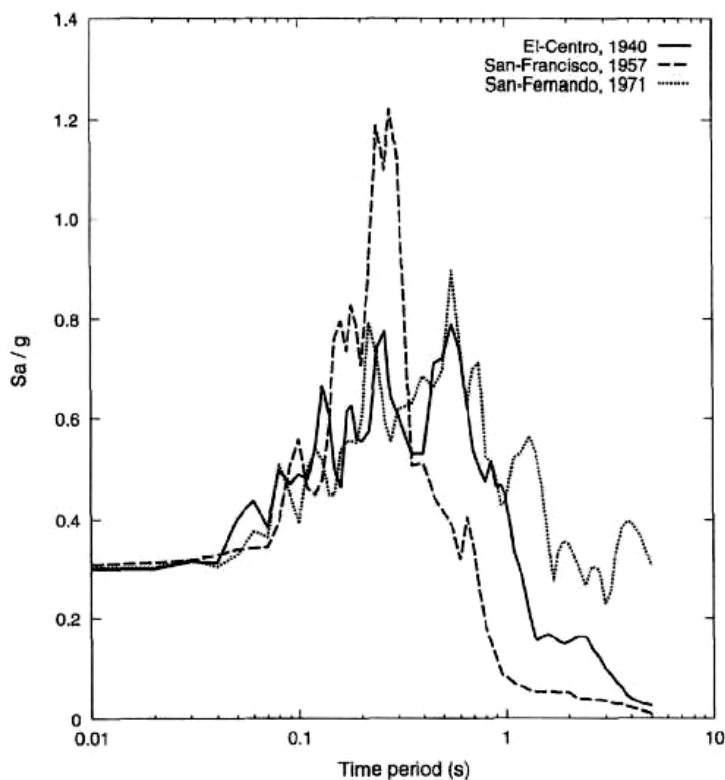
Tres movimientos sísmicos diferentes son utilizados por Humar y Kumar en este estudio: El-Centro, 1940; San Francisco, 1957; y San Fernando, 1971. Las características de los sismos se presentan en la tabla 2-10, y sus espectros elásticos de respuesta se muestran en la Fig. 2-29. Los tres sismos tienen una relación entre la aceleración máxima del terreno y la velocidad máxima en el terreno a/v , muy distinta. El registro sísmico El Centro tiene un cociente a/v en el rango intermedio; el registro de San Francisco tiene un cociente a/v en el rango alto; y el registro de San Fernando tiene un cociente a/v en el rango bajo.

Para el propósito de este estudio, se escala cada sismo

de modo que el valor de la aceleración máxima del terreno sea 0.3g.

Debido al gran volumen de datos que se producen en cada análisis no lineal y el tiempo requerido en cada proceso, Humar y Kumar utilizaron un número pequeño de registros en este estudio. Ahora, prefiriendo un promedio estadístico, se emplearon registros con características ampliamente diferentes. Esto permite una evaluación de la aplicabilidad del procedimiento sugerido por ellos para el diseño de edificios de múltiples pisos ante diferentes tipos de excitaciones en el terreno.

Fig. 2-29 Espectro elástico para los registros sísmicos seleccionados escalados a una aceleración máxima en el terreno de 0.3.



2.2.4.3 Procedimiento de análisis

Los modelos de edificios que se estudiaron fueron primero analizados para su respuesta elástica al movimiento del terreno seleccionado actuando en la dirección “y”. En este análisis, el centro de masa se tomó coincidente con el centro de resistencia. El edificio experimenta entonces traslación pura a lo largo de la dirección “y”. El análisis de la respuesta elástica proporciona los cortantes elásticos máximos de piso en el edificio, V_{ej} , así como los cortantes máximos en cada piso de los tres planos resistentes. Los cortantes elásticos son escalados por 1/4 para obtener las fuerzas totales de diseño en cada piso, V_{0j} , y las fuerzas de diseño en los tres planos f_{ij} para el edificio torsionalmente equilibrado. Usando las fuerzas de piso V_{0j} , las fuerzas de los planos en los edificios desequilibrados se obtienen de las ecuaciones [2-20]-[2-22]. Cabe anotar que en el NBCC el valor más grande del factor de reducción por inelasticidad es de 4. Implícitamente, éste es también el valor más grande de la ductilidad. Puesto que el objetivo del trabajo de Humar y Kumar es comprobar si el método propuesto para el diseño contra la torsión es aplicable al caso cuando la estructura experimenta deformaciones inelásticas substanciales, un factor de la reducción de 4 se utiliza en este análisis.

Los modelos de edificios equilibrados y desequilibrados se analizan para su respuesta al movimiento del terreno seleccionado. La respuesta obtenida de los análisis inelásticos incluye los desplazamientos máximos de piso y las ductilidades máximas de piso para cada uno de los tres planos resistentes.

Los análisis de respuesta se realizan para varias combinaciones de valores de excentricidad e/b y del cociente de frecuencias Ω_R , y para cada uno de los tres registros sísmicos. Los edificios analizados tienen las características presentadas en la tabla 2-8.

2.2.4.4 Presentación de los resultados del análisis

Los resultados incluyen la relación de las demandas de ductilidad en los planos resistentes de edificios desequilibrados y equilibrados, y la distribución de demanda ductilidad a través de la altura, de estos planos. Según lo indicado anteriormente, el cociente de ductilidades, $r_{\mu} = \mu_u / \mu_b$, proporciona una buena medida del efecto de torsión. Si el cociente es menor que 1, la demanda de ductilidad en el edificio desequilibrado es menor que en el edificio equilibrado, y las provisiones de diseño propuestas para explicar la torsión son adecuadas.

2.2.4.5 Edificios de cinco pisos

Las figuras 2-30a y 2-30b muestran los cocientes de ductilidad para los planos del borde flexible y rígido en el primer piso de un edificio del cinco pisos sometido al sismo El Centro. Los resultados se presentan para tres valores diferentes del cociente de frecuencias: 0.75, 1.0, y 1.25. Las Figuras 2-31a y 2-31b muestran resultados similares para el quinto piso.

Para el primer piso la ductilidad del borde flexible en el edificio desequilibrado es siempre menor que en el edificio equilibrado; sin embargo, la ductilidad del borde rígido es más alta para un rango de valores de e/b , particularmente para $\Omega_R = 1.0$. Para el quinto piso, los cocientes de ductilidad en el borde flexible del edificio desequilibrado son más altos que en el edificio equilibrado cuando $\Omega_R = 1.25$, aunque la diferencia máxima es solo del orden del 10%. Por otra parte, el cociente de ductilidad del borde rígido en el quinto piso del edificio torsionalmente desequilibrado es perceptiblemente más alto que en el edificio equilibrado para un rango de valores de e/b y de Ω_R .

Fig. 2-30 Relación de la demanda de ductilidad entre un edificio de cinco pisos desequilibrado y el edificio torsionalmente balanceado asociado, piso 1, sismo El Centro, (a) borde flexible y (b) borde rígido.

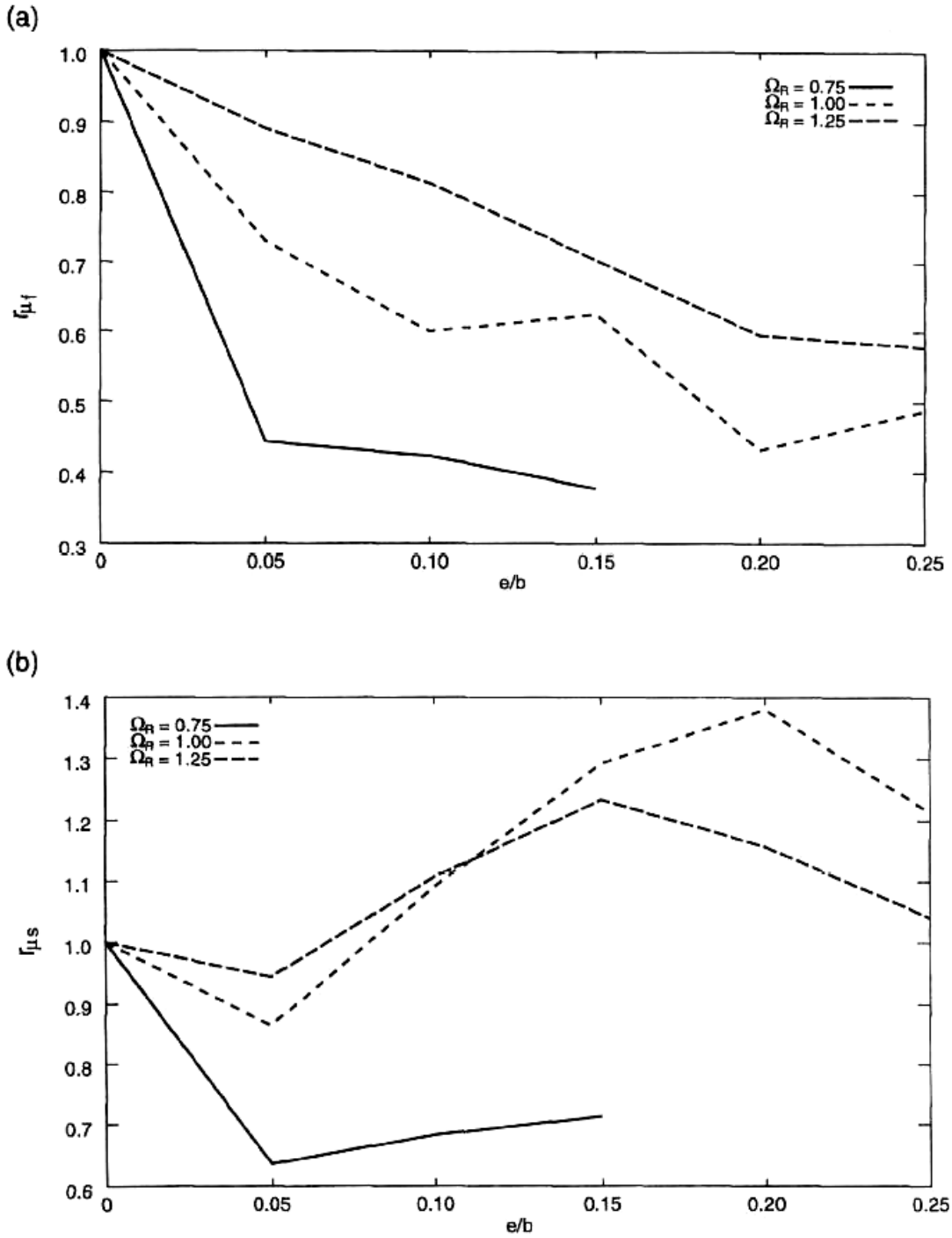
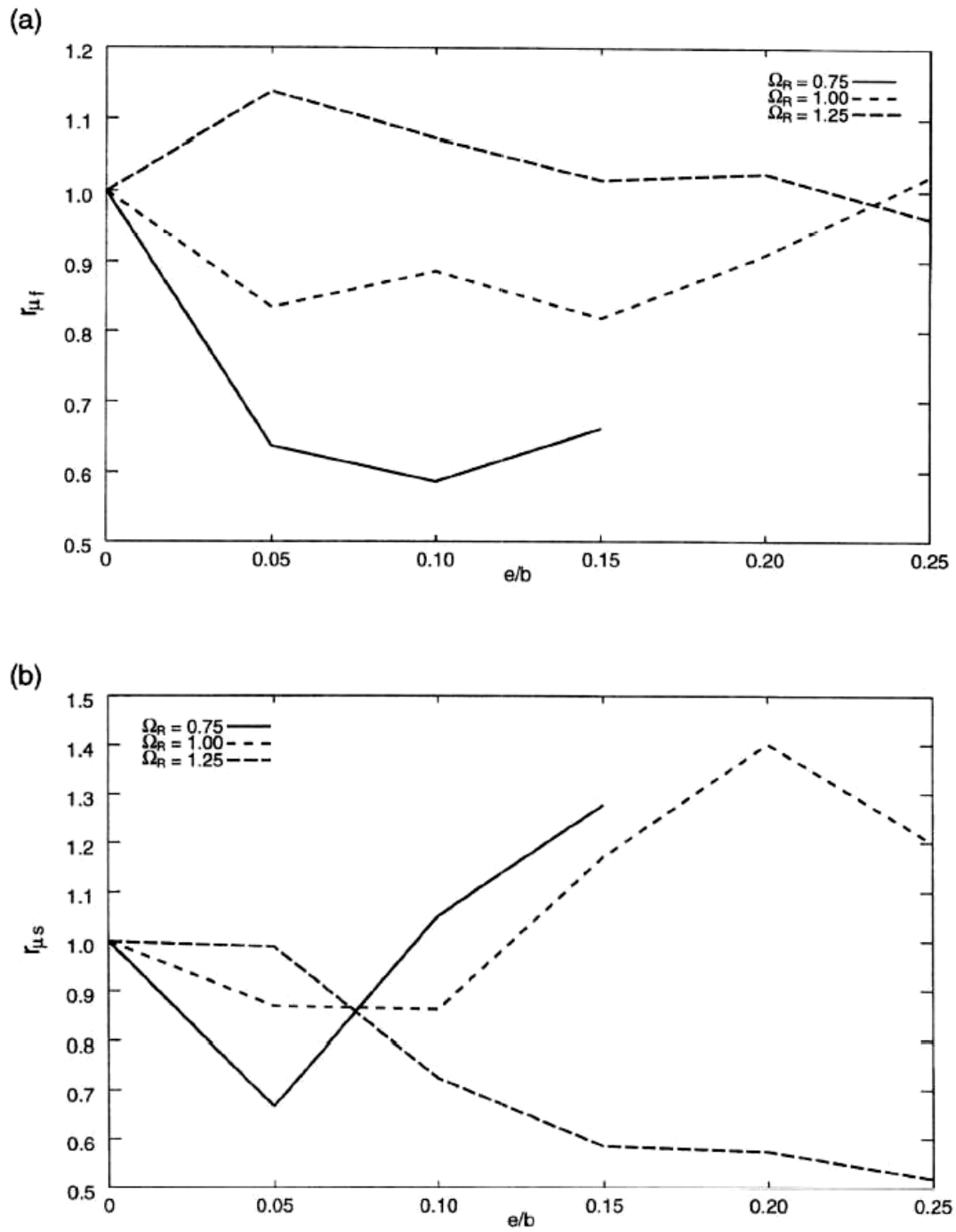


Fig. 2-31 Relación de la demanda de ductilidad entre un edificio de cinco pisos desequilibrado y el edificio torsionalmente balanceado asociado, piso 5, sismo El Centro, (a) borde flexible y (b) borde rígido.



Debe considerarse que en un edificio de múltiples pisos, la distribución de ductilidad no es uniforme a lo largo de la altura, para un edificio torsionalmente equilibrado. En algunos pisos, generalmente el más bajo, la demanda de la ductilidad es más alta que la ductilidad admisible, mientras que en otros pisos es mas baja. La mayoría de los códigos sísmicos reconocen la distribución no uniforme de la demanda de ductilidad y de la posibilidad que las demandas de ductilidad en los pisos más bajos sean más altas que la ductilidad admisible aumentando el espectro de aceleraciones de diseño (SDOF) en el rango de períodos largos, con el objeto de diseñar los edificios de múltiples pisos que tienen períodos más largos para poseer una fuerza cortante en la base más alta que la requerida por un espectro de SDOF.

La distribución de ductilidad a lo largo de la altura de un edificio torsionalmente desbalanceado puede ser bastante diferente de la de un edificio torsionalmente balanceado asociado, debido a esta distribución no uniforme una relación de ductilidades que sea mayor que 1, no necesariamente implica que la demanda de ductilidad en el edificio torsionalmente desbalanceado excede la ductilidad admisible, que en este caso es 4. Esto se observa en distribución de la ductilidad del borde rígido a lo largo de la altura para la combinación mas critica, $e/b = 0.2$ y $\Omega_R = 1.0$, en la Fig. 2-32. En este caso la demanda de ductilidad en el primer y segundo piso de un edificio desequilibrado es mayor que en el edificio balanceado, y es también un tanto mayor que la ductilidad admisible. En el piso superior, la demanda de ductilidad del borde rígido es menor que la ductilidad admisible de 4, aunque es mayor que la correspondiente demanda de ductilidad en el edificio balanceado.

Con el ánimo de extender mas este estudio, los demás resultados se muestran solamente en la forma de gráficos de distribución similares a la Fig. 2-32. En cada caso, los resultados seleccionados se relacionan con los casos donde la demanda de

la ductilidad en el edificio desequilibrado excede ductilidad admisible así como la demanda de ductilidad correspondiente en el edificio equilibrado.

Para los registros sísmicos San Francisco y San Fernando, la demanda de ductilidad del borde flexible en el edificio desequilibrado es en casi todos los casos es menor que en el edificio equilibrado. En los pocos casos donde es más alta la demanda en el edificio desequilibrado, sigue siendo menor que la ductilidad admisible de 4. Para el borde rígido, la demanda en el edificio desequilibrado excede ocasionalmente el valor admisible así como la demanda en el edificio equilibrado, pero tales casos son pocos. Los ejemplos se presentan en las figuras 2-33 y 2-34.

Fig. 2-32 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de cinco pisos. $\Omega_R = 1.0$, sismo El Centro.

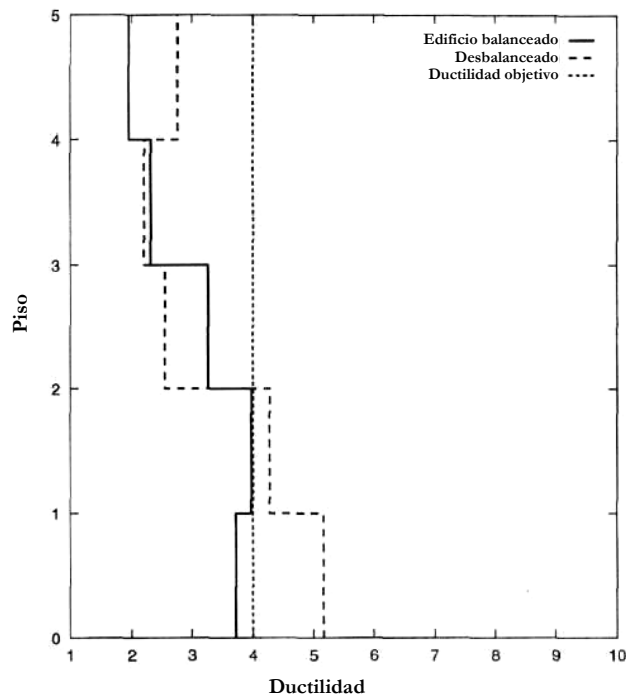


Fig. 2-33 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de cinco pisos. $\Omega_R = 1.0$, sismo San Francisco.

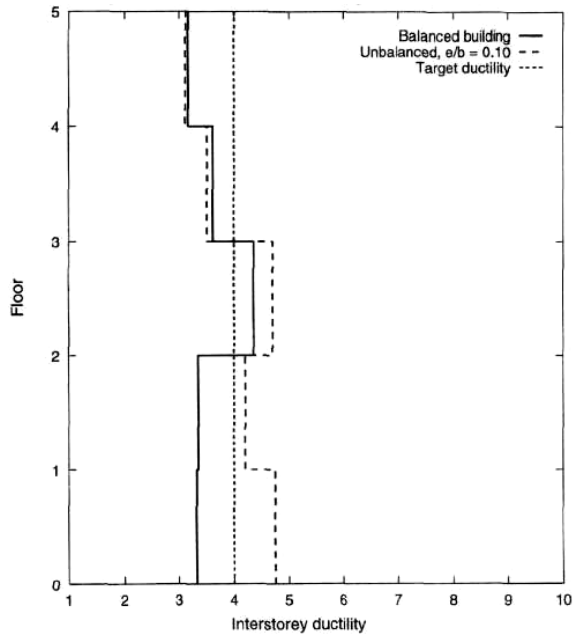
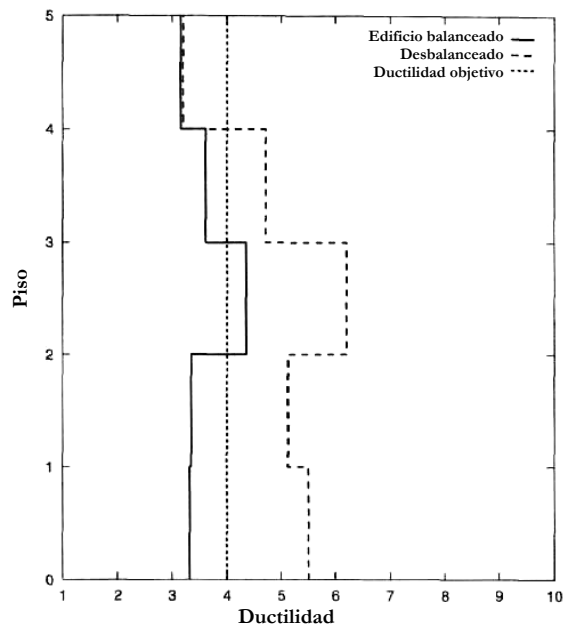


Fig. 2-34 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de cinco pisos. $\Omega_R = 1.0$, sismo San Fernando.



2.2.4.6 Edificios de diez pisos

Para los edificios de diez pisos, la demanda de ductilidad en el borde flexible del edificio desequilibrado es, en la mayoría de los casos, menor que en el edificio equilibrado, e incluso en los casos donde es más alta sigue siendo menor que la ductilidad admisible de 4. Esto es verdad para los tres registros sísmicos y todas las combinaciones de e/b y Ω_R . Por lo tanto no se presentan gráficos de la distribución para la demanda de ductilidad del borde flexible.

La demanda de ductilidad del borde rígido en el edificio desequilibrado, en algunos casos, excede la ductilidad admisible y la demanda en el edificio equilibrado. Todos estos casos pertenecen a un cociente de frecuencias de 1. Los ejemplos de casos críticos se muestran en las figuras 19 y 20.

2.2.4.7 Edificios de veinte pisos

En este caso también, la demanda de ductilidad del borde flexible en el edificio desequilibrado es siempre satisfactoria. Para el borde rígido, la demanda de ductilidad excede ocasionalmente la ductilidad admisible y la demanda en el edificio equilibrado, pero tales casos son pocos y ocurren sobre todo para $\Omega_R = 1.0$. Los ejemplos se presentan en los figuras 21 y 22.

Fig. 2-35 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de diez pisos. $\Omega_R = 1.0$, sismo San Francisco.

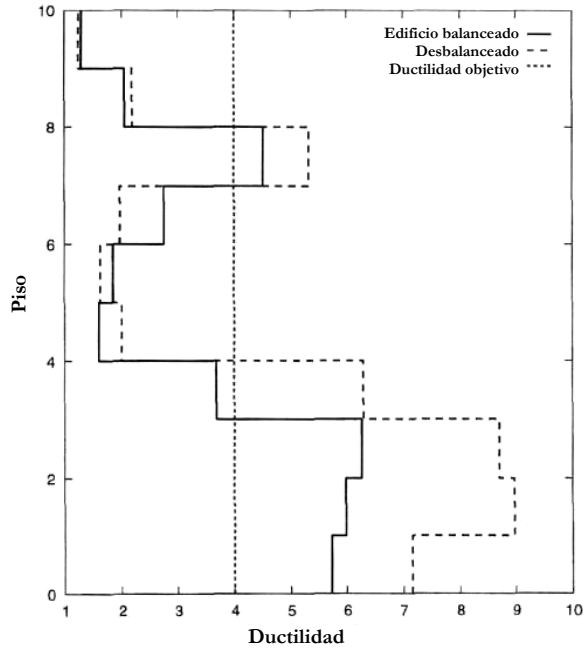


Fig. 2-36 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de diez pisos. $\Omega_R = 1.0$, sismo San Fernando.

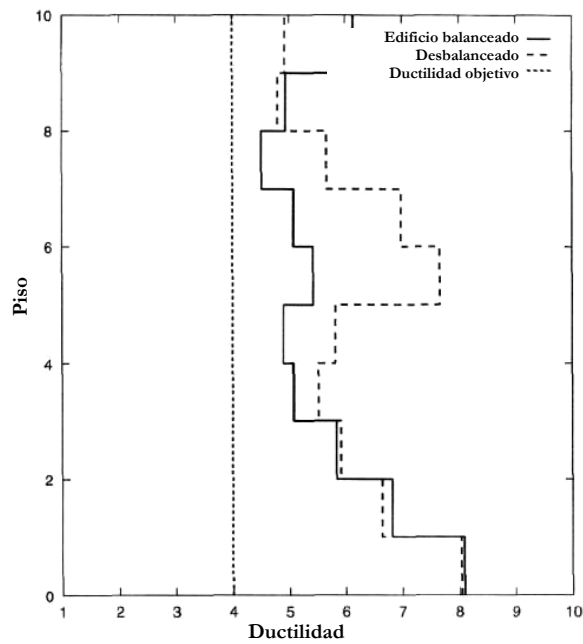


Fig. 2-37 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de veinte pisos. $\Omega_R = 1.0$, sismo El Centro.

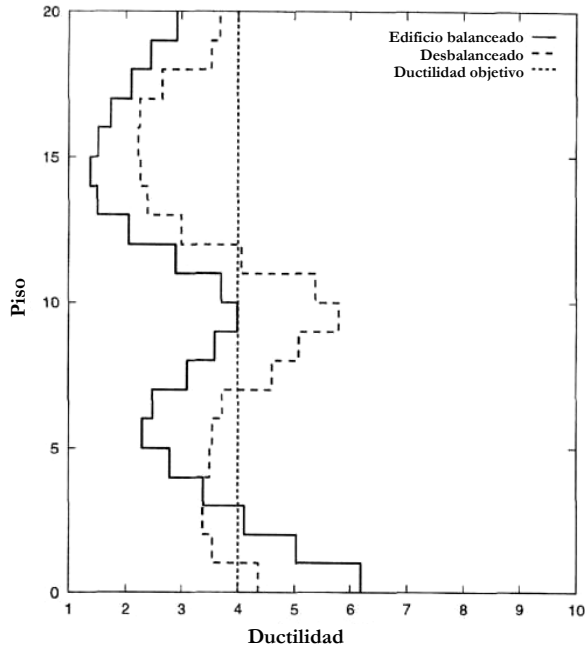
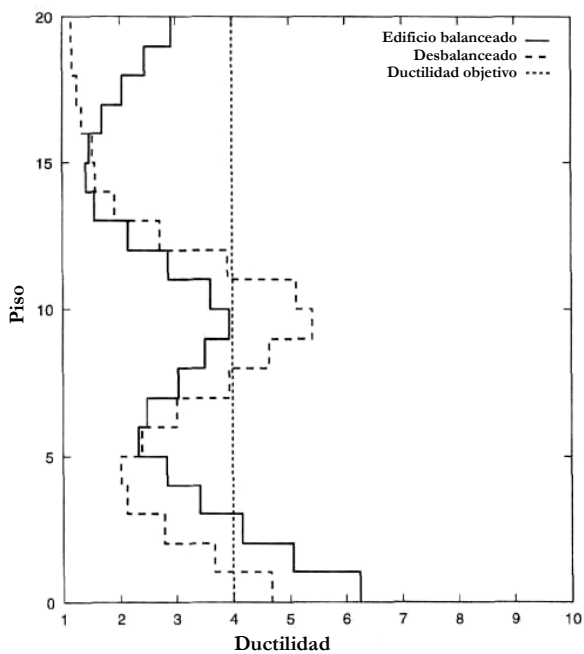


Fig. 2-38 Ductilidad del borde rígido en los entrepisos de un edificio de veinte pisos. $\Omega_R = 1.25$, sismo El Centro.



2.2.5 RESUMEN Y CONCLUSIONES DEL SEGUNCO ESTUDIO DE HUMAR Y KUMAR

Estudios analíticos se realizaron sobre modelos de edificios de un piso simétricos sobre el eje x pero son asimétricos sobre el eje y. La resistencia lateral en la dirección de y es proporcionada por tres planos, que también proporcionan la resistencia torsional total. Los modelos de edificio torsionalmente equilibrados se diseñan para 1/4 de la fuerza obtenida del espectro elástico promedio de un sistema de 16 registros sísmicos escalados. La fuerza de los planos resistentes en modelos de edificios torsionalmente desequilibrados se deriva entonces según las provisiones de diseño sugeridas por Humar y Kumar. Los análisis inelásticos del acelerograma se realizan en todos los modelos de edificios para los 16 registros sísmicos. Los valores medios del cociente de demanda de ductilidad en los planos de un edificio desequilibrado y el edificio equilibrado asociado son obtenidos para determinar la aplicabilidad de las provisiones de diseño sugeridas por los autores. Se observa que las recomendaciones de diseño todavía conducen a un diseño conservador para el borde flexible y se confirma que las provisiones del NBCC para el borde flexible son demasiado conservadoras. Las recomendaciones sugeridas para el diseño del plano en el borde rígido son también satisfactorias. Además, prueban la importancia de mantener un alto valor para el cociente de frecuencias, que debe preferiblemente ser mayor que 1. Los estudios analíticos se amplían luego a modelos de edificios de múltiples pisos. Tres edificios con pórticos de cortante de, 5, 10, y 20 pisos y que tienen períodos fundamentales de 0.5, 1.0, y 2.0 s, son diseñados según las recomendaciones sugeridas para tres diferentes, registros sísmicos apropiadamente escalados. Los análisis inelásticos utilizando los acelerogramas se realizan en los edificios equilibrados y desequilibrados. Los cocientes de ductilidad en los edificios desequilibrados y equilibrados así como los valores absolutos de las ductilidades son obtenidos. Según lo esperado, el comportamiento de de los edificios de múltiples

pisos es bastante complejo. Incluso en el edificio equilibrado, la demanda de la ductilidad no es uniforme a lo largo de la altura, y puede ser más alta que la ductilidad admisible en algunos pisos, mientras que al mismo tiempo es substancialmente más baja en otros. El comportamiento también varía de una manera imprevisible para los diferentes movimientos sísmicos. A pesar de esto, las provisiones de diseño sugeridas por los autores de este estudio conducen generalmente a un diseño conservador para el borde flexible, y a un diseño adecuado para el borde rígido.

JAIME DE LA COLINA, 2002

2.3 ASSESSMENT OF DESIGN RECOMENDATIONS FOR TORSIONALLY UNBALANCED MULTISTORY BUILDINGS

De la Colina, estudia modelos de varios pisos con el propósito de evaluar recomendaciones de diseño existentes, para edificios de varios pisos torsionalmente desequilibrados. Asume los sistemas estructurales como pórticos de cortante con resistencia lateral no lineal, orientados a lo largo de las dos direcciones ortogonales y sujetos a un movimiento sísmico bi-direccional en la base. Considera en el estudio modelos de cinco pisos con diafragma rígido y excentricidad de masa o rigidez. Las excentricidades accidentales no son tenidas en cuenta en el modelamiento, por tanto estas recomendaciones no son evaluadas por De la Colina. Las recomendaciones de diseño aquí estudiadas, están basadas en un procedimiento estático e incluye dos valores y una expresión para el factor de amplificación α para el cálculo de la excentricidad de piso, tres valores del factor de reducción δ , una fuerza lateral adicional F_t es aplicada en el último nivel del edificio, y una excentricidad mínima de piso para la edificación. Como resultado son presentadas recomendaciones de diseño para el control de la demanda de ductilidad en edificaciones de varios pisos torsionalmente desequilibradas.

De la Colina hace referencia en su estudio a la investigación realizada por Duan y Chandler⁹ (1993) ubicada entre los pocos estudios que usan sistemas de múltiples pisos con comportamiento no lineal, ellos también basaron su estudio en modelos de vigas-cortante.

Inicialmente ellos estudiaron los efectos de los modos de vibración superior en la respuesta torsional de las edificaciones, también estudiaron algunas recomendaciones de diseño de códigos de construcción y las supuestas ventajas del uso de análisis modal en el diseño de procedimientos de torsión.

Su estudio considera la excitación sísmica a lo largo de una sola dirección y elementos de resistencia lateral también en una dirección. Solo la demanda dúctil por desplazamiento de los elementos rígidos fue reportada. Un resultado interesante indica que para diseños basados en procedimientos estáticos, el uso de una fuerza adicional en el nivel superior de la edificación reduce la respuesta inelástica de las columnas de pisos superiores cuando se comparan con diseños basados en análisis modal o simple distribución lineal de fuerzas laterales.

En un posterior estudio, Chandler y Duan ¹⁰ (1993) proponen algunas recomendaciones para el diseño a torsión basados en observaciones de resultados de modelos de un piso, como sigue:

- † Una formula (ecuación 2-26) para la estimación de la excentricidad primaria de diseño e_{d1} como una función de la excentricidad de piso e .
- † Un factor δ igual a 0.5 para la excentricidad de diseño secundaria la cual es equivalente a una reducción del 50% del cortante causado por torsión, y
- † Un factor de esfuerzo usado para los elementos del borde rígido también dependiente de la excentricidad de piso.

La aplicación de estas recomendaciones esta orientada a sistemas de cinco a ocho pisos ($T = 0.5$ s a 0.8 s) con grades excentricidades, que producen grandes demandas

de ductilidad en los elementos rígidos de algunos pisos. Este punto confirma según ellos que las recomendaciones de diseño obtenidas para sistemas de un piso no son directamente aplicables a edificios de varios pisos. Resultados adicionales presentados en el mismo estudio, sugieren el uso de una fuerza adicional concentrada en el último nivel del edificio ($F_t=10\%$ del cortante basal V_b) para reducir la respuesta inelástica de las columnas del borde rígido del último piso. Su estudio muestra que para modelos de ocho pisos la aplicación de esta fuerza conlleva a demandas aceptables en las columnas de todos los pisos. Las fórmulas usadas por Chandler y Duan son las siguientes:

$$e_{DI} = \alpha \cdot e_S$$

donde

$$\alpha = [2.6 - 3.6(e_S / b)] \geq 1.4$$

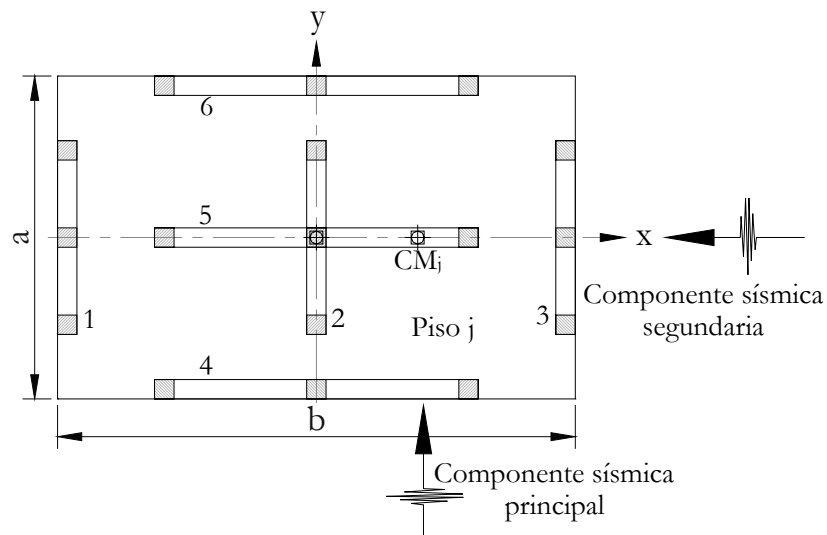
[2-26]

Entre otros estudios a los que hace referencia De la Colina sobre el comportamiento no lineal de edificios de múltiples pisos esta el que llevaron a cabo Paez & Escobar¹¹ (2000). Ellos extendieron las recomendaciones hechas por Tso y Wong¹² (1993) sobre control de la rigidez torsional de sistemas. Según sus resultados este control conduce a valores aceptables en la demanda de ductilidad. Su estudio considera modelos de vigas-cortante con elementos de resistencia lateral y movimientos sísmicos del terreno en una sola dirección.

En el presente estudio desarrollado por De la Colina, varias recomendaciones que están en los códigos típicos de edificios y que están basadas en métodos estáticos para el diseño de edificios de varios pisos torsionalmente desequilibrados, son evaluadas. Estas recomendaciones son similares a aquellas propuestas por Chandler y Duan (1993) pero (1) no incluyen los factores de resistencia usados para elementos rígidos de borde, y (2) no localiza los centros de resistencia (Chandler y Duan¹³

1995). En este estudio, sin embargo, son consideradas las dos componentes del sismo y la resistencia lateral de elementos orientados a lo largo de dos direcciones. Los resultados son presentados para modelos de cinco pisos con pórticos de cortantes. Las demandas de ductilidad por desplazamiento de sistemas diseñados de acuerdo con las recomendaciones de diseño propuestas, son presentadas para los elementos 1, 3 y 4 de la Fig. 2-39. Estos valores son reportados para el sismo El Centro.

Fig. 2-39 Planta del modelo



2.3.1 MODELO ESTRUCTURALES

Modelos de vigas-cortante de cinco pisos con dimensiones en planta $a = 5.0$ y $b = 10.0$ m son considerados. Las losas son asumidas como diafragmas rígidos en su plano original. Aun cuando el comportamiento de algunos pisos del edificio debería tener en cuenta la flexibilidad de vigas y elementos verticales, el modelamiento de edificios con vigas cortantes puede proporcionar una idea bien aproximada de los

efectos de la torsión en edificios de varios pisos. Todos los pisos tienen seis elementos de resistencia lateral no lineal como se muestra en la Fig. 2-39 (tres elementos a lo largo de cada dirección). También se asumió que todos los elementos de resistencia lateral siguen un modelo de histéresis bi-lineal con rigidez post-fluencia equivalente al 10% de la inicial. El modelo 1 es un sistema torsionalmente balanceado (TB), en cambio los modelos 2 al 7 son modelos torsionalmente desequilibrados (TU). Para estos modelos con centro de masa excéntrico (CM), este primero se localiza al lado derecho como se indica en la Fig. 2-39. Para todos los casos la rigidez del elemento 2 es asumida igual que la rigidez del elemento 3. Los elementos transversales (4, 5 y 6) tienen igual rigidez lateral. Los periodos laterales de vibración se asumen iguales a lo largo de las direcciones X y Y.

Siete modelos de edificios son considerados en este estudio. Ellos incluyen varias distribuciones de masa y rigidez en altura como se muestra en la Fig. 2-40 y se explica en la tabla 2-11. Para los modelos del dos al cuatro la excentricidad es introducida por la desviación del centro de masa hacia la derecha. En los modelos del cinco al siete la excentricidad es producida por un incremento en la rigidez de los elementos del lado izquierdo con relación a los elementos del lado derecho. La tabla 2-12 lista las excentricidades de piso normalizadas, valoradas para $F_t = 0.0$. Esto es claro si se comparan las columnas de los modelos 4 y 6 esta igual distribución de excentricidades de piso, puede ser lograda por la variación en la posición del centro de masa (CM) o el centro de rigidez (CR). Nótese en esa tabla que la excentricidad del último piso para el modelo siete es igual a cero.

La masa de cada nivel es la misma para todos los modelos y es seleccionada tal que el periodo de vibración lateral desacoplado de los sistemas torsionalmente balanceados, calculados de forma aproximada con la fórmula de la *Uniform Building Code* (ICBO 1997), $T = C_t (h_n)^{3/4}$, donde, C_t es un coeficiente y h_n es la altura del edificio, resulta igual a

$T = 0.5$ s. el periodo correspondiente por el método de Rayleigh resulta igual a 0.49 s. para simplificar el modelamiento el amortiguamiento fue asumido como el 5% del critico y se asigna al primer modo.

Tabla 2-11 Descripción de modelos de edificios y procedimientos de diseño considerados en este estudio

Modelos de edificios			
Modelo	Descripción del modelo		
1	Modelo torsionalmente balanceado		
2	Masa excéntrica $e = 0.25b$ en el ultimo piso. No existe rigidez excéntrica		
3	Variación lineal de la masa tal que $e = 0.25b$ en el ultimo piso. No existe rigidez excéntrica		
4	Excentricidad de masa constante $e = 0.25b$ en todos los pisos. No existe rigidez excéntrica		
5	Distribución simétrica de masa. Rigidez excéntrica constante con $e = 0.125b$ en todos los pisos		
6	Distribución simétrica de masa. Rigidez excéntrica constante con $e = 0.25b$ en todos los pisos		
7	Distribución simétrica de masa. Rigidez excéntrica variable con $e = 0.0$ en el piso superior		
Procedimientos de diseño			
Procedimientos de diseño	α	δ	Fuerza sísmica adicional el ultimo nivel del edificio, F_t
I	1	1	Ft de acuerdo a UBC
II	1	0	Ft de acuerdo a UBC
III	1.5	0.5	Ft de acuerdo a UBC
IV	1.5	1	Ft de acuerdo a UBC
V	1.5	0	Ft de acuerdo a UBC
VI	Ecuación 4	0.5	Ft de acuerdo a UBC
VII	Ecuación 4	0.5	$F_t = 10\%$ del cortante basal del edificio V

Fig. 2-40 Vista elevada de los modelos.

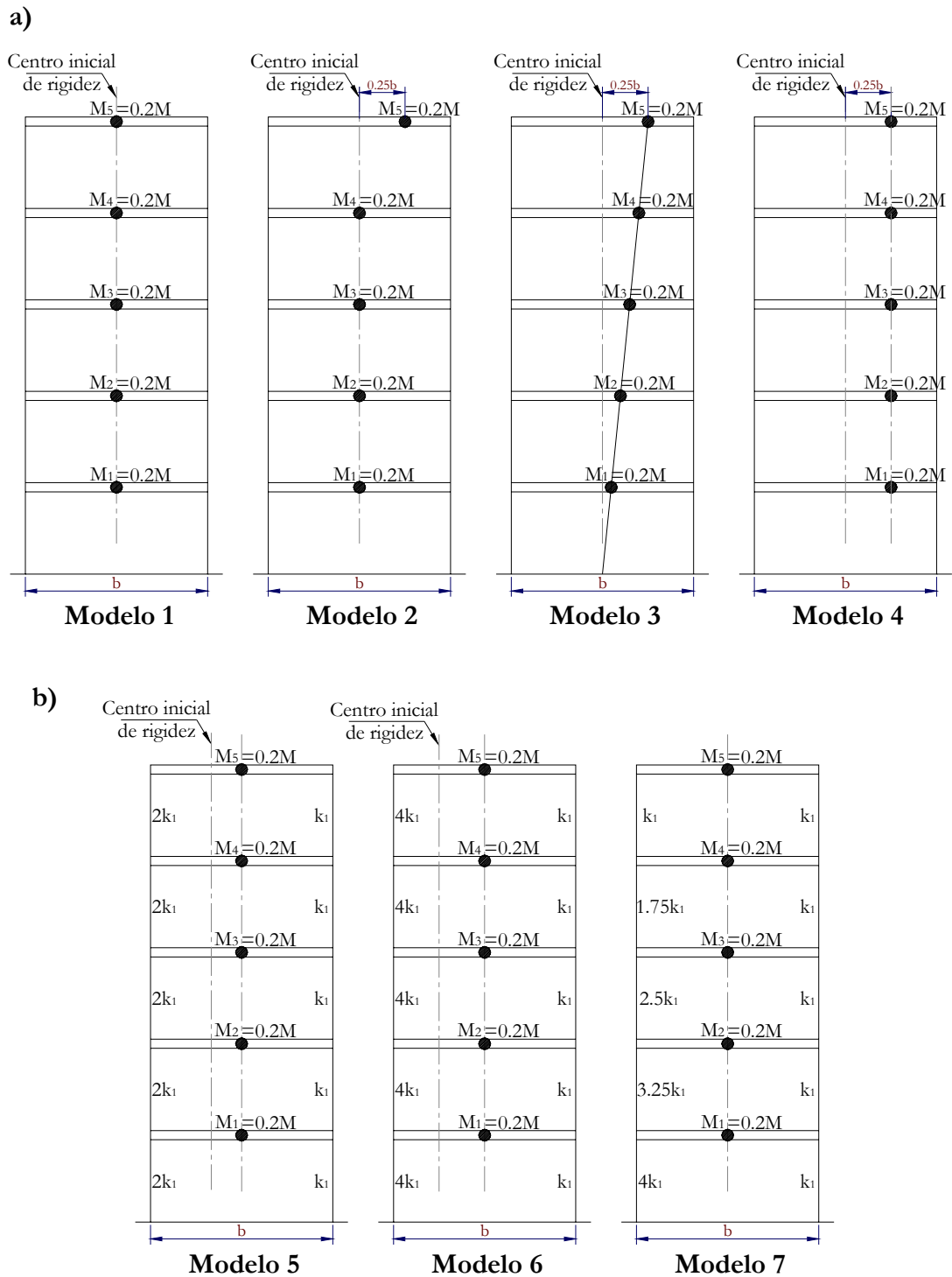


Tabla 2-12 Excentricidades de piso normalizadas e/b para modelos de cinco pisos calculadas con $F_t = 0.0$.

Piso	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7
5	0.000	0.250	0.250	0.250	0.125	0.250	0.000
4	0.000	0.139	0.228	0.250	0.125	0.250	0.100
3	0.000	0.104	0.208	0.250	0.125	0.250	0.167
2	0.000	0.089	0.193	0.250	0.125	0.250	0.214
1	0.000	0.083	0.183	0.250	0.125	0.250	0.250

2.3.2 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO

En esta sección son organizadas las recomendaciones de diseño según siete procedimientos. Cada procedimiento es utilizado para el diseño de todos los modelos. Las fuerzas laterales son valoradas con dos espectros de diseño (Newmark and May 1982) seleccionando un 5% de amortiguamiento y 50% de probabilidad de excedencia. A lo largo de la dirección “y”, la aceleración pico del terreno (PGA) fue asumida como 1.0 g. según la proporción de la aceleración pico en el suelo para el movimiento de suelo original de El Centro, la PGA a lo largo de la dirección X fue fijada en 0.60g. Cada procedimiento de diseño es evaluado por comparación en la demanda de ductilidad por desplazamiento de los elementos de resistencia lateral.

2.3.3 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

Una vez es definida la distribución de rigidez de cada elemento para todos los modelos, el diseño el estudio se reduce al cálculo de la fuerza de fluencia de cada elemento de resistencia lateral (F_{vi}). Cuando es aplicado un procedimiento de diseño

estático, son utilizadas dos excentricidades de diseñoⁱ a lo largo de cada dirección, como sigue:

$$\text{excentricidad primaria: } e_{d1} = \alpha.e_s + \beta.b \quad [2-27]$$

$$\text{excentricidad primaria: } e_{d2} = \delta.e_s - \beta.b \quad [2-28]$$

Donde α es un factor de amplificación, e_s es la excentricidad de piso (Tso 1990), δ es un factor de reducción de cortante torsional, y βb es la excentricidad accidental e_a . Para todos los procedimientos de diseño estudiados en esta investigación, e_a no es tomada en cuenta. La fuerza de fluencia de cada elemento de resistencia lateral se fija igual a la máxima fuerza lateral en el elemento obtenida por la aplicación (simultánea) de las fuerzas cortantes de piso y el momento torsional mas críticoⁱⁱ (calculado con cualquiera e_{d1} o e_{d2}).

Siete procedimientos estáticos de diseño son evaluados en este trabajo. Ellos consisten en un conjunto de prescripciones que evalúan: (1) el factor α , (2) el factor δ , y (3) la fuerza lateral adicional F_t (fuerza sísmica adicional en el último piso del edificio). Excepto para la fuerza del nivel superior, la distribución de fuerzas laterales es supuesta lineal para todos los procedimientos. Cada procedimiento es resumido en la tabla 2-11 con la ecuación 2-29 presentada como sigue:

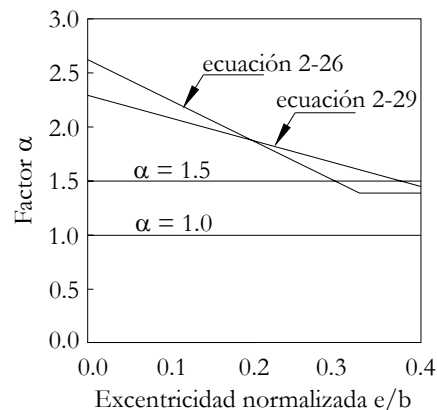
ⁱ Estas excentricidades tienen la forma general a las que se hizo referencia en el primer capítulo.

ⁱⁱ Esto hace parte de las recomendaciones que presentan algunos códigos y que fue tratado también en la sección anterior por Humar y Kumar.

$$\alpha = [2.25 - 2.0.(e_s / b)] \geq 1.25 \quad [2-29]$$

El procedimiento I se basa en el procedimiento de diseño del UBC dado que no amplifica las excentricidades de piso ($\alpha= 1.0$) y reduce las fuerzas de diseño causadas por torsión ($\delta= 1.0$). El uso de estos valores es equivalente a asumir que las fuerzas sísmicas son aplicadas estáticamenteⁱ. El procedimiento II no amplifica las excentricidades de piso ($\alpha=1.0$) pero no reduce las fuerzas cortantes causadas por torsión ($\delta=0.0$).

Fig. 2-41 Factor de amplificación α .



Un procedimiento de diseño representativo de la *Nacional Building Code of Canada* (NRCC 1995) es el procedimiento de diseño III con $\alpha=1.5$ y $\delta=0.5$ ⁱⁱ. Similarmente el procedimiento IV, que utiliza valores de los factores recomendados por el *Mexico*

ⁱ Esta es la misma consideración que se maneja en las normas Colombianas de diseño y construcción sismorresistente NSR-98

ⁱⁱ Estas recomendaciones fueron analizadas en la sección anterior por Humar y Kumar.

City Building Code (Gomez y Garcia-Ranz¹⁴ 1998), que amplifica 50% la excentricidad primaria de piso. El procedimiento III permite un 50% de reducción del cortante causado por torsión, mientras el procedimiento IV permite una total reducción de este cortante. Como se espera, el uso de $\alpha=1.5$ en este procedimiento traerá pequeñas demandas de ductilidad del elemento de resistencia lateral 3, comparada con la del procedimiento I y II. El procedimiento V es incluido aquí para estudiar el efecto del uso de $\delta=0.0$ en combinación con $\alpha=1.5$ aunque ningún código de edificios recomienda el uso simultáneo de estos valores.

El procedimiento VI es propuesto después de las recomendaciones hechas por Duan y Chandler (1993, 1995) por De la Colina, pero (1) con diferente formula para calcular α , (2) sin incluir el factor de esfuerzo para el elemento del borde rígido, y (3) sigla localización del centro de esfuerzos de piso. Como se muestra en la Fig. 2-41, el uso de cualquiera de las ecuaciones 2-26 o 2-29 conlleva casi a los mismos valores de factores de amplificación. La formula de la ecuación 2-29 es propuesta porque produce factores de amplificación mas pequeños para excentricidades pequeñas que la ecuación 2-26. Adicionalmente, la ecuación 2-29 produce variaciones mas leves de este factor al compararlo con la ecuación 2-26 (variación menos empinada y no cambia de inclinación en $e_s/b = 0.3$).

El procedimiento VII es similar la anterior, pero usa una fuerza lateral adicional F_t en el último nivel de piso equivalente al 10% del cortante basal V , como recomiendan Duan y Chandler (1993) (ecuación 2-26). Nótese que los procedimientos I hasta el V utilizan la siguiente recomendación del *Uniform Building Code* (1997) para estimar la fuerza lateral del último nivel, que conlleva a $F_t = 0.0$ para el modelo de cinco pisos con $T=0.5s$.

$$si \quad T > 0.7s.: \quad F_t = 0.07.T.V_b < 0.25.V_b \quad [2-30a]$$

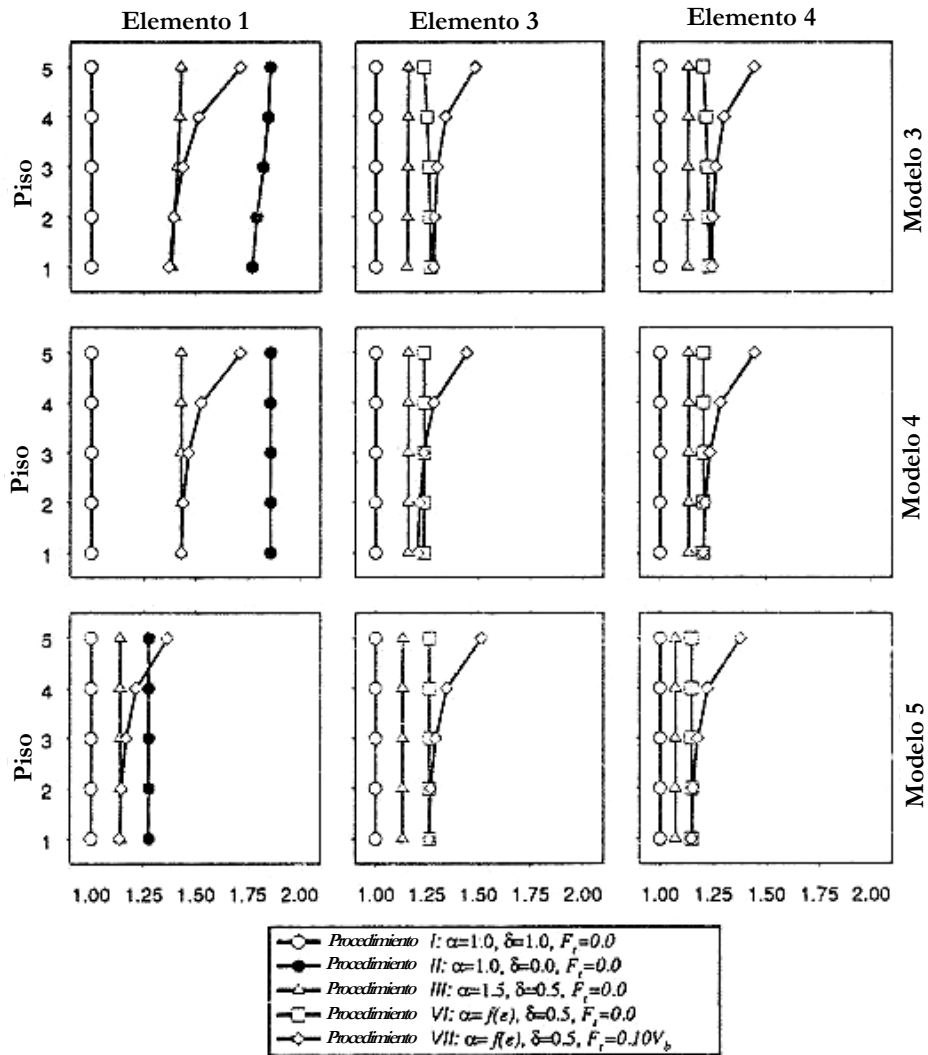
$$si \quad T \leq 0.7s.: \quad F_t = 0.0 \quad [2-30b]$$

Algunos valores para el factor α son mostrados en la Fig. 2-41. La fórmula propuesta por Chandler y Duan (1993) (ecuación 2-26) y la formula propuesta por De la Colina aquí (ecuación 2-29), que son también mostradas en la misma figura, conllevan a valores de α que decrecen con la excentricidad de piso normalizada. Como sugiere la ecuación 2-29, el limite inferior de α solo aplica para grandes valores de la excentricidad normalizada ($e/b > 0.5$). Esto puede ser observado en la tabla 2-11 resultando que las excentricidades normalizadas de todos los modelos considerados en este estudio son menores que 0.4, que es típico en los edificios reales.

Para todos los procedimientos, el cortante en la base es obtenido del espectro de diseño Newmark-Hall (1982) correspondiente a un 5% de amortiguamiento y a un 50% de probabilidad de excedencia. A lo largo de la dirección “y” (Fig. 2-39), un espectro es definido con PGA igual a 1 g, después de escalada la componente NS del registro El Centro con un factor igual a 2.87. Para la dirección “x”, se define un espectro con PGA igual a 0.60 g que resulta de la aplicación del mismo factor de escala a la componente ortogonal del sismo. Dos factores de reducción de fuerza sísmica ($R=3$ y $R=6$) son utilizados para todos los diseños para evaluar las recomendaciones de diseño en alcances diferentes de comportamiento inelástico.

La Fig. 2-42, muestra la relación de fuerzas de fluencia para los procedimientos II, III, VI y VII con relación al procedimiento I, en los elementos 1, 3 y 4 de los modelos 3, 4 y 5.

Fig. 2-42 Fuerzas normalizadas en los elementos para los modelos 3, 4, y 5 diseñado con $R = 3$.



Los procedimientos IV y V no se incluyen en esta figura debido a que las fuerzas que producen en algunos elementos, son muy similares a las producidas por otros procedimientos que si se grafican. Por ejemplo, los procedimientos IV y V que utilizan $\alpha = 1.5$, conducen las mismas fuerzas en los elementos 3 y 4 que el procedimiento III, similarmente el procedimiento IV que utiliza $\delta = 1.0$, produce la

misma fuerza en el elemento 1 que el procedimiento I, y la fuerza en el elemento 1 calculada para el procedimiento V es la misma que para el procedimiento II.

Se observa que en el lado izquierdo de la gráfica de esta figura (elemento 1) que el procedimiento II conlleva a un incremento significativo de la fuerza en el elemento 1 con respecto al procedimiento I. esto es debido al uso del factor $\delta = 0.0$ en el procedimiento II, que no reduce las fuerzas cortantes causadas por torsión. Como para el procedimiento III ($\delta=0.5$), los esfuerzos son localizados entre los del procedimiento I ($\delta=1.0$) y los del procedimiento II ($\delta=0.0$). El procedimiento VII, que utiliza $F_t = 10\%$ del cortante basal V, conduce casi a las mismas fuerzas que el procedimiento III para los pisos bajos; sin embargo las fuerzas son mayores para los elementos de resistencia lateral de los pisos superiores, como resultado del uso de $F_t = 0.10V$ en el último nivel del edificio.

En el elemento 3, la parte central de la gráfica muestra que para los modelos 3, 4 y 5, los esfuerzos evaluados con los procedimientos VI y VII son mayores que los calculados con el procedimiento III. Esto es el resultado del uso de la ecuación 2-29, que conduce a valores de α mayores que 1.5 para las excentricidades de estos modelos (vea también Fig. 2-41). El incremento de las fuerzas de fluencia para los pisos superiores observado para el procedimiento VII es también causado por la consideración de $F_t = 0.1V$. Aunque las excentricidades de diseño son calculadas con la misma ecuación 2-29 en estos procedimientos (VI y VII), diferentes excentricidades de piso llevan a diferentes distribuciones de fuerzas y, por tanto, a diferentes demandas de ductilidad. El lado derecho de la Fig. 2-42 también muestra que la fuerza de fluencia del elemento transversal (elemento 4) sigue la misma tendencia de fuerza de fluencia que el elemento 3.

En general, la Fig. 2-42 muestra que el procedimiento VII es más conservador que los otros procedimientos para los elementos 3 y 4, particularmente para pisos superiores. Como para el elemento 1, el procedimiento II, que utiliza $\delta=0.0$, es más conservador que casi todos los casos. En algunos casos, sin embargo, (piso superior del modelo 5), el procedimiento VII puede llevar a mayores fuerzas en el elemento 1 del piso superior, que el procedimiento II.

2.3.4 ANÁLISIS

Una vez que las fuerzas de fluencia de todos los elementos de resistencia lateral han sido estimadas de acuerdo con todos los procedimientos de diseño, los modelos son sujetos a las componentes horizontales del movimiento sísmico El Centro (1940) escalado con un factor de aceleración igual a 2.87. Una solución paso a paso es calculada para cada caso el método modificado de Newton Raspón (Chopra 2001). Se registra entonces la demanda de ductilidad por desplazamiento para los elementos 1, 3 y 4. En los modelos 5, 6 y 7 con rigidez asimétrica (Fig. 2-40), el elemento de resistencia lateral 1 corresponde al borde rígido y el elemento 3 corresponde al borde flexible.

2.3.5 DEMANDA DE DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO

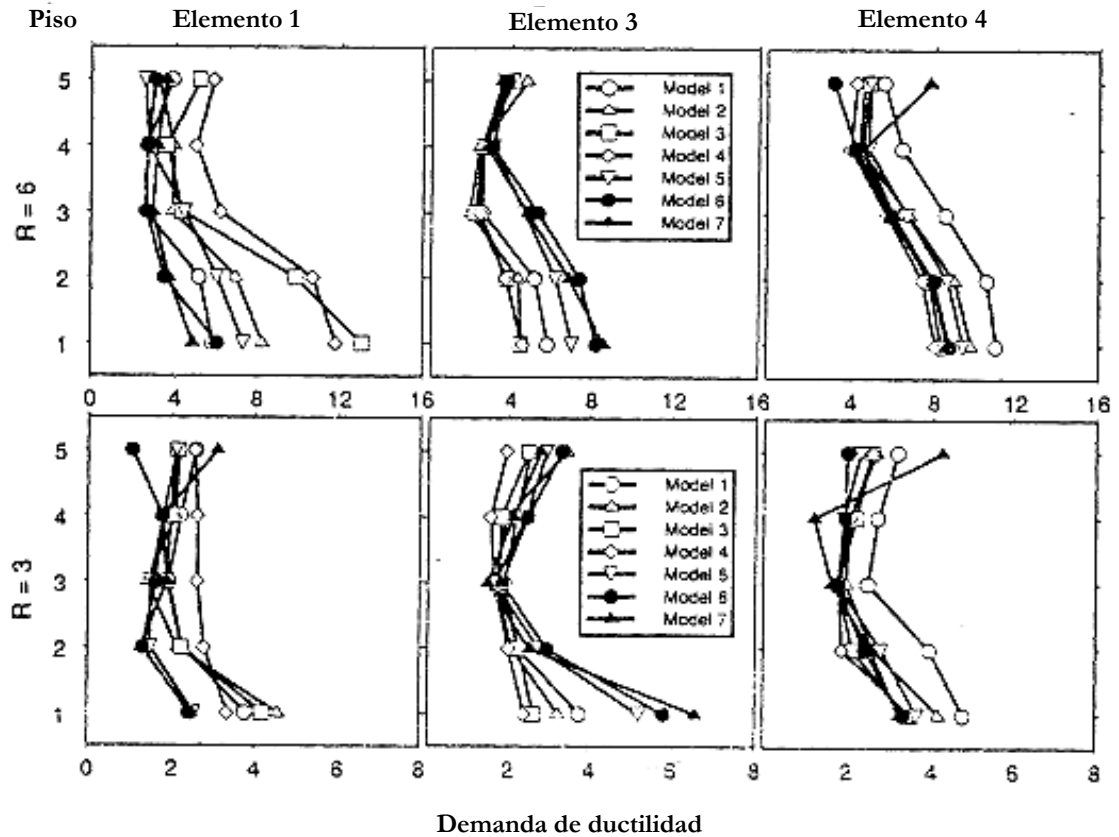
2.3.5.1 Procedimiento I

La Fig. 243 muestra la demanda de ductilidad por desplazamiento μ calculadas para los modelos diseñados con el procedimiento I y dos valores del factor de reducción de la fuerza lateral R. Dentro de la gráfica, cada línea identifica un modelo diferente de acuerdo con la Fig. 2-40. Los resultados del modelo 1 torsionalmente balanceado

(TB) son identificados con un círculo blanco. Esta gráfica muestra que para pisos bajos en algunos modelos, la demanda de ductilidad es mayor que el correspondiente valor de R, lo cual como se indico en los estudios pasados es típico para edificios de varios pisos.

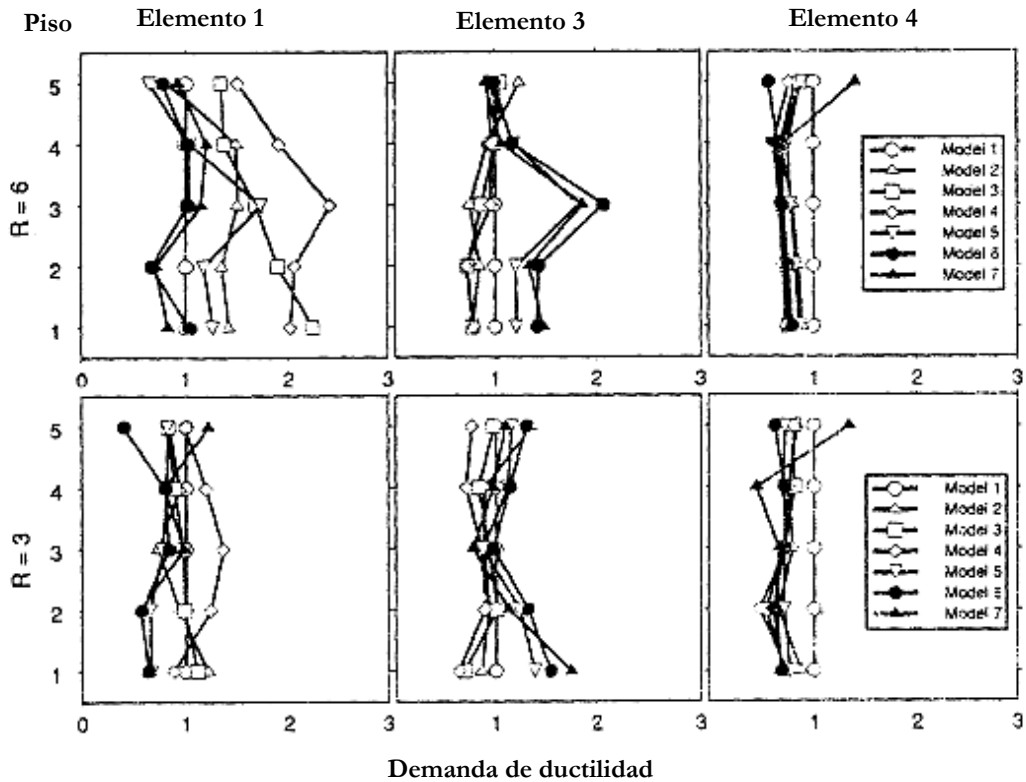
Para el elemento 1, la demanda de ductilidad en varios modelos resulta ser significativamente mayor que el que se calcula para el modelo I, principalmente para los pisos inferiores. Esto es el resultado del uso del valor $\delta=1.0$ en el procedimiento I, que reduce el cortante de diseño causado por torsión. Para el elemento 3 (gráfica central) la demanda de ductilidad de los modelos con rigidez excéntrica (modelos 5, 6 y 7) también resultan ser mayores que las valoradas en el modelo I para pisos inferiores. Los resultados para el elemento transversal 4 indican que la demanda de ductilidad de sistemas torsionalmente desbalanceados al parecer es controlado adecuadamente por el procedimiento de diseño I, excepto para el último piso del modelo 7.

Fig. 2-43 Demanda de ductilidad de desplazamiento calculada para los modelos diseñados con el procedimiento I.



Para una mejor representación de la distribución de la demanda de ductilidad producida por el comportamiento torsional puede ser apreciada cuando la demanda de ductilidad de los sistemas torsionalmente desbalanceados son normalizados con respecto al modelo torsionalmente balanceado asociado. Así, la Fig. 2-44 muestra la demanda de ductilidad de sistemas TU normalizada con respecto a la del modelo I. en general los resultados indican que el procedimiento de diseño I no lleva a niveles aceptables en la demanda de ductilidad para los elementos 1 y 3, particularmente para sistemas diseñados con $R = 6$

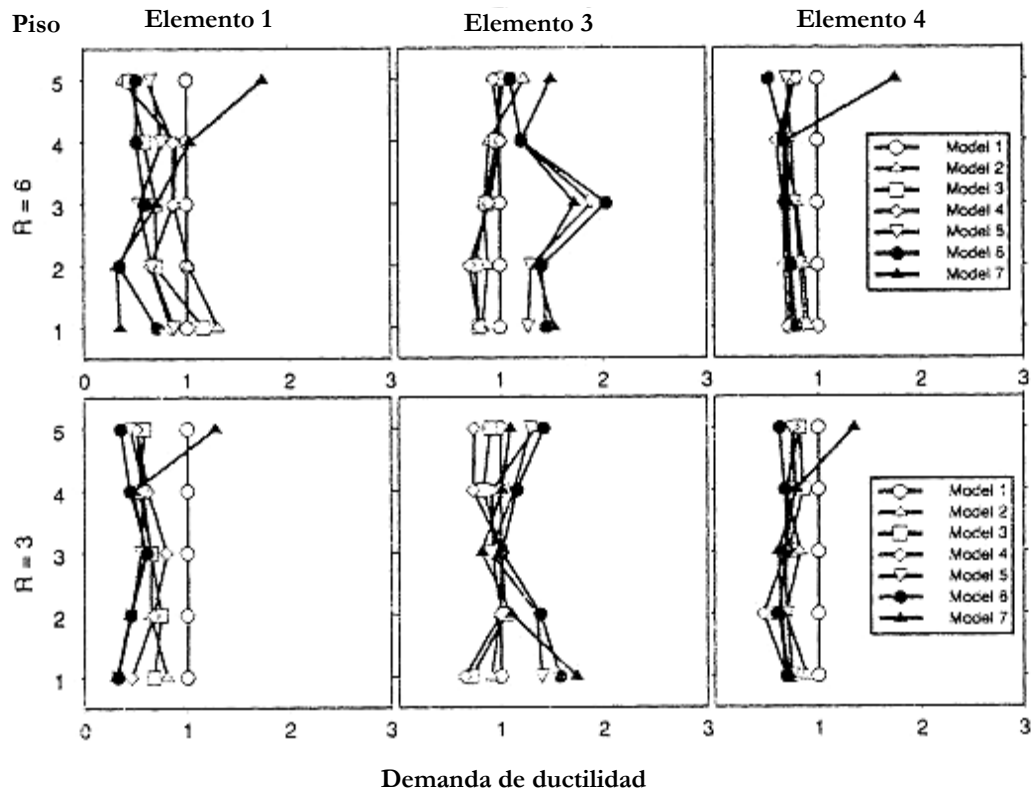
Fig. 2-44 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento I.



2.3.5.2 Procedimiento II

La demanda de ductilidad normalizada, usando el procedimiento II es mostrada en la Fig. 2-45. Este procedimiento produce demandas de ductilidad mas pequeñas para el elemento 1 que el procedimiento I. la reducción observada es causada por el uso de $\delta=0.0$ en el segundo procedimiento.

Fig. 2-45 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento II.

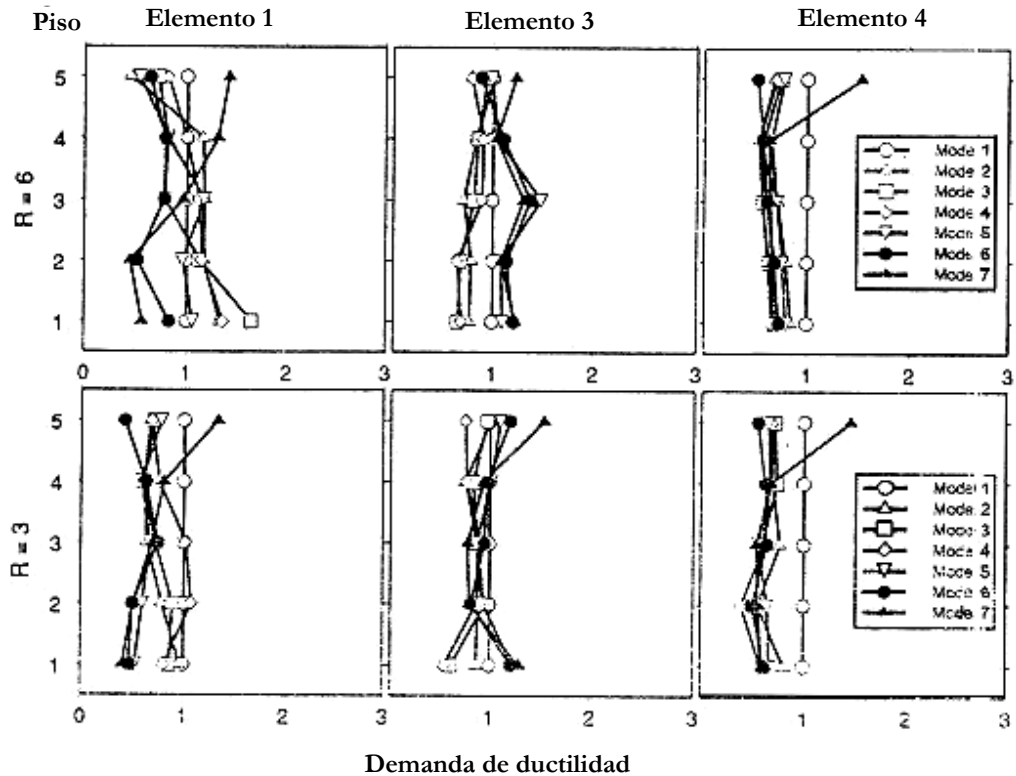


2.3.5.3 Procedimiento III

La demanda de ductilidad normalizada, evaluada para el procedimiento de diseño III, que considera $\alpha=1.5$ y $\delta=0.5$, se muestra en la Fig. 2-46. Se nota que excepto para algunos casos (pisos inferiores de modelos con masas excéntricas y pisos superiores del modelo 7 con rigidez excéntrica), $\delta=0.5$ produce niveles aceptables de demanda de ductilidad para el elemento 1, particularmente para $R = 3$. El uso de $\alpha = 1.5$ también lleva a valores de demanda de ductilidad en los sistemas torsionalmente desbalanceados similares a los de los sistemas torsionalmente balanceados para los

elementos 3 y 4. Ahora bien, este procedimiento no controla la demanda de ductilidad de los elementos de resistencia lateral del último piso del modelo 7.

Fig. 2-46 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento III.



2.3.5.4 Procedimiento IV

Aunque el *Mexico City Building Code* adicione recomendaciones para el diseño torsión, el procedimiento IV es representativo de este código porque amplifica la excentricidad primaria de piso ($\alpha=1.5$) y permite un 100% de reducción de las fuerzas cortantes de diseño causadas por torsión ($\delta=1.0$). Como se espera, la demanda de ductilidad del elemento 1 es similar a la que se obtiene con el procedimiento I, que también utiliza

$\delta=1.0$. Las demandas de ductilidad de los elementos 3 y 4 resultaron ser prácticamente iguales a las que se obtienen con el procedimiento III, (ver Fig. 2-46).

2.3.5.5 Procedimiento V

El procedimiento V es incluido aquí para estudiar el efecto de utilizar simultáneamente $\delta=0.0$ en combinación con $\alpha=1.5$. Los resultados en el elemento 1 para este procedimiento son similares a los observados al utilizar el procedimiento II (que también utiliza $\delta=0.0$). Este valor de δ conduce a demandas de ductilidad para el elemento 1 de sistemas torsionalmente desbalanceados menores que las que se obtienen para sistemas torsionalmente balanceados en casi todos los casos. Los resultados sugieren que esta reducción puede ser grande para sistemas diseñados con $R = 3$. La demanda de ductilidad para los elementos 3 y 4 es prácticamente igual a la obtenida con el procedimiento III. Esto confirma que, para los valores de α y δ estudiados aquí (1) el efecto del factor δ es mínimo para el diseño de los elementos 3 y 4, y (2) el efecto del factor α es también mínimo para el diseño del elemento 1.

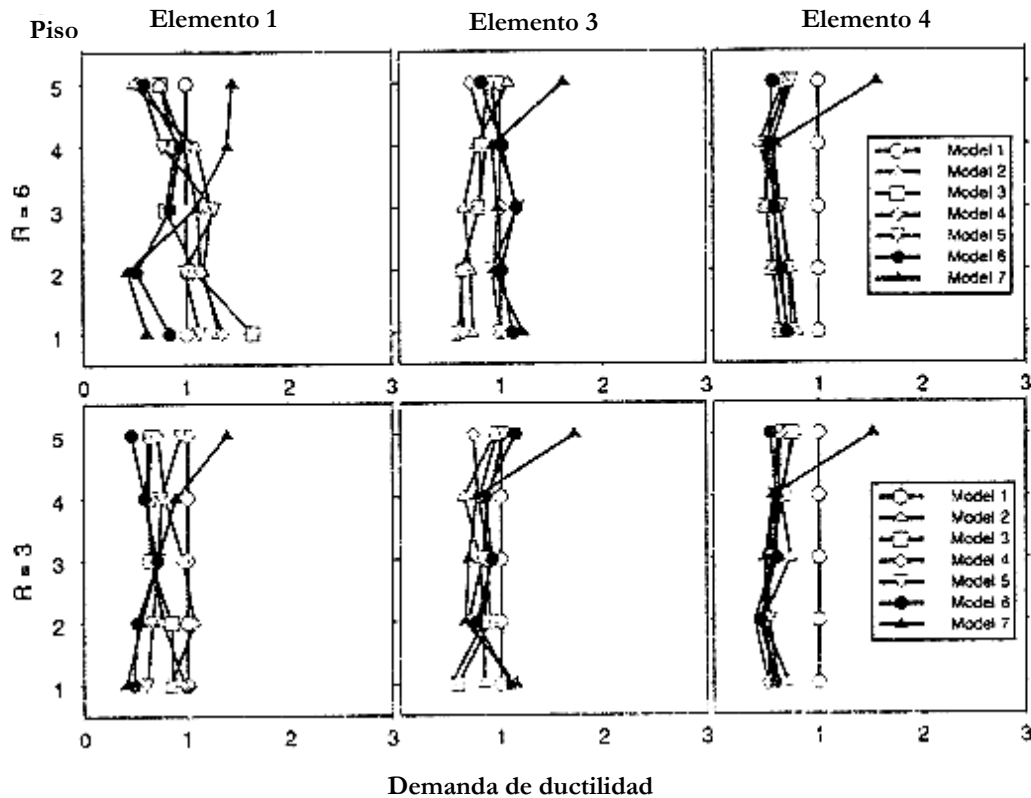
2.3.5.6 Procedimiento VI

Las demandas de ductilidad calculadas con el procedimiento VI son mostradas en la Fig. 2-47. Este procedimiento explora la conveniencia del cálculo del factor de amplificación α como una función de la excentricidad de piso de acuerdo con la ecuación 2-29. Un valor de $\delta=0.5$ fue seleccionado para este procedimiento y, por tanto, la demanda de ductilidad para el elemento 1 es similar a la que se obtiene con el procedimiento III.

Cuando son comparados con los resultados de los procedimientos I y II ($\alpha=1.0$), el procedimiento VI esencialmente conduce a la misma demanda de ductilidad del

elemento 4 para ambos valores de R. Para el elemento 3, el procedimiento VI lleva a una distribución mas uniforme de la demanda de ductilidad a lo largo de la altura del edificio, excepto otra vez en el último piso del modelo 7.

Fig. 2-47 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento VI.



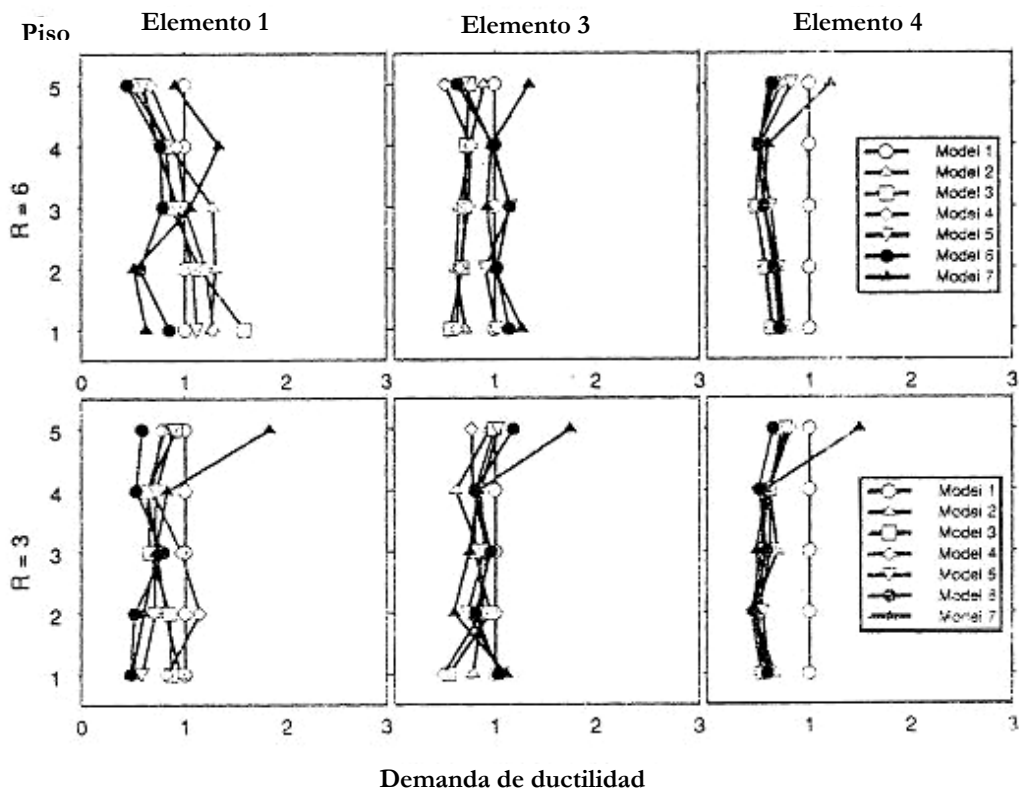
2.3.5.7 Procedimiento VII

La conveniencia de la aplicación de una fuerza lateral adicional en el último nivel del edificio $F_t = 0.10V$ es investigada con este procedimiento. La demanda de ductilidad calculada con este procedimiento VII es mostrada en la Fig. 2-48. Para evaluar los efectos de la aplicación de esta fuerza adicional F_t , los resultados de este procedimientos son comparados con los que se obtienen con el procedimiento VI,

que utiliza los mismos parámetros de diseño pero con $F_t = 0.0$. Antes de analizar los resultados, es importante tener presente que la aplicación de la fuerza lateral reducirá la demanda de ductilidad de los pisos superiores, incluyendo los de sistemas torsionalmente balanceados.

Para el elemento 1, $F_t = 0.10V$ puede llevar a una reducción pequeña de la demanda de ductilidad en este elemento para sistemas torsionalmente desbalanceados. Los elementos 3 y 4 no muestran una significativa reducción de la demanda de ductilidad normalizada, incluso la aplicación de $F_t = 0.10V$ no controla satisfactoriamente la demanda de ductilidad de los elementos de resistencia lateral en el último piso del modelo 7.

Fig. 2-48 Demanda de ductilidad de desplazamiento normalizada de los modelos diseñados con el procedimiento VII.



2.3.6 RESPUESTA TORSIONAL GLOBAL DEL EDIFICIO

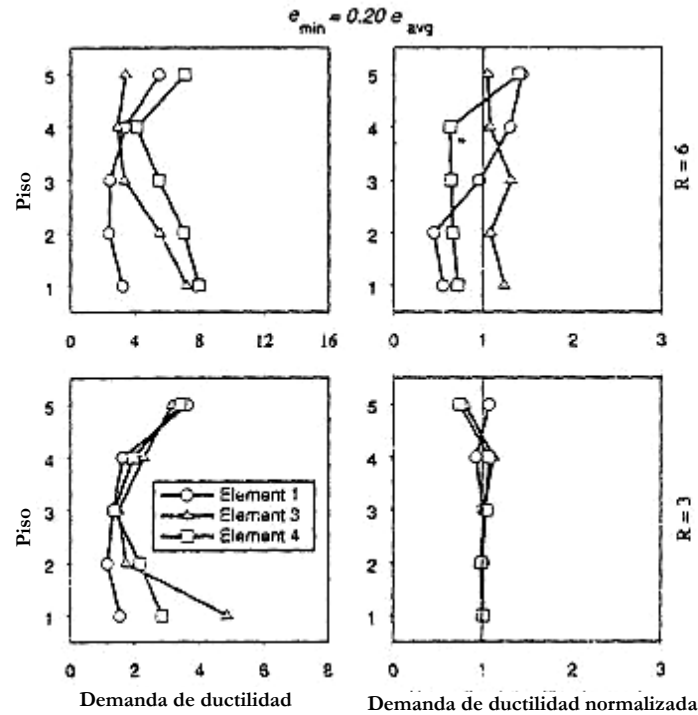
El análisis de los resultados anteriores para los elementos 1, 3 y 4 claramente muestra que los procedimientos de diseño no son capaces de controlar satisfactoriamente la demanda de ductilidad de estos elementos en el último piso del modelo 7. Esto no es difícil de entender, incluso aunque la excentricidad (natural) de piso de el último piso es igual a cero, el comportamiento torsional causado por los pisos inferiores inducen torsión en todos los pisos, incluyendo los de excentricidad cero. En particular, el último piso del modelo 7 termina siendo sub-diseñado porque un análisis estático convencional de primer orden no identifica cualquier torsión en este piso. Solo un análisis dinámico (cualquiera lineal o no lineal) identificara la torsión del último piso del modelo 7.

Para tener en cuenta esta respuesta global del edificio, la *Mexico City Building Code* recomienda utilizar una excentricidad mínima (e_{\min}) igual al 50% de la excentricidad del piso adyacente cuando un procedimiento de diseño estático es usado. Para el modelo 7, esta recomendación implica el uso de un valor para el último piso de $e = e_{\min} = 0.5(e)_{4\text{to piso}} = 0.5 \cdot 0.10 = 0.05$. Un valor similar puede ser obtenido tomando como excentricidad mínima una fracción de la excentricidad promedio (e_{prom}) de todos los pisos. En este estudio, una fracción igual al 20% es investigada.

La Fig. 2-49 muestra la demanda de ductilidad calculada para el modelo 7 cuando $e_{\min} = 0.20 e_{\text{prom}}$. Para la distribución de excentricidades de este modelo, e_{\min} resulta igual a 0.03. La demanda de ductilidad es calculada con los siguientes factores: $\alpha=1.5$ y $\delta=0.5$ (el valor de F_t fue tomado igual a cero). Puede observarse que con el uso de esta excentricidad mínima la demanda de ductilidad para los elementos 1, 3 y 4 es casi igual a la que se obtiene de sistema torsionalmente balanceados cuando $R = 3$. Para $R = 6$, el uso de esta recomendación también produce valores aceptables de

demanda de ductilidad. Es importante reconocer que este comportamiento global solo puede ser observado del estudio de modelos de edificios de varios pisos.

Fig. 2-49 Demanda de ductilidad para el modelo 7 con $\alpha = 1.5$, $\delta = 0.5$, $F_t = 0.0$, $e_{\min} = 0.20e_{\text{prom}}$.



2.3.7 CONCLUSIONES DEL ESTUDIO REALIZADO POR DE LA COLINA

La evaluación de las recomendaciones de diseño están basadas en la comparación de la demanda de ductilidad por desplazamiento μ de algunos elementos de resistencia lateral de sistemas torsionalmente desbalanceados con la demanda de los correspondientes elementos en sistemas torsionalmente balanceados. No son consideradas las recomendaciones acerca de las excentricidades accidentales.

El uso de $\delta=0.5$, en combinación con la ecuación 2-29 propuesta por De la Colina y el procedimiento de diseño estático basado en las excentricidades de piso, lleva a demandas de ductilidad en los elementos de resistencia lateral del lado izquierdo de sistemas torsionalmente desbalanceados cercanamente menores que los obtenidos para sistemas torsionalmente balanceados para casi todos los pisos de todos los modelos considerados. La excepción fue el último piso del modelo 7. Similares resultados se obtienen con el procedimiento III, que también utiliza $\delta=0.5$, pero con un factor $\alpha=1.5$. Este 50% de reducción de las fuerzas cortantes (causadas por torsión) para el diseño de elementos del costado izquierdo parece ser la manera mas simple a cuenta de los favorables efectos de torsión en los elementos del lado izquierdo. El valor de $\delta=0.0$ no reduce las fuerzas cortantes causadas por torsión y los resultados indican que este valor lleva a fuerzas de diseño en el elemento 1 innecesariamente conservadoras.

Excepto para pocos casos, el valor de $\alpha=1.5$ controla la demanda de ductilidad por desplazamiento del elemento 3 de modelos TU cerca de los valores de los elementos correspondientes de sistemas TB. Por otra parte, $\alpha=1.0$ puede llevar a demandas de ductilidad del elemento 1 de sistemas TU significativamente mayores que la de los correspondientes elementos en sistemas TB.

Los resultados que obtiene De la Colina, indican que la ecuación 2-29 propuesta por él conduce a distribuciones de demanda de ductilidad un poco mejores que las que usan $\alpha=1.5$, excepto (de nuevo) para el último piso del modelo 7.

El uso de la fuerza adicional en el último piso $F_t = 0.10V$, recomendada por Duan y Chandler (1993), mostró menores demandas de ductilidad para los pisos superiores. Sin embargo, el uso de esta fuerza no controla la demanda de ductilidad adicional

que puede surgir en los pisos superiores con excentricidades muy pequeñas o de cero.

Para sistemas con excentricidades muy pequeñas o de cero en los pisos superiores, la demanda de ductilidad puede ser grande. Este es el caso incluso para sistemas diseñados con grandes fuerzas en el piso superior del edificio (ver, por ejemplo, el último piso del modelo 7). Esta gran demanda es debida a la respuesta torsional de los pisos inferiores que es transmitida a los pisos superiores. Para evitar este problema puede ser utilizada una excentricidad de diseño mínima, cuando se aplica un procedimiento de diseño estático, que podría ser una fracción del promedio de las excentricidades de todos los pisos del edificio (e_{prom}). El uso de $e_{min} = 0.20 e_{prom}$ mostró una solución a este problema en los últimos pisos, conduciendo a valores aceptables de la demanda de ductilidad.

Los resultados de este estudio recomiendan el uso del procedimiento estático de diseño basado en las excentricidades de piso junto con la ecuación 2-29, $\delta=0.5$, y una mínima excentricidad de piso igual a 0.2 veces el promedio de las excentricidades de todos los pisos.

JUAN C. DE LA LLERA Y ANIL K. CHOPRA, 1994

2.4 ACCIDENTAL AND NATURAL TORSIÓN IN EARTHQUAKE RESPONSE AND DESIGN OF BUILDINGS

El estudio realizado por De la Llera y Chopra esta encaminado a desarrollar un marco conceptual simple que permita a científicos y a ingenieros entender el funcionamiento relativo de diversas configuraciones estructurales asimétricas, antes de cualquier análisis dinámico no lineal sofisticado y a desarrollar un método simplificado para el análisis no lineal de edificios asimétricos, que combine el conocimiento disponible del funcionamiento sísmico de estas estructuras con algunas de las herramientas analíticas para análisis inelásticos refinados.

Estos objetivos se consideran en tres investigaciones relacionadas, descritas en los tres últimos capítulos que componen la segunda parte de la investigación. En el primero de ellos la idea fundamental es estudiar los efectos de la asimetría en planta considerando la respuesta en el tiempo del cortante en la base y el momento torsional para diferentes configuraciones estructurales. Esta respuesta en el tiempo se representa por un espacio de fuerzas que relaciona los cortantes en la base V_x y V_y en las direcciones “x” y “y”, respectivamente, y el momento de torsión en la base T . Para cada instante, el cortante y el momento en la base definen un punto en este espacio. Estas combinaciones de cortante y de momento torsional en la base generan en este espacio, una superficie denominada, para sistemas de un grado de libertad como la superficie última BST (cortante y torque en la base). La superficie BST es definida por el grupo de combinaciones de cortante y momento torsional en la base, que corresponden a los diferentes mecanismos de falla que se pueden desarrollar en

el sistema. La idea de la superficie BST no es nueva; de hecho, proviene del trabajo anterior de Kan y Chopra (1979) y en el pasado había sido considerado antes por otros investigadores.

Seguido, el estudio considera la extensión de este marco conceptual al caso del comportamiento inelástico de edificios asimétricos de múltiples pisos. Las preguntas siguientes son la motivación de ese capítulo, ¿qué se puede decir sobre el comportamiento torsional de una estructura asimétrica antes de realizar análisis dinámico inelástico?; ¿cómo podemos ajustar la distribución de rigideces en planta y la fuerza en el sistema para alcanzar un buen funcionamiento?; ¿qué planos resistentes deben ser rigidizados o reforzados?; ¿cuál es el efecto de la componente ortogonal del movimiento del terreno con respecto al diseño de los planos resistentes en la dirección de la primera componente del movimiento del terreno?

Finalmente, se desarrolla en el último capítulo de este estudio un método simplificado para el análisis y el diseño de estructuras con planta asimétrica. Tal método se basa en el marco conceptual desarrollado en los capítulos precedentes y algunas de las herramientas analíticas de los análisis inelásticos refinados. El nuevo método simplificado de análisis considera un super-elemento estructural (SE) por piso del edificio, que es capaz de representar las características elásticas e inelásticas del piso.

Algunas de las conclusiones a las que llegan De la Llera y Chopra son presentadas en los siguientes párrafos.

La respuesta en el tiempo del cortante y el momento torsional en la base, especialmente si se acompaña con la superficie BST, representan una herramienta conceptual bastante útil para entender el comportamiento de diversos edificios

asimétricos. La superficie BST contiene toda la información esencial necesaria para describir las características inelásticas de un sistema. Por otra parte, su forma se relaciona directamente con los mecanismos de fluencia de la estructura y, de esta manera, controla las demandas de desplazamiento de los planos resistentes. Los factores que determinan la forma de la superficie BST y, por tanto, influyen de manera importante el comportamiento inelástico de un edificio asimétrico en planta son: (1) la capacidad lateral y torsional del sistema, (2) la fuerza resistentes de los planos en la dirección ortogonal, (3) la excentricidad de la fuerza, (4) la distribución en planta de la fuerza, y (5) la intensidad del movimiento del terreno en la dirección ortogonal.

Un aumento en la fuerza lateral de los planos ortogonales conduce a demandas más uniformes de la dislocación (menos rotación del plan) de los planos resistentes a lo largo de la dirección del movimiento de tierraⁱ.

Se ha observado que una reducción en la capacidad torsional de los sistemas asimétricos en la rigidez puede producir, a expensas de desplazamientos más grandes, demandas más uniformes de desplazamiento en los planos resistentes.

La existencia de un componente ortogonal del movimiento en el terreno implica una reducción en la capacidad torsional del edificio como resultado del movimiento lateral en esa dirección. Debido a esta reducción, el comportamiento inelástico en estos sistemas implica generalmente mecanismos predominantemente torsionales

ⁱ Esto es el resultado del incremento directo en la rigidez torsional del sistema, a mayor rigidez torsional menos deformación angular, por consiguiente mayor similitud en las demandas de desplazamiento en los elementos resistentes en la dirección principal del movimiento sísmico.

que concentran la inelasticidad en los planos que resistentes localizados más lejos del plano más rígido, que usualmente permanece elástico. Sin embargo, si la componente ortogonal del movimiento de tierra no es intensa, los planos resistentes en esa dirección pueden ser asumidos para contribuir a resistir el momento de torsión en la base y se podrían incluir en el modelo del edificio. En contraste, para un movimiento en el terreno intenso, es muy probable la fluencia de estos planos y, para todos los propósitos prácticos, no deben ser incluidos en el modelo. En realidad, el comportamiento real del sistema es limitado realmente por estos dos casos.

Un nuevo modelo simplificado para el análisis y el diseño sísmico inelástico de estructuras asimétricas se formula en este estudio. Algunas de las ventajas de usar este modelo en lugar de los modelos tridimensionales convencionales de la estructura se presentan a continuación:

El tiempo requerido en formular un modelo de SE, analizarlo, e interpretar sus resultados es por lo menos de una orden de magnitud más pequeña que para cualquier modelo inelástico convencional 3-D, haciéndolo práctico para que el ingeniero intente varias configuraciones estructurales y la búsqueda de un grado óptimo de diseño en términos del costo y de seguridad sísmica. Consecuentemente, los ingenieros podrían utilizar el análisis dinámico no lineal en la práctica, que debe dar lugar a estructuras más seguras y más rentables. Finalmente, diferente de los modelos convencionales, la complejidad del modelo del SE no aumenta con la complejidad de la planta del edificio, o un aumento en el número de planos resistentes.

El modelo de SE es según De la Llera y Chopra una herramienta de gran alcance para el diseño conceptual de un edificio, principalmente porque se basa en la

superficie de SST (superficie equivalente a la BST pero de piso) para cada piso del edificio. Estas superficies permiten visualizar características importantes de la respuesta inelástica de la estructura, incluso, antes de que se realice cualquier análisis dinámico, y permite contestar a preguntas como, ¿donde va a estar concentrado el daño para una configuración de planta dada?, ¿cómo podemos hacer el daño más uniforme entre los planos resistentes?, o ¿cómo colapsara eventualmente la estructura?

2.5 REFERENCIAS

-
- ¹ Kan, C.L. and Chopra, A.K., 1976, *Coupled lateral torsional response of buildings to ground shaking*, Earthquake Engineering Research Centre. University of California. Berkeley. Report No, 76-13.
- ² Rosenblueth, E.. and Elorduy, J. 1969. *Response of linear systems to certain transient disturbances*. Proceedings of the Fourth World Conference in Earthquake Engineering. Santiago, Vol. 1. pp. A1 185-196.
- ³ Wilson, E.L.. Derkiureghian. A., and Bayo, E.P. 1981. *A replacement for the SRSS method in seismic analysis*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 9: 187-194.
- ⁴ Canadian Commission on Building and Fire Code. 1995. *National building code of Canada 1995*. National Research Council of Canada, Ottawa, Ont.
- ⁵ Naumoski. N.. Tso. W.K., and Heidebrecht, A.C. 1988. *A selection of representative strong motion records having different a/v ratios*. Department of Civil Engineering, McMaster University. Hamilton. Ont., EERG Report 88-01.
- ⁶ De La Llera, J.C., and Chopra, A.K. 1994«. *Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings*. Earthquake Engineering Research Centre, University of California. Berkeley, Calif.. Report No. 94-07.
- ⁷ Human J.L., and Kuman P. 1998. *Torsional motion of buildings during earthquakes. I. Elastic response*. Canadian Journal of Civil Engineering, 25(5).
- ⁸ Guendelman-Israel. R., and Powell, G.H. 1977. *DRAIN-TABS: a computer program for inelastic earthquake response of three-dimensional buildings*. Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, Calif.. Report No. UCB/EERC-77/08.
- ⁹ Chandler, A. M., and Duan, X. N., 1993. *A modified static procedure for the design of torsionally unbalanced multistory frame buildings*, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 22 (5), 447-462.
- ¹⁰ Duan, X. N., and Chandler, A. M., and, 1993. *Inelastic seismic response of code-designed multistory frame buildings with regular asymmetry*, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 22 (5), 431-445.

¹¹ Páez, A., and Escobar, J. A., 2000. *Design of buildings whit torsión, complimentary requirement*, El Portulano de la Ciencia, Instituto Politecnico Nacional, Mexico (in Spanish), 1, 111-126.

¹² Tso, W. K., and Wong, C. M., 1993, An evaluation of the New Zealand code torsional provision, Bull. N. Z. Natl. Soc. Earthquake Eng. 26 (2), 194-207.

¹³ Duan, X. N., and Chandler, A. M., and, 1995. *Seismic torsional response and design procedures for a class of setback frame buildings*, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 24 (5), 761-777.

¹⁴ Gómez, R., and García-Ranz, F., 1998. *The Mexico earthquake of 19 September 1985-Complementary technical norms for earthquake resistant design*, Earthquake Spectra 4 (3), 441-459.

CAPITULO 3 PROVISIONES TORSIONALES EN LA NSR-98 Y ALGUNOS CÓDIGOS DE OTROS PAÍSES

La importancia de conocer las recomendaciones que sobre el diseño por torsión presentan los códigos de otros países, no tiene discusión a efectos de la presente investigación. Conocer estas provisiones involucra una referencia, que debe establecer que tan lejos o que tan cerca estamos haciendo nuestros diseños con respecto a otros países, además de lo interesante que es examinar las diferencias en el estado del arte desde diferentes puntos de vista, geográficamente distantes.

Este capítulo esta dedicado a la presentación de las recomendaciones que se consideran en los códigos analizados, sobre los efectos sísmicos en los elementos estructurales causados por la torsión natural cuando se aplica una metodología estática de diseño.

Serán presentadas las recomendaciones del diseño por torsión que se establecen en los códigos de diseño de Australia, Canadá, Estados Unidos, México y por supuesto en las normas colombianas de diseño y construcción sismorresistente NSR-98. En este momento es importante recordar que la mayoría de las recomendaciones para establecer los efectos torsionales en los elementos estructurales presentan la forma de las ecuaciones [1-1a] y [1-1b] en donde la primera esta destinada fundamentalmente a los elementos en el borde flexible de la planta y la segunda en la mayoría de casos, se establece para los elementos localizados en el borde rígido, como se comento a lo largo de los capítulos anteriores.

$$e_{d1} = \alpha \cdot e + \beta b \quad [1-1a]$$

$$e_{d2} = \delta \cdot e - \beta b \quad [1-1b]$$

La distribución del cortante basal en la altura del edificio es muy similar para todos los códigos considerados, aunque para algunos códigos el valor del exponente “k” es constante e igual a la unidad, representando para cualquier valor de periodo, una distribución del cortante basal en la altura de forma equivalente a un triángulo invertido.

3.1 AUSTRALIAN STANDARD AS 1170.4 (1993)

En esta nueva versión del código sísmico australiano se consideran las siguientes recomendaciones cuando se aplica el método de diseño sísmico estático.

Distribución del cortante basal

La fuerza para cada nivel x esta dada por:

$$F_x = C_{Vx} V \quad [3-1]$$

Donde V es el cortante basal y C_{Vx} es un coeficiente sísmico dado por:

$$C_{Vx} = \frac{G_{gx} h_x^k}{\sum_{i=1}^n G_{gi} h_i^k} \quad [3-2]$$

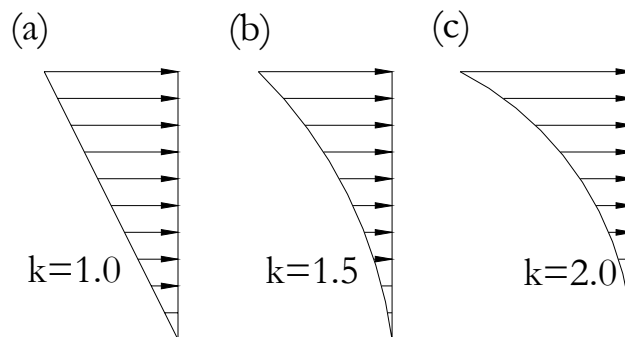
donde, n = número de niveles del edificio, G_{gx} , G_{gi} = masa concentrada en el nivel x e i, h_x , h_i = alturas desde la base hasta los niveles x e i, k = exponente relacionado con el periodo fundamental del edificio.

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{para } T \leq 0.5s \\ 1 + 0.5(T - 0.5) & \text{para } 0.5 \leq T \leq 2.5s \\ 2.0 & \text{para } T \geq 2.5s \end{cases} \quad [3-3]$$

La Fig. 3-1 ilustra la distribución en altura para los tres valores posibles de k . Las fuerzas cortantes horizontales en cada nivel son iguales a la sumatoria de las fuerzas de piso desde el nivel superior hasta el nivel en estudio.

$$V_i = \sum_{x=i}^n F_x \quad [3-4]$$

Fig. 3-1 Distribución vertical de fuerzas sísmicas, código australiano a) $k = 1.0$, b) $k = 1.5$, c) $k = 2.0$.



Momentos torsionales

Debe ser utilizado para diseño el momento de piso mas critico entre:

$$M_{t1x} = V_x e_{d1} \quad [3-4]$$

$$M_{t2x} = V_x e_{d2} \quad [3-5]$$

donde,

$$e_{d1} = \alpha.e + 0.05b \quad [3-6]$$

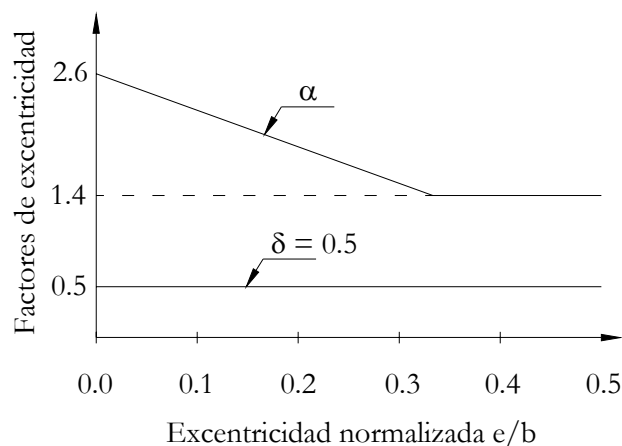
$$e_{d2} = \delta.e - 0.05b \quad [3-7]$$

V_x es la fuerza cortante en el nivel x y e es la distancia entre el centro de rigidez y el centro de cortante para el nivel x .

Para el código australiano el valor de δ es igual a 0.5; el valor especificado para α , corresponde a la ecuación [3-8]ⁱ. Estos valores se grafican en función de la excentricidad normalizada en la Fig. 3-2.

$$\alpha = 2.6 - 3.6 \frac{e}{b} \geq 1.4 \quad [3-8]$$

Fig. 3-2 Factores α y δ para excentricidades de diseño, código australiano.



ⁱ Esta ecuación fue presentada en la investigación realizada por Duan y Chandler, 1993, fue referenciada en el estudio que realizó De la Colina [2002], y que se analizó en capítulo 2.

3.2 NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA, NBCC 1995

Las recomendaciones del código canadiense fueron comentadas ampliamente en el capítulo 2 en el estudio realizado por Humar y Kumar, sin embargo presentamos a continuación algunas de sus principales características en lo que se refiere a las recomendaciones de diseño por torsión.

Distribución del cortante basal

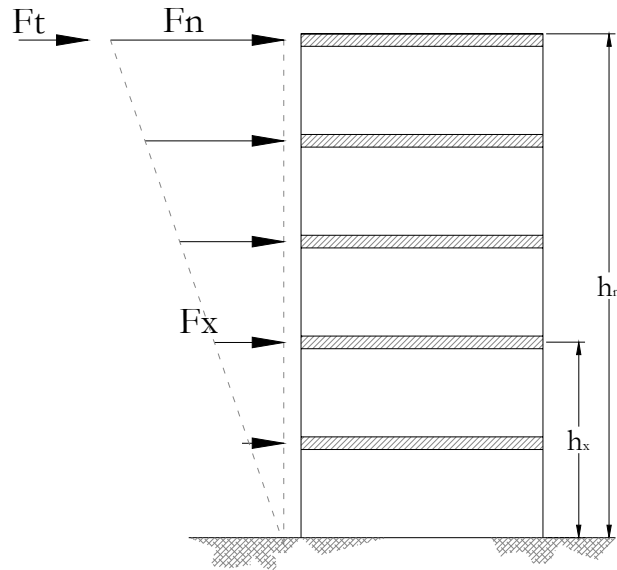
La distribución del cortante basal en la altura del edificio, es un poco diferente a la distribución con la cual estamos familiarizados en nuestro país. Esta distribución considera una fuerza adicional en el último nivel del estructura para edificios que posean periodos relativamente largos, la consideración se hace de la siguiente manera.

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV \leq 0.25V & \text{para } T \geq 0.7s \\ 0 & \text{para } T < 0.7s \end{cases} \quad [3-9]$$

Básicamente la fuerza adicional en el último nivel del edificio, se utiliza para tener en cuenta los efectos de los modos superiores en estructuras flexibles.

La distribución del cortante basal en la altura esta dada entonces por la ecuación [3-10] y se presenta en la Fig. 3-3.

$$F_x = (V - F_t) \frac{G_{gx} h_x}{\sum_{i=1}^n G_{gi} h_i} \quad [3-10]$$

Fig. 3-3 Distribución vertical de fuerzas sísmicas, código canadiense.

Momentos torsionales

El NBCC considera que la torsión debe ser tenida en cuenta mediante un momento torsional de piso especificado por la ecuación [3-11].

$$M_{tx} = \left(F_t + \sum_{i=x}^n F_i \right) e_d = V_x e_d \quad [3-11]$$

Donde, e_x es el valor más crítico de las ecuaciones [3-12] y [3-13], i.e. el que produzca en el elemento en consideración la máxima fuerza cortante.

$$e_{d1} = 1.5e + 0.10b \quad [3-12]$$

$$e_{d2} = 0.5e - 0.10b \quad [3-13]$$

3.3 NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, NSR-98

La distribución en altura del cortante basal para el código colombiano es idéntica a la que se presentó en el código australiano, por tanto, no se hace mención de ella en este aparte.

El numeral A.3.6.7.2¹ corresponde a las recomendaciones de la NSR-98 sobre torsión natural y dice lo siguiente:

A.3.6.7.2 - Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez - Cuando el diafragma puede considerarse rígido en su propio plano debe tenerse en cuenta el aumento en los cortantes sobre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debida a la distribución en planta, de la rigidez de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

A.3.6.7.3 - Torsión de diseño - El momento torsional de diseño en cualquier nivel de la estructura se obtiene como la suma de las torsiones de diseño de todos los niveles localizados por encima del nivel en estudio. La porción de la torsión aportada por cada nivel se obtiene como la torsión accidental del nivel más el producto de la fuerza sísmica horizontal, correspondiente a ese nivel por una dimensión igual a la proyección en la dirección perpendicular a la dirección de las fuerzas, de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel.

Lo anterior es equivalente a considerar que el momento torsional en el nivel, es el resultado del producto del cortante de piso y la distancia entre el centro de rigidez y el centro de cortante en el piso analizado.

La NSR-98 no amplifica el cortante producido por torsión natural en el borde flexible del edificio, el uso de estas recomendaciones asume que las fuerzas sísmicas son aplicadas estáticamente.

Los efectos de la torsión accidental son considerados en la norma colombiana, según las recomendaciones ya avaladas por De la Llera y Chopra y que se estudiaron en el

capítulo pasado. El numeral A.3.6.7.1 corresponde a las recomendaciones de la NSR-98 sobre la torsión accidental y entre otras cosas dice:

A.3.6.7.1 - Torsión accidental - Debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica.

Según los numerales anteriormente citados la norma colombiana establece que el momento torsional de piso podría estar dado por la ecuación [3-11], pero el valor de e_x presentaría las posibilidades dadas por las ecuaciones [3-14] y [3-15].

$$e_{d1} = e + 0.05b \quad [3-14]$$

$$e_{d2} = e - 0.05b \quad [3-15]$$

3.4 UNIFORM BUILDING CODE, UBC-97

El código de los Estados Unidos considera una distribución del cortante basal en la altura del edificio, cuando se posibilita un análisis estático que tiene la misma forma de la distribución presentada para el NBCC (código canadiense), por esta razón no se repite en esta parte, el método especificado por estas normas para su calculo.

Al igual que para el código canadiense el cortante de piso es la suma de todas las fuerzas aplicadas por encima del nivel en estudio y esta dado por la siguiente ecuación:

$$V_i = F_t + \sum_{x=i}^n F_x \quad [3-16]$$

Las recomendaciones para tener en cuenta los efectos torsionales en los elementos de resistencia sísmica del edificio, que presenta el UBC, incluyen un factor $\alpha = 1.0$, un factor $\delta = 0.0$ y un factor β de torsión accidental igual al 5%. Luego las excentricidades de diseño, primaria y secundaria están dadas por las ecuaciones [3-17] y [3-18].

$$e_{d1} = e + 0.05b \quad [3-17]$$

$$e_{d2} = -0.05b \quad [3-18]$$

3.5 MÉXICO CITY BUILDING CODE, 1987

Las normas de diseño mexicanas distribuyen el cortante basal en la altura de la misma forma que los códigos de Canadá y Estados Unidos, sin embargo no considera la acción de la fuerza adicional en el nivel superior del edificio.

Los efectos torsionales son tenidos en cuenta mediante la aplicación de momentos torsionales de piso, iguales al producto del cortante de piso (calculado como la sumatoria de las fuerzas aplicadas por encima del nivel en estudio), y una excentricidad de diseño; la excentricidad tomara el valor mas critico de las ecuaciones [3-19] y [3-20], según el elemento considerado.

$$e_{d1} = 1.5e + 0.10b \quad [3-19]$$

$$e_{d2} = e - 0.10b \quad [3-20]$$

El código mexicano tiene en cuenta una recomendación adicional, la mínima excentricidad de piso que puede ser considerada es igual al 50% de la excentricidad de los niveles adyacentes.

Los siguientes son los factores α , δ y β que se consideran en los distintos códigos.

Tabla 3-1 Factores α , δ y β , considerados en los distintos códigos².

País	Código	α	δ	β
Australia	Australian Standard AS 1170.4 (1993)	ecuación [3-8]	0.5	0.05
Canada	National Building Code of Canada, NBCC 1995	1.5	0.5	0.10
Colombia	Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismoresistente, NSR-98	1.0	1.0	0.05
Estados unidos	Uniform Building Code, UBC-1997	1.0	0.0	0.05
Mexico	México City Building Code, 1987	1.5	1.0	0.10

Las recomendaciones que ofrecen los códigos de otros países a los que no se hace referencia en este capítulo, son muy semejantes a las del grupo de países escogidos, por ejemplo: los valores de los factores α , δ y β , que definen la excentricidad de diseño y que se recomiendan en el código egipcio y en el código argentino para cierta clase de edificios, son las mismas que se presentan en el código mexicano; las recomendaciones del código de El Salvador son idénticas a las que ofrece el UBC; el código de Indonesia presenta similares provisiones que el código canadiense, sin embargo utiliza un factor $\delta = 1.0$ y un factor $\beta = 0.05$; Irán tiene recomendaciones similares a las que se presentan en la NSR-98, pero la distribución del cortante basal en la altura del edificio, corresponde al método que utiliza el código canadiense; el código peruano trabaja con factores α y δ de 1.5 y 1.0 respectivamente, que son los

mismos dispuestos en las normas mexicanas, sin embargo el factor de torsión accidental es del 5% y no del 10%; por último el código venezolano trabaja con distintos valores del factor de amplificación de la excentricidad α , variando este de 1.5 a 5, según la localización del elemento estructural, el factor δ en el código venezolano es igual a la unidad, mientras que el factor $\beta = 0.10$.

Es evidente que existen grandes diferencias entre las recomendaciones, sobre como deben considerarse los efectos torsionales en el diseño de edificios torsionalmente desbalanceados, contenidas en los códigos de diseño de diferentes países como, Canadá, Estados Unidos, Australia, y México entre muchos otros y las que presentan las Normas Colombianas de diseño y construcción Sismo Resistente NSR-98. Mientras los demás códigos consideran factores α y δ , diferentes de la unidad y que pueden llegar a tomar valores mayores de 2.0 para α y de 0.0 para δ , encaminados a tener en cuenta la naturaleza dinámica del evento sísmico, las recomendaciones de la NSR-98 consideran una aplicación estática de las fuerzas de piso cuando se estudian los efectos torsionales.

3.6 REFERENCIAS

¹ *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98*, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS, 1998.

² Mario Paz, 1994. *International Handbook of Earthquake Engineering / Codes, Programs, and Examples*, Chapman & Hall.

CAPITULO 4 CONSTRUCCION Y ANÁLISIS DE UN MODELO Y CONCEPTOS INELÁSTICOS FUNDAMENTALES

La primera parte de este capítulo esta encaminada a presentar los principales conceptos sobre el comportamiento inelástico de las estructuras, que se utilizaran en el proceso de modelamiento de una estructura típica desarrollado también en este capítulo y a los cuales se hizo mención en el 2. Estos conceptos incluyen los diferentes modelos matemáticos de histéresis, así como las definiciones de las distintas demandas de ductilidad.

En la segunda parte del capítulo se estudia la conveniencia de cada una de las recomendaciones que presenta los diferentes códigos analizados y las propuestas por los investigadores a los que se hizo mención. Este estudio se hace mediante un análisis comparativo, de las demandas de ductilidad normalizadas en los planos resistentes de los diferentes edificios considerados, cuyos centros de rigidez de piso no coinciden con los centros de cortante, con respecto a la que presentan estos mismos planos en un edificio torsionalmente balanceado.

El estudio considera tres modelos de edificios de cinco pisos, siete procedimientos de diseño que reflejan las recomendaciones estudiadas en los capítulos precedentes y considera dos coeficientes de reducción de resistencia.

4.1 SISTEMAS INELÁSTICOS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Es claro que la gran mayoría de los materiales estructurales muestran dentro del rango de esfuerzos utilizados en la práctica, en alguna medida, características inelásticas. Más aún, algunos materiales como el concreto son inelásticos en casi todo el rango útil de esfuerzos. Además, en la respuesta de estructuras sometidas a los efectos de sismos fuertes, muy seguramente estas actuarán más allá del rango elástico; permitiendo que parte de la energía que impone el movimiento sísmico se pierda como energía disipada; reduciendo la energía que se convierte en energía cinética; y disminuyendo las fuerzas inerciales a que se ve sometida la estructura. En principio, en el análisis de la respuesta dinámica de una estructura, hay necesidad de disponer de una relación fuerza-desplazamiento que describa lo que ocurre en la estructura, para cualquier nivel de desplazamiento y a cualquier velocidad de deformación, durante una serie de solicitaciones alternantes.

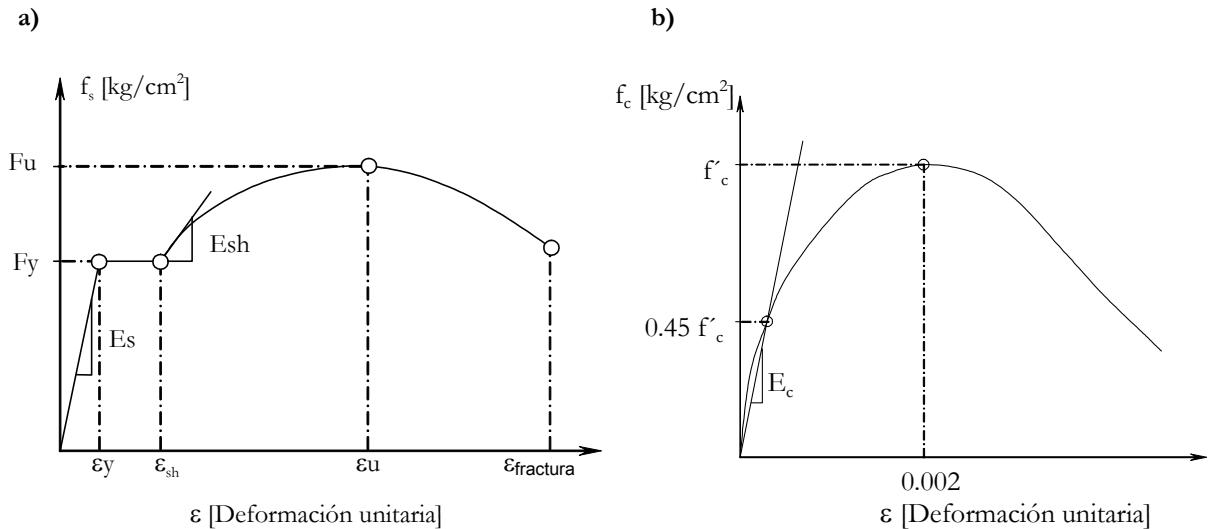
La formulación de un modelo matemático que permita estudiar la respuesta inelástica de sistemas dinámicos, depende fundamentalmente de cómo actúa cada material estructural en particular. Un aspecto importante en la capacidad de un material de responder dinámicamente en el rango inelástico está asociado con la ausencia de modos frágiles de falla. Cuando se presenta una falla frágil, se viola la premisa básica de que el sistema estructural sobreviva la excitación dinámica. Por lo tanto es deseable que los materiales estructurales se diseñen y detallen de tal manera que tengan una ductilidad y tenacidad apropiada, con el fin de que puedan tener respuestas dinámicas inelásticas adecuadas. Desafortunadamente, no existe una manera única de describir, a diferencia de los sistemas elásticos, el comportamiento inelástico de todos los materiales estructurales. Por esta razón hay modelos matemáticos apropiados para cada uno de ellos, y en algunos casos para algunos tipos particulares de elementos estructurales construidos con uno de los materiales.

4.1.1 RESPUESTA HISTERÉTICA

Desde el punto de vista técnico, la elasticidad de un material se define como la capacidad de éste de volver a sus dimensiones originales, después de que se haya retirado una fuerza impuesta, recobrando totalmente la forma que tenía antes de imponer la fuerza. Por lo tanto, el comportamiento elástico implica la ausencia de cualquier deformación permanente debido a que se haya aplicado y retirado la fuerza. Algunos materiales exhiben una relación esencialmente lineal entre esfuerzos y deformaciones, y se denominan materiales linealmente elásticos. Otros materiales muestran alguna curvatura en sus relaciones esfuerzo-deformación, y se denominan materiales no linealmente elásticos. En ambos casos la curva de carga y de descarga es la misma. Un tercer caso es el material inelástico, en el cual la descarga no ocurre siguiendo la misma trayectoria de la carga y se presenta deformación permanente.

Esta distinción entre materiales elásticos e inelásticos es algo ambigua; debido a que prácticamente todos los materiales presentan las dos características cuando se observan las relaciones esfuerzo-deformación en todo el rango de esfuerzos posibles, hasta llevarlos a la falla. En general la clasificación anterior hace referencia al comportamiento del material en el rango inicial de carga, cuando los esfuerzos y las deformaciones son pequeñas.

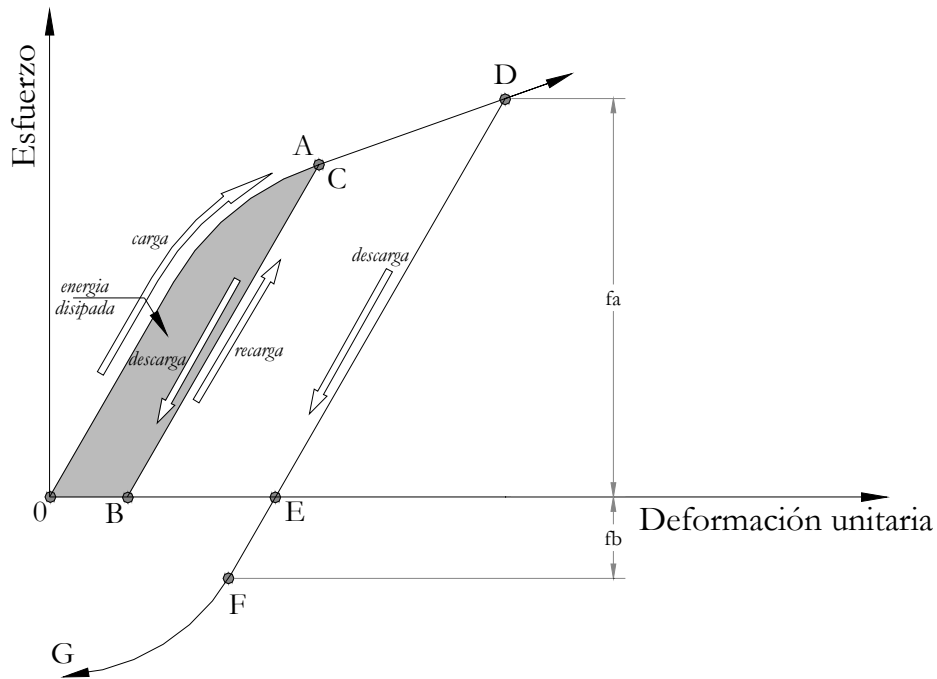
Fig. 4-1 Curva esfuerzo deformación, a) acero de refuerzo, b) concreto no confinado.



En la Fig. 4-1(a) se muestra la curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo y en la Fig. 4-1(b) la del concreto no confinado. Allí puede verse que el acero es linealmente elástico hasta que llega al punto de fluencia, mientras que el concreto no es en ningún momento linealmente elástico.

El área bajo la curva esfuerzo-deformación de cualquier material que se lleva hasta la falla, es una medida de la capacidad del material para absorber energía por unidad de volumen y se denomina, *tenacidad* del materialⁱ. Entre mayor sea el área bajo la curva, el material tiene mayor tenacidad.

ⁱ *toughness*, en inglés

Fig. 4-2 Efecto de carga y descarga, con inversion del sentido de la fuerza.

En la Fig. 4-2, basada en [Popov, 1968], se muestra un material que fue cargado desde O hasta el punto A; luego fue descargado, y tomó la trayectoria AB. Tanto en la parte inicial de la carga como en la descarga, el material tuvo una respuesta esencialmente elástica con el módulo de elasticidad inicial del material. A pesar de esto, debido a que entró en el rango inelástico antes de llegar al punto A, se presenta una deformación permanente. Además, la energía de deformación que había acumulado hasta el punto A, no fue liberada totalmente en la descarga; por lo tanto, el material disipó la energía correspondiente al área sombreada. En el rango inelástico, sólo una parte pequeña de la energía absorbida por el material se recupera al descargarlo; puede observarse que al cargar nuevamente el material a partir del punto B; éste se comporta como un material elástico, hasta que encuentra la curva original en el punto C; y que al seguirlo cargando sigue la curva original. Si en el punto D se retira nuevamente la carga, el material llega al punto E de cero esfuerzos

aplicados. Cargándolo nuevamente en el sentido contrario a partir del punto E, desde F el material comienza a comportarse inelásticamente. Vale la pena anotar que el esfuerzo f_b en el punto F es menor que el que tuvo al descargarlo, f_b en el punto D. Esto se conoce como *efecto de Bauschinger* quien fue el primero en observarlo, y por esto lleva su nombre.

La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Por lo tanto, hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos alternantes que están fuera del rango de respuesta lineal, o elástica, ante una sollicitación; ya sea de fuerza o de deformación impuesta. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

Desde el punto de vista del elemento estructural construido con un material elástico, o inelástico, es conveniente ver cómo se manifiesta la inelasticidad en comparación con el elemento construido con un material elástico. Con base en la teoría matemática de la elasticidad es posible demostrar que la siguiente ecuación diferencial describe la línea elástica $y = f(x)$ del elemento estructural:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p(x) \quad [4-1]$$

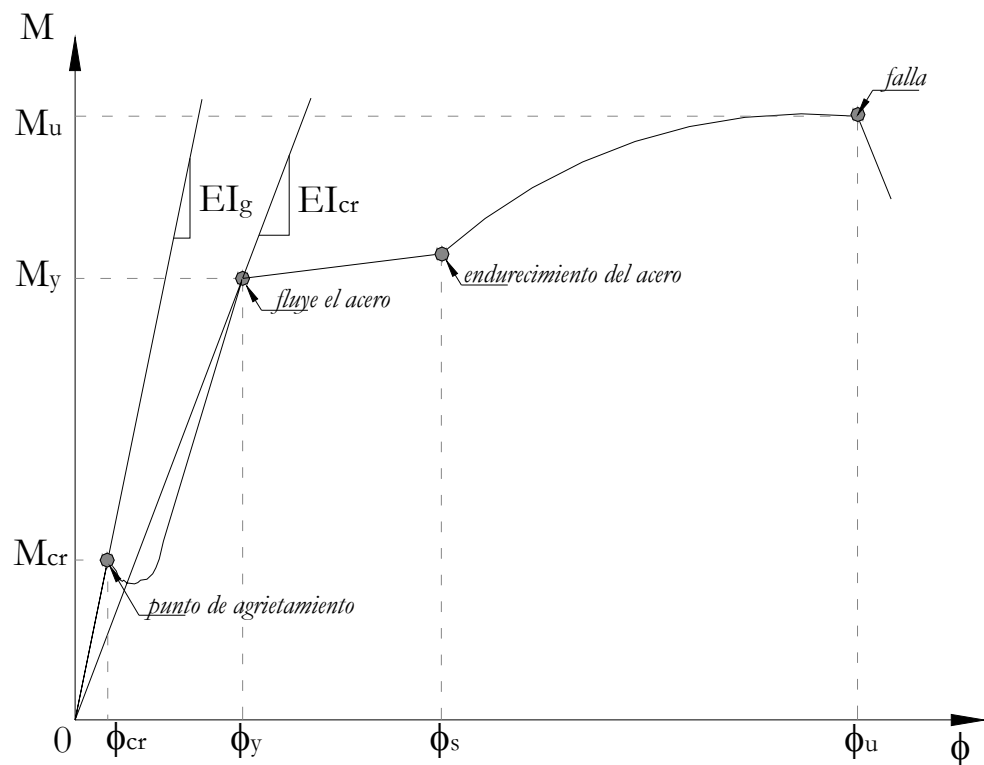
Donde y corresponde a la deflexión transversal de la línea elástica, x es la variable que describe la posición a lo largo del eje longitudinal del elemento, E es el módulo de elasticidad del material, I el momento de inercia de la sección, y $p(x)$ es la función que describe las cargas transversales al eje del elemento. La solución de esta ecuación

diferencial se obtiene integrando cuatro veces y resolviendo las constantes de integración por medio de las condiciones de apoyo.

Cuando el elemento estructural responde inelásticamente, conociendo la relación momento curvatura, es posible llegar a determinar las deflexiones, realizando el proceso de integración, probablemente utilizando técnicas matemáticas algo más elaboradas. A modo ilustrativo, en la Fig. 4-3 se presenta la relación momento-curvatura ($M-\phi$) de la sección de una viga de concreto reforzado, que se carga monotónicamente a flexión. Allí es importante anotar, que la sección se comporta de una manera linealmente elástica hasta el punto en el cual se fisura el concreto en tensión en la parte inferior de la viga. Este punto se denomina punto de agrietamiento, y le corresponden un momento de agrietamiento, M_{cr} , una curvatura de agrietamiento, ϕ_{cr} , y la rigidez hasta este punto se puede describir por medio de EI_g , donde I_g es la inercia de la sección no fisurada. En la medida que se aumenta el momento se incrementa la fisuración en la parte inferior de la viga; el eje neutro de la sección sube; y los esfuerzos, tanto en el concreto como en el acero, se incrementan. En el momento en que el acero de refuerzo llega a su resistencia de fluencia f_y , hay un cambio en el comportamiento de la sección, que es consecuencia del cambio en el comportamiento del acero. Allí es posible definir un momento de fluencia, M_y , una curvatura de fluencia, ϕ_y , y una rigidez, EI_{cr} , que se denomina rigidez fisurada. Esta rigidez, describe aproximadamente el comportamiento de la sección entre el punto de fisuración y el de fluencia. A partir de ese punto hay un aumento en la curvatura de la sección, sin que se presente un mayor aumento en el momento, presentándose disminución en la rigidez de la sección. Esta situación se mantiene hasta el punto en que se empieza a presentar un aumento de la resistencia del acero debida al

fenómeno de *endurecimiento por deformación*ⁱ, allí puede definirse una curvatura para endurecimiento por deformación, ϕ_s . La resistencia a momento se incrementa hasta llegar al punto de máxima resistencia del acero, f_u , obteniéndose así la máxima resistencia de la sección, M_u . El momento empieza a disminuir en la medida que la resistencia del acero baja, hasta que éste falla a la tensión. Allí se obtiene la máxima curvatura en la sección, ϕ_u

Fig. 4-3 Relación momento curvatura de un elemento de concreto reforzado.

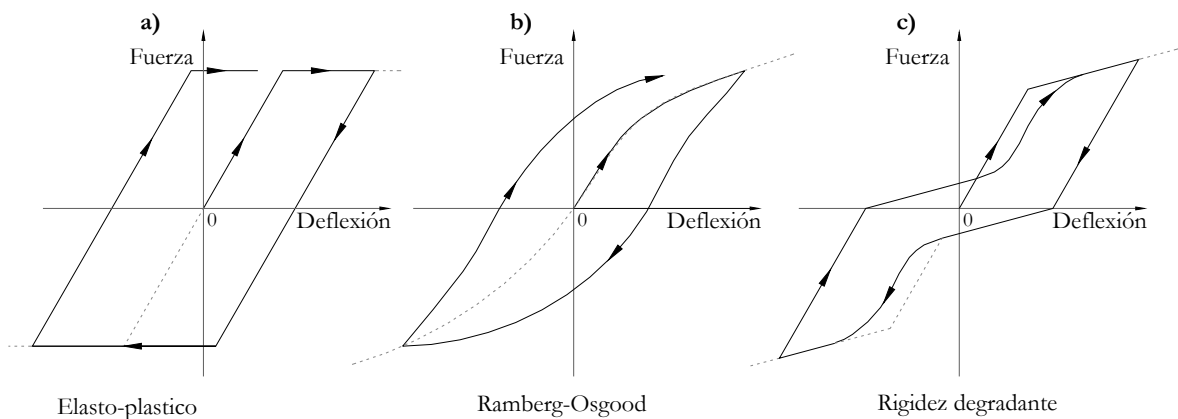


ⁱ strain-hardening en inglés

4.1.2 MODELOS MATEMÁTICOS DE HISTÉRESIS

El comportamiento inelástico de elementos estructurales construidos con diferentes materiales es complejo y sensitivo a un gran número de variables. En general, dentro del alcance de toda investigación experimental, se formula un modelo matemático que permita describir, lo más fielmente posible, el fenómeno investigado. Por esta razón el número de modelos matemáticos de histéresis ha aumentado al ritmo de la creciente investigación en el tema, sin embargo se debe ser cuidadoso de no caer en la falacia de pretender obtener mayor precisión que la que permiten los datos o suposiciones iniciales.

Fig. 4-4 Modelos de histéresis, a) Elasto-plástico, b) Ramberg-Osgood, c) Rigidez degradante.



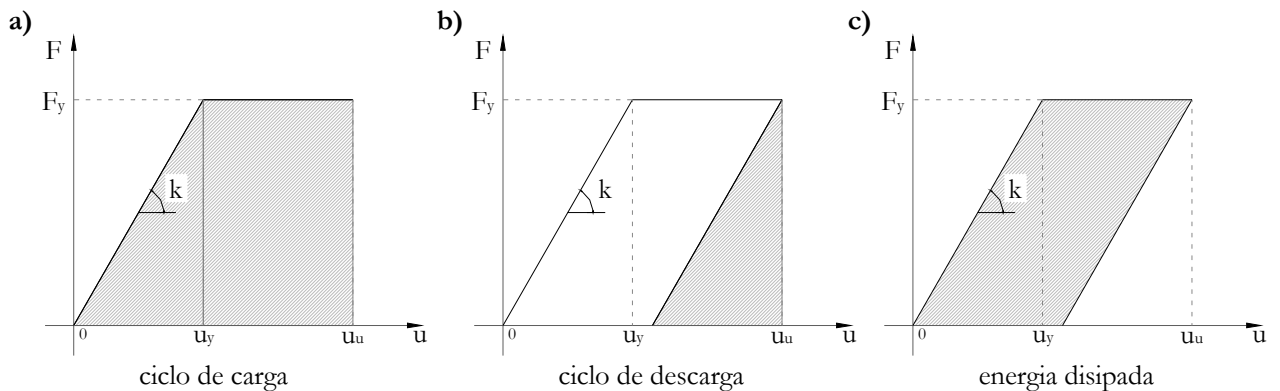
4.1.2.1 Elastoplástico

El modelo más simple para describir la histéresis de curvas fuerza-desplazamiento es el modelo elastoplástico mostrado en la Fig. 4-4a. El modelo elastoplástico tiene una descripción matemática relativamente simple y su implementación dentro de algunos de los métodos de solución contra el tiempo es relativamente sencilla. Basta

reemplazar el término $k u$ de las ecuaciones de equilibrio dinámico por la fuerza que efectivamente lleva el resorte, la cual ya no depende directamente de la deformación u del sistema, dado que se presentan deformaciones inelásticas.

Dentro del modelo elastoplástico el material se comporta como un material totalmente elástico, con rigidez k , hasta que llega al nivel de la fuerza de la fluencia F_y , y a partir de este punto hay deformación sin que se presente un aumento en la fuerza. Una vez se invierte el movimiento, el material nuevamente reacciona como un material totalmente elástico hasta que se llegaba la fuerza de fluencia en el lado opuesto, $-F_y$.

Fig. 4-5 Disipación de energía en un sistema elastoplástico.

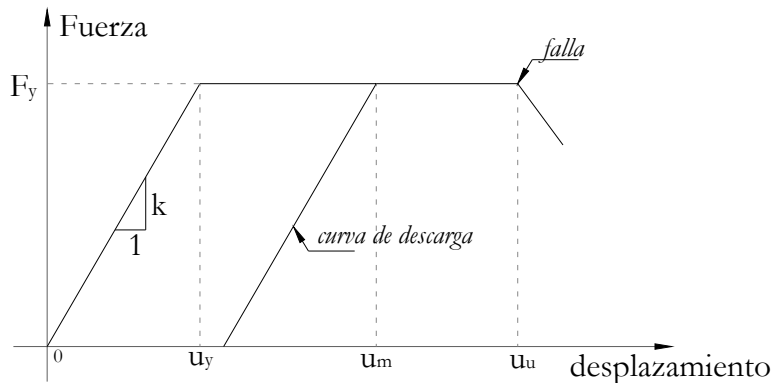


La acumulación de energía de deformación corresponde al área bajo la curva de carga. Fig. 4-5a. Cuando hay descarga la energía de deformación que el sistema transfiere a energía cinética corresponde al área bajo la curva de descarga, Fig. 4-5b. La diferencia entre las dos áreas corresponde a energía disipada por el sistema y que se convierte en calor, ruido u otros tipos de energía.

4.1.3 CONCEPTOS DE DUCTILIDAD, TENACIDAD Y CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Iniciamos con el concepto de *ductilidad*. Si tenemos un sistema elastoplástico, en la Fig. 4-6, se muestra la carga y posterior descarga del sistema. El sistema responde elásticamente al inicio de la carga, hasta que llega a la fuerza de fluencia, F_y . En este sitio hay un desplazamiento asociado, u_y , el cual se puede obtener de $u_y = F_y / k$. Si el sistema se sigue cargando, la respuesta es totalmente plástica. En el punto de desplazamiento u_m se descarga el sistema. Esta descarga en el sistema elastoplástico ocurre en una línea que tiene la misma pendiente, k , de la curva de carga original.

Fig. 4-6 Curva fuerza-desplazamiento material elastoplástico.



La ductilidad de desplazamiento que alcanza el sistema se puede definir como:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad [4-2]$$

Esta ductilidad se denomina *ductilidad solicitada*, o *demanda de ductilidad*; pues corresponde a la máxima ductilidad que se le solicita al sistema. La *capacidad de*

ductilidad, corresponde a la máxima ductilidad que se le puede exigir al sistema, y se determina con la misma ecuación (6-7), pero empleando u_u .

Siempre debe indicarse el parámetro que se utilizó para determinar la ductilidad, pues el no hacerlo puede conducir a interpretaciones erradas. Cuando la ductilidad se determina en el diagrama esfuerzo-deformación de un material, la ductilidad se denomina *ductilidad de deformación*. Cuando la ductilidad se mide utilizando curvatura, como puede ser el caso en un diagrama $M-\phi$, Fig. 4-3, se denomina *ductilidad de curvatura*. Si se utiliza la rotación, θ , sobre la elástica, como es el caso de, la rotación que ocurre en una articulación plástica se denomina *ductilidad de rotación*. Si se utiliza la deflexión, o desplazamiento δ , se denomina *ductilidad de desplazamiento*. Los diferentes valores de ductilidad no son directamente comparables. En general en elementos de concreto reforzado, las ductilidades de deformación, μ_ϵ , medidas en el material en una fibra de la sección tienen valores mucho mayores que las ductilidades de curvatura, μ_ϕ ; las cuales a su vez son mayores que las ductilidades de rotación, μ_θ ; las cuales por último son, a su vez, mayores que las ductilidades de desplazamiento, μ_δ ; a pesar de que describan el mismo fenómeno. Las siguientes definiciones dadas en la norma AIS 100-97 [AIS, 1997] y en las nuevas normas sismo resistentes colombianas NSR-98 [AIS, 1998], resumen lo anterior:

Ductilidad - Capacidad que tiene un material estructural de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material estructural más allá del límite elástico, o límite donde las deformaciones son linealmente proporcionales al esfuerzo o fuerza aplicada. (Véase capacidad de disipación de energía, pues muchas veces estos términos son confundidos.) Dependiendo del parámetro que describe las deformaciones, la ductilidad **puede hacer referencia, entre otras, a:**

(a) ductilidad de curvatura - cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural. La curvatura se define como el cociente entre el momento flector aplicado y la rigidez de la sección,

(b) ductilidad de rotación - cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento estructural. La rotación se define como la pendiente de la línea elástica del elemento medida con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento,

(c) ductilidad de desplazamiento - cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural. El desplazamiento se mide con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento, y

(d) ductilidad de deformación - cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro de la sección.

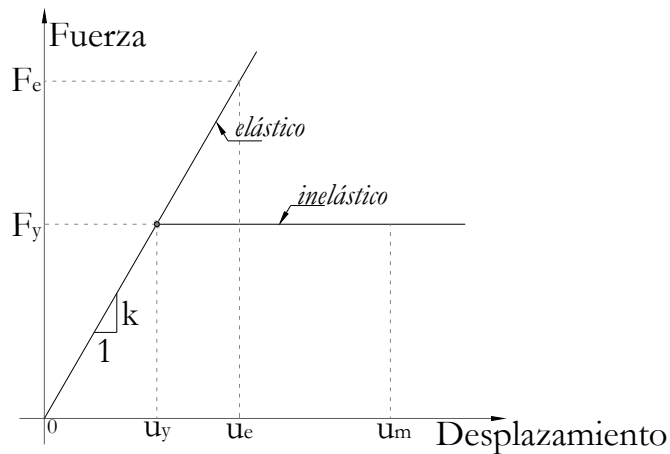
El término *tenacidad*ⁱ, fue definido anteriormente, para un material, como el área bajo la curva esfuerzo-deformación de cualquier material que se lleva hasta la falla, y es una medida de la capacidad del material para absorber energía por unidad de volumen. Este concepto ha sido extendido en la ingeniería sísmica a los elementos estructurales, donde se define como la *capacidad de resistir una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin que se presente una disminución crítica de su resistencia*. En muchas situaciones se prefiere al término ductilidad, dado que no se presta a equívocos.

Ahora se explicará qué se entiende por capacidad de disipación de energía. Supongamos que tenemos dos sistemas dinámicos compuestos por elementos estructurales que tienen la misma rigidez; uno de ellos es totalmente elástico, y el otro tiene posibilidad de responder inelásticamente. Al someterlos a una excitación dinámica, como puede ser el registro acelerográfico de El Centro de 1940; se obtienen respuestas en desplazamiento, cuyo desplazamiento máximo es diferente si al sistema inelástico se le exigió más allá del límite elástico.

ⁱ *toughness* en inglés

En la Fig. 4-7 se muestran dentro de un diagrama de fuerza-desplazamiento, los dos sistemas. El valor de u_e corresponde al nivel máximo de desplazamiento a que llega el sistema elástico. A este nivel de desplazamiento le corresponde un nivel de fuerza en el elemento, F_e . Puede decirse que este nivel de fuerza es el nivel de resistencia mínimo que se requiere del sistema para que éste responda en el rango elástico, ante la sollicitación dada.

Fig. 4-7 Definición de capacidad de disipación de energía.



Ahora definimos el coeficiente de reducción de resistencia, R_0 , por medio de:

$$R_0 = \frac{F_e}{F_y} = \frac{u_e}{u_y} \quad [4-3]$$

De la ecuación anterior, puede verse que:

$$F_y = \frac{F_e}{R_0} \quad \text{y,} \quad [4-4]$$

$$u_y = \frac{u_e}{R_o} = \frac{F_e}{kR_o} \quad [4-5]$$

Con base en lo anterior puede decirse que la *capacidad de disipación de energía* de un sistema inelástico de un grado de libertad, corresponde a la capacidad que tiene el sistema para reducir la fuerza solicitada de un valor que tendría el sistema si permaneciera elástico, F_e , a un valor de fluencia, F_y . Esta capacidad de disipación de energía se mide por medio del coeficiente de reducción de resistencia, R_o . Se ha utilizado el subíndice 0 para enfatizar que se trata de un coeficiente de reducción de resistencia para sistemas de un grado de libertad. Este coeficiente está asociado con el coeficiente de reducción de resistencia R que emplean los códigos de diseño sísmico, para sistemas de varios grados de libertad.

Las siguientes definiciones dadas en la norma AIS 100-97 [AIS, 1997] en las nuevas normas sismo resistentes colombianas NSR-98 [AIS, 1998], resumen lo anterior y enfatizan el hecho de que R , sin subíndice, hace referencia a sistemas de varios grados de libertad:

Capacidad de disipación de energía - Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía R . El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (DES), moderado (DMO) y mínimo (DMI).

Coefficiente de capacidad de disipación de energía, R - Coeficiente que se prescribe para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las características de capacidad de disipación de energía propias del material estructural que se utiliza en el sistema. Es una medida de la capacidad de disipación de energía general del sistema de resistencia sísmica cuando los movimientos sísmicos hacen que responda inelásticamente.

4.2 DEFINICIÓN DE MODELOS

Los modelos que se utilizaran son edificios de cinco pisos, conformados estructuralmente por cuatro planos resistentes en la dirección “y”, y tres planos resistentes en la dirección “x”, estos planos resistentes representan pórticos planos a los cuales asumen la responsabilidad estructural y de resistencia a cargas laterales. Las vigas que conforman estos pórticos son rígidas, los elementos verticales corresponden básicamente a columnas de diferentes dimensiones según la distribución de rigidez en planta del modelo. Los niveles de entrepiso y la cubierta están conformados por placas aligeradas de 0.30 m de espesor, la altura de piso es de 3.0 m para todos los niveles; la planta cuenta con 15.0 m en la dirección x, y 12.0 m en la dirección y. Los entrepisos se consideran infinitamente rígidos en su plano. A continuación se presentan uno a uno, los modelos considerados en esta parte de la investigación, sus principales características y distribución de elementos en planta y altura.

4.2.1 MODELO 1

La Fig. 4-8, muestra una vista isométrica del primer modelo considerado, este modelo corresponde al modelo torsionalmente balanceado y esta conformado por 4 pórticos en la dirección “y”, y tres pórticos en la dirección “x”. Todas las columnas y las vigas del primer modelo tienen dimensiones de 0.30x0.50 m y 0.30x0.50 m respectivamente, el lado rígido de las columnas se orienta en la dirección “y”. Los centros de masa en todos los niveles, se encuentra en el centro geométrico de cada planta, i.e., “ $x = 7.5$ ” y “ $y = 6.0$ m”. Debido a la simetría del edificio sobre los dos ejes principales, el centro de rigidez coincide en todos los pisos con el centro de cortante, que para este modelo es el mismo centro de masa de piso.

Fig. 4-8 Vista isométrica, Modelo 1.

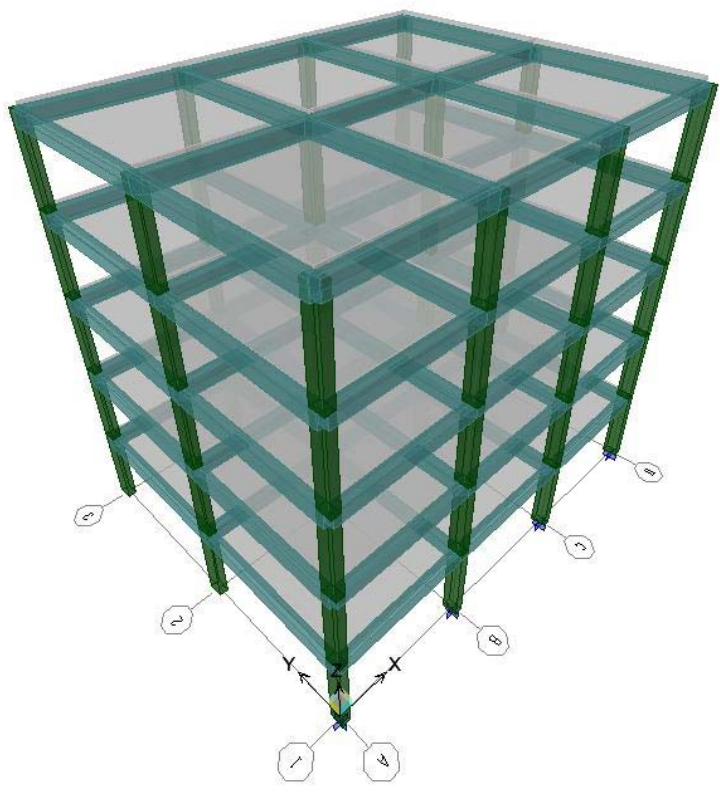
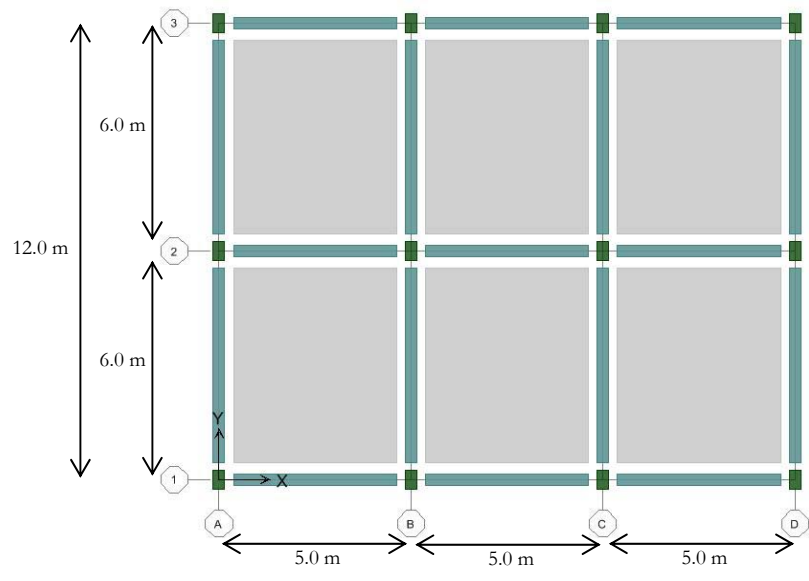


Fig. 4-9 Vista en planta, Modelo 1.



4.2.2 MODELO 2

La Fig. 4-10, muestra una vista isométrica del segundo modelo, este modelo esta conformado por 4 pórticos en la dirección “y”, tres pórticos en la dirección “x” y corresponde a un modelo torsionalmente desbalanceado, debido a que la columna A2, se remplaza por una pantalla de 0.30 m de espesor por 1.50 m de longitud, esto hace que el centro de rigidez se desplace hacia la izquierda, mas cerca del eje A. El incremento de la rigidez total del edificio en el sentido y, se compensa con una disminución en la sección de las columnas pasando estas a 0.30x0.40 m, esto es así, para que la comparación de los modelos asimétricos con el modelo torsionalmente balanceado, sea validaⁱ. Los centros de masa en todos los niveles, se encuentran, como en el primer modelo, en el centro geométrico de cada planta, i.e., “x = 7.5” y “y = 6.0 m”. El centro de rigidez del edificio será calculado en una sección posterior.

4.2.3 MODELO 3

El tercer modelo que se considera, en un modelo excéntrico en masa, tiene las mismas características del primer modelo con la diferencia que el centro de masa para todos los niveles, se encuentra desplazado una distancia de 2.5 m (0.1667 b) hacia la derecha.

ⁱ Lo que se desea es que las propiedades del edificio que gobiernan la respuesta torsional, léase, rigidez total en cada dirección, rigidez torsional alrededor del centro de resistencia, y la relación de rigideces torsional y traslacional, no cambie significativamente, entre los modelos torsionalmente desequilibrados y el modelo de edificio torsionalmente equilibrado asociado.

Fig. 4-10 Vista isométrica, Modelo 2.

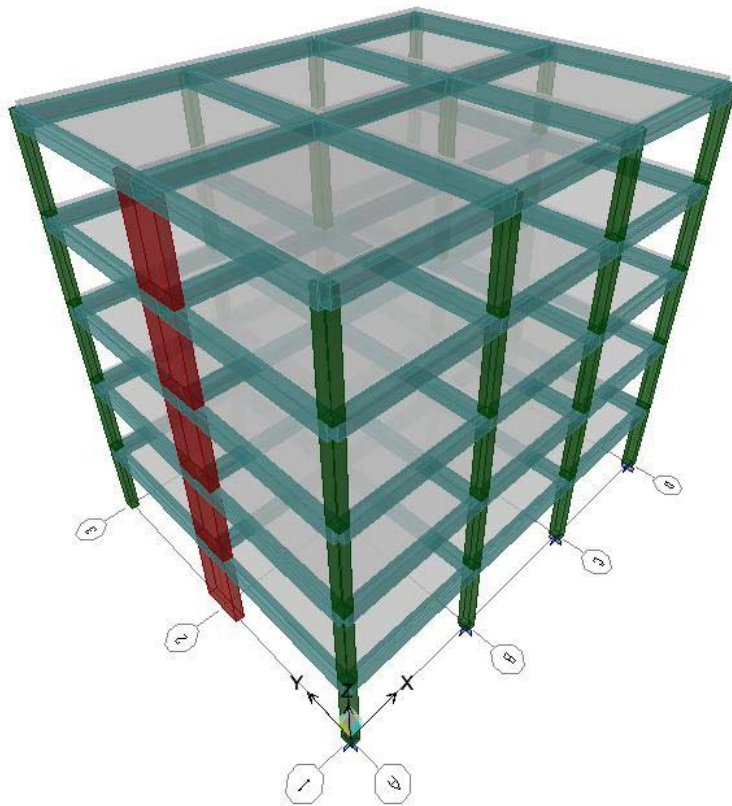
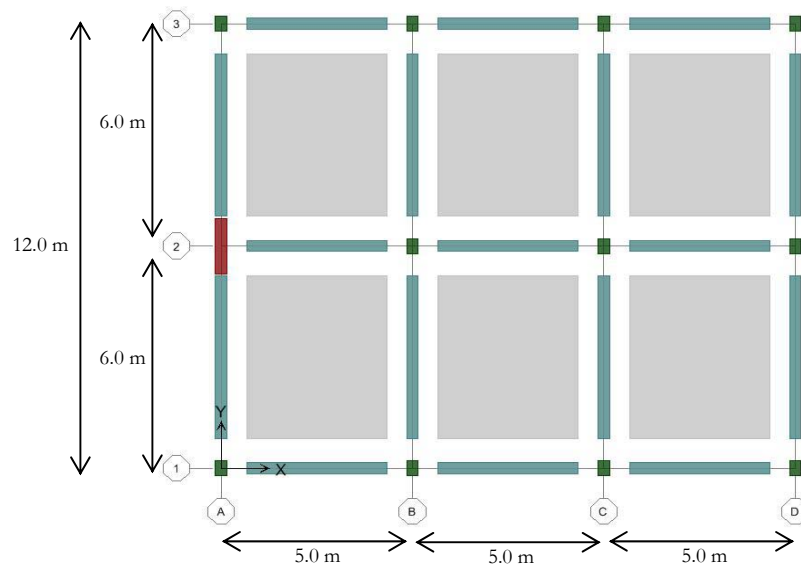


Fig. 4-11 Vista en planta, Modelo 2.

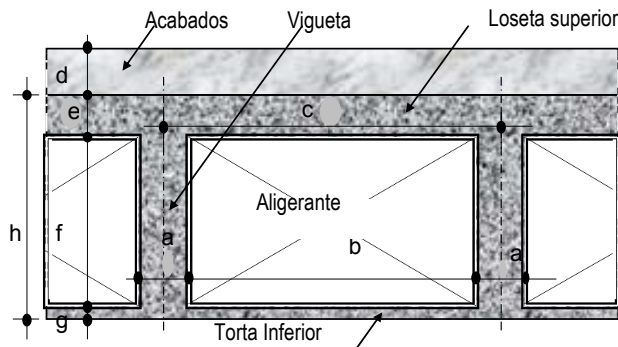


4.2.4 EVALUACIÓN DE LAS MASAS

El cálculo presentado a continuación se asume valido para todos los modelos considerados en esta parte de la investigación.

EVALUACIÓN DE MASAS

Placa aligerada de entrepiso, mampostería y Acabados.



Sección de la Placa

a = 0.10 m	e = 0.05 m
b = 0.80 m	f = 0.28 m
c = 0.90 m	g = 0.02 m
d = 0.07 m	h = 0.35 m

Area de placa: 180 m²

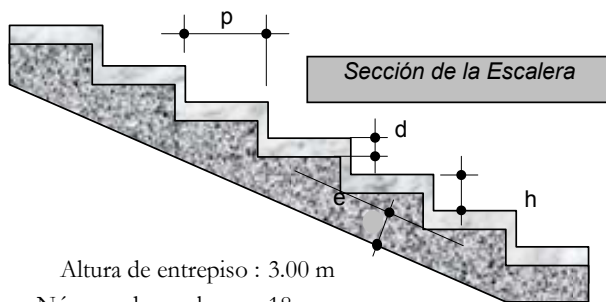
Masas: 1-4 piso	
Peso propio.....	242.7 kg/m ²
Acabados piso.....	154.0 kg/m ²
Aligerante.....	36.0 kg/m ²
Mampostería	300.0 kg/m ²
Instalaciones.....	30.0 kg/m ²
Otros.....	7.3 kg/m ²
	770.0 kg/m²

Masa total..... 138.6 Mg

Masas: 5 piso	
Peso propio.....	242.7 kg/m ²
Acabados piso.....	154.0 kg/m ²
Aligerante.....	36.0 kg/m ²
Instalaciones.....	30.0 kg/m ²
Otros.....	7.3 kg/m ²
	470.0 kg/m²

Masa total..... 84.6 Mg

Placa maciza de escaleras



Altura de entrepiso : 3.00 m

Número de escalones : 18

h= 0.17 m	e= 0.12 m
p= 0.25 m	d= 0.05 m

Masas	
Placa.....	288.0 kg/m ²
Peldaños.....	200.0 kg/m ²
Acabados piso.....	110.0 kg/m ²
Pañetes.....	36.0 kg/m ²
Otros.....	6.0 kg/m ²
	640.0 kg/m²

Ancho: 1.50 m

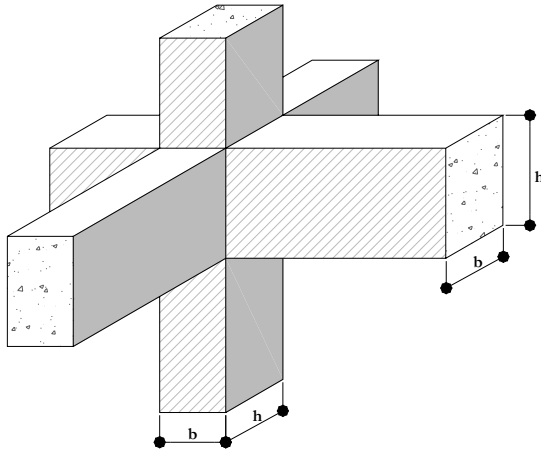
Longitud horizontal: 4.50 m

Longitud inclinada: 5.41 m

Masa total por piso: 5.19 Mg

La distribución de masas se efectúa sobre los entrepisos inicial y final de la escalera.

Vigas y Columnas



Masas de vigas	
Vigas.....	360.0 kg/m
Longitud por piso.....	89.0 m
Masa total por piso.....	32.04 Mg

Masas de vigas	
Columnas.....	360.0 kg/m
Longitud por piso.....	30.0 m
Masa total por piso.....	10.80 Mg
Masa total quinto piso.....	5.40 Mg
Se asume para todos los modelos	

Tabla 4-1 Masa de los modelos por niveles.

Nivel	Masa	Masa rotacional	% Masa total
Quinto	124.6 Mg	3832.6 Mg.m	14.31%
Cuarto	186.6 Mg	5738.9 Mg.m	21.42%
Tercero	186.6 Mg	5738.9 Mg.m	21.42%
Segundo	186.6 Mg	5738.9 Mg.m	21.42%
Primero	186.6 Mg	5738.9 Mg.m	21.42%
Total	871.2 Mg	26788.3 Mg.m	100.00%

4.2.5 EVALUACIÓN DE RIGIDECES

Para la evaluación de la rigidez de los pórticos que conforman cada uno de los modelos se cuentan con dos métodos, primero utilizar las formulas de Wilbur (Bazan y Meli¹, 1989) y segundo aplicar el concepto directo de rigidez, el segundo método es preferido en este caso por agilidad y rapidez de cálculo.

El concepto de rigidez esta definido como la fuerza que debe aplicarse al sistema para obtener una deformación unitaria en la misma dirección y sentido de la carga. El procedimiento empleado para el calculo de la rigidez en cada piso para cada uno de los pórticos que conforman los diferentes modelos estudiados es similar al presentado por Maldonado y Chio², 2004. En primer lugar se toma un pórtico y se le aplica un estado de cargas externas que produzcan una deformación acorde a la generada en el primer modo de vibración, seguido, se analiza la estructura para el estado de cargas asumiendo las placas rígidas y se determina su deformación por niveles; en tercer lugar se calculan las derivas de piso y los cortantes de acuerdo con el estado de cargas asumido. Por último, la rigidez de piso es igual al cortante sobre la deriva del piso respectivo.

$$k_i = \frac{V_i}{\Delta_i} \quad [4-5]$$

Las cargas aplicadas a todos los pórticos analizados van desde 10 kN en el primer nivel hasta 50kN en el quinto piso incrementándose linealmente en la altura.

Fig. 4-12 Distribución de cargas para cálculo de rigidez en el pórtico 1 del primer y tercer modelo.

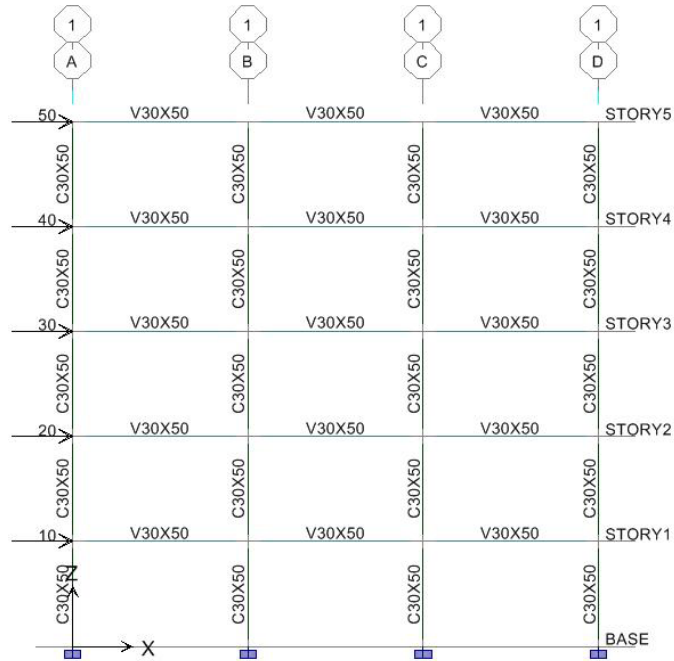
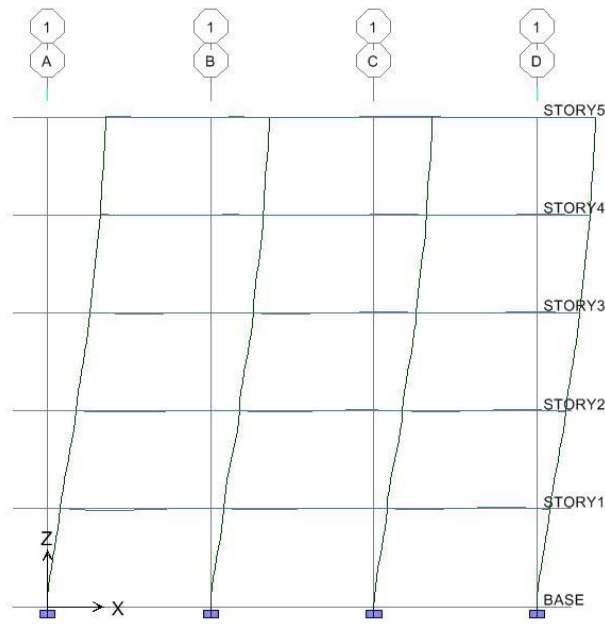


Fig. 4-13 Vista deformada, estado de cargas para cálculo de rigidez en el pórtico 1 del primer y tercer modelo.



Las siguientes tablas presentan los resultados obtenidos para cada pórtico de cada uno de los modelos.

Tabla 4-2 Cálculo de rigideces, Modelo 1 y 3.

Pórticos 1, 2 y 3				
Nivel	Fj	Vj	Deriva	Kj
Quinto	50.0 kN	50.0 kN	0.002010 m	24875.62 kN/m
Cuarto	40.0 kN	90.0 kN	0.003516 m	25597.27 kN/m
Tercero	30.0 kN	120.0 kN	0.004659 m	25756.60 kN/m
Segundo	20.0 kN	140.0 kN	0.005337 m	26231.97 kN/m
Primero	10.0 kN	150.0 kN	0.004353 m	34458.99 kN/m

Pórticos A, B, C y D				
Nivel	Fj	Vj	Deriva	Kj
Quinto	50.0 kN	50.0 kN	0.002235 m	22371.36 kN/m
Cuarto	40.0 kN	90.0 kN	0.003675 m	24489.80 kN/m
Tercero	30.0 kN	120.0 kN	0.004794 m	25031.29 kN/m
Segundo	20.0 kN	140.0 kN	0.005199 m	26928.26 kN/m
Primero	10.0 kN	150.0 kN	0.003378 m	44404.97 kN/m

Tabla 4-3 Cálculo de rigideces, Modelo 2.

Pórticos 1 y 3				
Nivel	Fj	Vj	Deriva	Kj
Quinto	50.0 kN	50.0 kN	0.002301 m	21729.68 kN/m
Cuarto	40.0 kN	90.0 kN	0.004026 m	22354.69 kN/m
Tercero	30.0 kN	120.0 kN	0.005331 m	22509.85 kN/m
Segundo	20.0 kN	140.0 kN	0.006126 m	22853.41 kN/m
Primero	10.0 kN	150.0 kN	0.005166 m	29036.00 kN/m

Pórtico 2				
Nivel	Fj	Vj	Deriva	Kj
Quinto	50.0 kN	50.0 kN	0.002145 m	23310.02 kN/m
Cuarto	40.0 kN	90.0 kN	0.003618 m	24875.62 kN/m
Tercero	30.0 kN	120.0 kN	0.004791 m	25046.96 kN/m
Segundo	20.0 kN	140.0 kN	0.005433 m	25768.45 kN/m
Primero	10.0 kN	150.0 kN	0.003969 m	37792.89 kN/m

Pórtico A

Nivel	Fj	Vj	Deriva	Kj
Quinto	50.0 kN	50.0 kN	0.002415 m	20703.93 kN/m
Cuarto	40.0 kN	90.0 kN	0.002781 m	32362.46 kN/m
Tercero	30.0 kN	120.0 kN	0.002931 m	40941.66 kN/m
Segundo	20.0 kN	140.0 kN	0.002538 m	55161.54 kN/m
Primero	10.0 kN	150.0 kN	0.001215 m	123456.79 kN/m

Pórticos B, C y D

Nivel	Fj	Vj	Deriva	Kj
Quinto	50.0 kN	50.0 kN	0.002718 m	18395.88 kN/m
Cuarto	40.0 kN	90.0 kN	0.004644 m	19379.84 kN/m
Tercero	30.0 kN	120.0 kN	0.006129 m	19579.05 kN/m
Segundo	20.0 kN	140.0 kN	0.006885 m	20334.06 kN/m
Primero	10.0 kN	150.0 kN	0.005031 m	29815.15 kN/m

4.3 DEFINICIÓN DE PROCEDIMIENTOS

Los procedimientos hacen referencia a las distintas recomendaciones de estimación de la torsión natural, analizadas a lo largo de toda la investigación, estas recomendaciones como se ha mencionado antes involucran principalmente el cálculo de una excentricidad primaria mayorada por un factor α , y una excentricidad secundaria encaminada generalmente al diseño del borde rígido de la planta que esta afectada por un factor δ .

Es muy importante recordar que los propósitos de esta investigación solo conciernen al estudio de la torsión natural, por tanto la excentricidad accidental (que involucra el factor β) no es considerada en ninguno de los siguientes procedimientos.

La fuerza F_t del nivel superior del edificio que se considera en algunos códigos, no es tomada en cuenta en esta investigación por tanto no se hace referencia a ella, además su aplicación en esta parte sería innecesaria debido a que los códigos que la recomiendan, lo hacen para estructuras con periodos mayores a 0.7 segundos por lo cual no cubre el caso estudiado. En el capítulo 2, De la Colina estudio ampliamente la conveniencia de considerar esta fuerza.

Para el estudio de las recomendaciones de la estimación de los efectos de la torsión natural, en los edificios torsionalmente desequilibrados considerados aquí, se seleccionan siete de ellas, las cuales se llamaran procedimientos y corresponden a los siguientes.

4.3.1 PROCEDIMIENTO I

En este procedimiento se hace referencia a las recomendaciones de las *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo resistente NSR-98*, este considera que los valores de α y δ son iguales a la unidad (1). Su uso equivale a asumir que las fuerzas sísmicas son aplicadas estáticamente. El procedimiento no considera la amplificación del cortante en los elementos estructurales en el borde flexible de la planta, y considera una disminución total de los efectos torsionales en el borde rígido del edificioⁱ.

ⁱ Es claro que la consideración de borde rígido y flexible, se aplica a los bordes que sufren un incremento y una disminución, respectivamente, en el desplazamiento total por efectos del movimiento torsional, independientemente si el edificio no presenta asimetría en la distribución de su rigidez.

4.3.2 PROCEDIMIENTO II

Hace referencia a las recomendaciones formuladas en el código estadounidense (*Uniform Building Code, UBC-97*), utiliza $\alpha = 1.0$ y $\delta = 0.0$, es decir no amplifica el cortante producido por los efectos torsionales en el borde flexible, y no considera la reducción del cortante en los elementos del borde rígido, debido a la torsión natural.

4.3.3 PROCEDIMIENTO III

Este procedimiento concierne a las recomendaciones presentadas en el *Natural Building code of Canada (NBCC)*, las cuales fueron estudiadas extensamente por Humar y Kumar, 1999, en los estudios presentados en el segundo capítulo de esta investigación; utiliza $\alpha = 1.5$ y $\delta = 0.5$, es decir amplifica los efectos torsionales en el borde flexible y los reduce parcialmente en el borde rígido.

4.3.4 PROCEDIMIENTO IV

El procedimiento cuatro utiliza los valores recomendados por el *Mexico City Building Code*, $\alpha = 1.5$ y $\delta = 1.0$, además considera una excentricidad mínima, igual al 50% de la excentricidad de los niveles adyacentes.

4.3.5 PROCEDIMIENTO V

Este procedimiento hace referencia al código sísmico australiano *Australian Standard AS 1170.4 (1993)*, como se menciona en el capítulo 3, el valor de δ es igual a 0.5 y el valor especificado para α , corresponde a la ecuación [3-8], que como se formuló

anteriormente, fue propuesta por Duan y Chandler, 1993 y se analizada brevemente por De la Colina, 2002 (ver capítulo 2).

$$\alpha = 2.6 - 3.6 \frac{e}{b} \geq 1.4 \quad [3-8]$$

4.3.6 PROCEDIMIENTO VI

Se incluye en este procedimiento las recomendaciones dadas por Jaime De la Colina, 2002, y que fueron analizadas en el capítulo 2. estas recomendaciones incluyen una fórmula para calcular el factor α (ecuación 2-29) similar a la del código australiano y un factor δ igual 0.5, además De la Colina también propone una excentricidad mínima del 20% de la excentricidad promedio de todos los pisos, esta última consideración también se incluye en este procedimiento.

$$\alpha = [2.25 - 2.0.(e_s / b)] \geq 1.25 \quad [2-29]$$

4.3.7 PROCEDIMIENTO VII

El procedimiento siete, evalúa las recomendaciones presentadas por Humar y Kumar que fueron ampliamente descritas en el capítulo 2, a pesar de que sus recomendaciones también incluyen los efectos de la torsión accidental, como se vio y analizo extensamente, Humar y Kumar son del pensamiento que el factor β , que comúnmente se utiliza para explicar los efectos de la torsión accidental, realmente representa un termino que proporciona un mejor ajuste en la ecuación empírica de la torsión de diseño. Por lo anterior, se tienen en cuenta las siguientes excentricidades

como procedimiento número siete, que involucran en parte las recomendaciones sugeridas por Humar y Kumar.

$$e_{d1} = e + 0.05b \quad [4-6]$$

$$e_{d2} = e - 0.05b \quad [4-7]$$

Como se menciona, el valor 0.05 no hace referencia a la excentricidad accidental, si no que es una parte de la ecuación empírica para tener en cuenta la torsión natural.

La siguiente tabla resume los siete procedimientos considerados en esta investigación, y que se utilizaran para el análisis de los tres modelos propuestos.

Tabla 4-4 Procedimientos de diseño.

Procedimiento	α	δ	Observaciones
I	1.0	1.0	
II	1.0	0.0	
III	1.5	0.5	
IV	1.5	1.0	e minima, igual al 50% de la exentricidad adyacente
V	ecuación [3-8]	0.5	
VI	ecuación [2-29]	0.5	e minima igual al 20% de la exentricidad promedio
VII	1.0	1.0	considera ademas, un factor +/- 0.05b

4.4 PROPIEDADES INELÁSTICAS

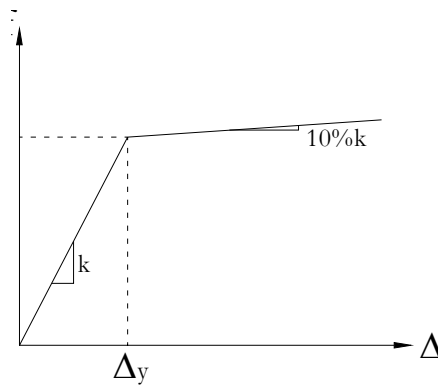
Las propiedades inelásticas de los elementos que se tienen en cuenta para efectos del presente estudio involucran un diagrama fuerza deformación definido por los valores de fuerza de fluencia F_y y desplazamiento de fluencia u_y , para cada plano resistente

como se muestra en la Fig. 4-14. La obtención de estos valores se realiza mediante un cálculo estático para un espectro de aceleraciones reducido por un coeficiente de capacidad de disipación de energía R . Esta investigación considera dos valores para este coeficiente $R = 3.5$ y $R = 7.0$.

Debido a que cada procedimiento involucra diferentes factores α y δ para la excentricidad de diseño las fuerzas de fluencia en los planos para el mismo modelo serán diferentes al evaluarlas con diferentes procedimientos.

En esta sección se presenta entonces, el cálculo de la fuerza de fluencia correspondiente a cada plano resistente, de cada uno de los modelos considerados, utilizando los siete procedimientos de diseño.

Fig. 4-14 Relación fuerza deformación para los planos resistentes.



4.4.1 DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

El acelerograma que se utilizara para evaluar las propiedades inelásticas de los planos resistentes, es el temblor del Imperial Valley Registro "El Centro" - Componente NS - $A_{te} = 0.348g$ - Duración 53.8 s, Fig. 4-15, por tanto las propiedades no lineales de los

elementos, son calculadas con un procedimiento estático, tomando el espectro de aceleraciones de este registro acelerográfico, Fig. 4-16.

Fig. 4-15 Acelerograma El Centro, Componente N-S, $A_{te} = 0.348g$, Duración 53.8 s.

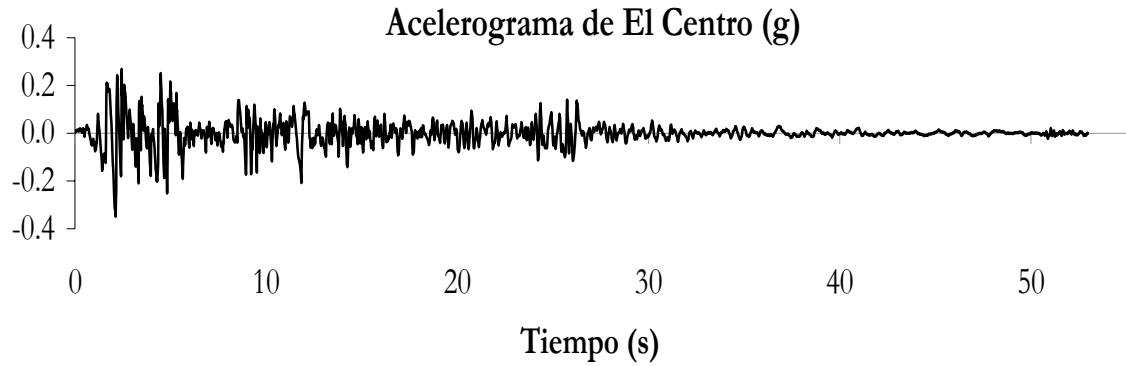
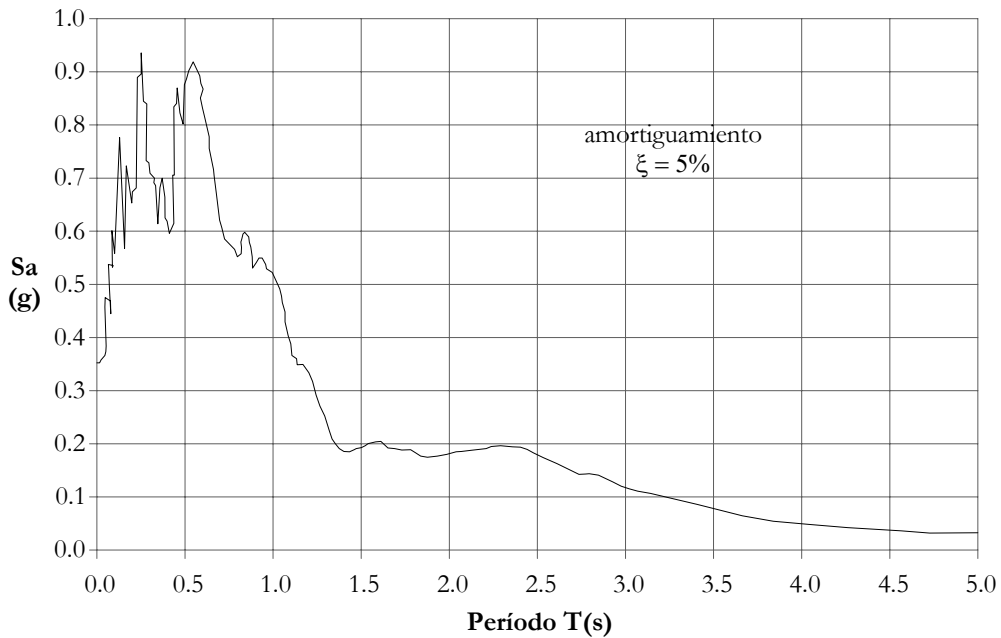


Fig. 4-16 Espectro elástico de diseño.



Espectro de aceleraciones del temblor del Imperial Valley Registro "El Centro" - Componente NS - $A_{te} = 0.348g$ - Duración 53.8 s(s)

4.4.2 CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL

El periodo fundamental de vibración es igual a :

$$T_a = C_t (h_n)^{3/4} \quad T_a = 0.61 \text{ s}$$

donde Coeficiente C_t : 0.08

Altura h_n : 15.0 m

C_t : Coeficiente que depende del material y sistema estructural

h_n : Altura en metros, medida desde la base hasta la cubierta

4.4.3 DETERMINACIÓN DEL CORTANTE BASAL

$S_a (T_a)$: 0.90 g

Valor de la gravedad: 9.81 m/s²

Masa total: 871.2 Mg

Cortante sísmico en la base: 7691.8 kN

4.4.4 DEFINICIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

El cortante en la base que se distribuirá en la altura del edificio como fuerzas sísmicas, para este caso es en realidad, un cortante reducido por los coeficientes de disipación de energía R de 3.5 y 7.0.

A continuación se presentan las fuerzas sísmicas en cada piso para los dos valores del coeficiente R.

Tabla 4-5 Cálculo de las fuerzas sísmicas y fuerzas cortantes de piso.

Cortante sísmico en la base: $V_s = 7691.8 \text{ kN}$
 $R = 3.5 \quad V_s/R = 2197.7 \text{ kN}$
 $R = 7.0 \quad V_s/R = 1098.8 \text{ kN}$

Nivel j	h _j	m _j	m _j (h _j) ^k	C _{vj}	R= 3.5		R= 7.0	
					F _j	V _j	F _j	V _j
Quinto	15.0 m	124.6 Mg	2169.1	0.25636	563.4 kN	563.4 kN	281.7 kN	281.7 kN
Cuarto	12.0 m	186.6 Mg	2566.8	0.30337	666.7 kN	1230.1 kN	333.3 kN	615.0 kN
Tercero	9.0 m	186.6 Mg	1894.9	0.22396	492.2 kN	1722.3 kN	246.1 kN	861.1 kN
Segundo	6.0 m	186.6 Mg	1235.5	0.14602	320.9 kN	2043.2 kN	160.5 kN	1021.6 kN
Primero	3.0 m	186.6 Mg	594.7	0.07029	154.5 kN	2197.7 kN	77.2 kN	1098.8 kN
Totales	45.0 m	871.2 Mg	8461.0	1.00000	2197.7 kN	7756.7 kN	1098.8 kN	3878.3 kN

Donde

k: coeficiente relacionado con el periodo fundamental de la edificación

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{para } T \leq 0.5s \\ 1 + 0.5(T - 0.5) & \text{para } 0.5 \leq T \leq 2.5s \\ 2.0 & \text{para } T \geq 2.5s \end{cases} \quad \mathbf{k = 1.055}$$

h_j, h_m: altura en metros, medida desde la base hasta el nivel j o m.

m_j, m_m: masa del nivel j o m, respectivamente.

$$C_{vj} = \frac{m_j h_j^k}{\sum_{i=1}^n m_i h_i^k} \quad F_j = C_{vj} V_s \quad V_j = \sum_{j=i}^n F_j$$

4.4.5 EVALUACIÓN DE CENTROIDES Y CENTROS DE CORTANTE

Para todos los modelos, el centro de masa se localiza sobre el eje 2, esto quiere decir que si el modelo es asimétrico, solo lo es, alrededor del eje y. Ahora, para los modelos 1 y 2, el centro de masa se localiza para todos los niveles en el centro geométrico de la planta, por lo tanto, el centro de cortante en todos los pisos coincide con el centroide. En el modelo 3 el centro de masa en cada piso esta desplazado una

distancia de 2.5 metros a la derecha presentándose una situación similar a la anterior, el centro de cortante para este modelo se localiza sobre una línea vertical que pasa 2.5 metros a la derecha del centro geométrico de la planta.

4.4.6 EVALUACIÓN DEL CENTRO DE RIGIDEZ DEL ENTREPISO.

En esta parte, es necesario recordar la definición de centro de rigidez o centro de torsión presentada en el primer capítulo, además de las ecuaciones [1-3a] y [1-3b].

$$CR_j = (CRx_j, CRy_j) \quad [1-3a]$$

$$CRx_j = \frac{\sum k_{yi} \cdot x_i}{\sum k_{yi}} \quad CRy_j = \frac{\sum k_{xi} \cdot y_i}{\sum k_{xi}} \quad [1-3b]$$

Para los modelos considerados solo el modelo 2 presenta el centro de rigidez en una localización distinta al centro geométrico de la planta, y esta asimetría solo se presenta sobre el eje y.

Dos procedimientos bastante interesantes para el cálculo del centro de rigidez, son presentados por Raúl Caro Olarte³, 2002. El primero de estos procedimientos supone una interconexión de los pórticos ubicados en la misma dirección, por medio de elementos infinitamente flexibles e indeformables a fuerza axial, mientras el segundo utiliza un procedimiento matricial abreviado.

Tabla 4-6 Cálculo del centro de rigidez, Modelo 2.

Nivel	Eje	Kj	Xj	Kj*Xj	CRX	e	%b
Quinto	A	20703.93 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.27 m	0.23 m	0.03 b
	B	18395.88 kN/m	5.0 m	91979.4 kN			
	C	18395.88 kN/m	10.0 m	183958.8 kN			
	D	18395.88 kN/m	15.0 m	275938.2 kN			
	total	75891.6 kN		551876.4 kN			
Cuarto	A	32362.46 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.42 m	1.08 m	0.14 b
	B	19379.84 kN/m	5.0 m	96899.2 kN			
	C	19379.84 kN/m	10.0 m	193798.4 kN			
	D	19379.84 kN/m	15.0 m	290697.7 kN			
	total	90502.0 kN		581395.3 kN			
Tercero	A	40941.66 kN/m	0.0 m	0.0 kN	5.89 m	1.61 m	0.21 b
	B	19579.05 kN/m	5.0 m	97895.3 kN			
	C	19579.05 kN/m	10.0 m	195790.5 kN			
	D	19579.05 kN/m	15.0 m	293685.8 kN			
	total	99678.8 kN		587371.5 kN			
Segundo	A	55161.54 kN/m	0.0 m	0.0 kN	5.25 m	2.25 m	0.30 b
	B	20334.06 kN/m	5.0 m	101670.3 kN			
	C	20334.06 kN/m	10.0 m	203340.6 kN			
	D	20334.06 kN/m	15.0 m	305010.9 kN			
	total	116163.7 kN		610021.8 kN			
Primero	A	123456.79 kN/m	0.0 m	0.0 kN	4.20 m	3.30 m	0.44 b
	B	29815.15 kN/m	5.0 m	149075.7 kN			
	C	29815.15 kN/m	10.0 m	298151.5 kN			
	D	29815.15 kN/m	15.0 m	447227.2 kN			
	total	212902.2 kN		894454.4 kN			

4.4.7 EVALUACIÓN DE LOS MOMENTOS TORSIONALES DE PISO, M_T Y DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ENTRE LOS PLANOS RESISTENTES DE LA EDIFICACIÓN

El momento torsor de piso en cada entrepiso es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso por cada una de las excentricidades de diseño descritas por los siete procedimientos.

La fuerza cortante que debe ser resistida por cualquier elemento resistente es igual a la suma de dos efectos, el debido a la fuerza cortante de piso, V y el debido al momento torsionante de piso M_T .

Los elementos resistentes en la dirección X del entrepiso en cuestión, la fuerza cortante que debe resistir por efecto directo de la fuerza cortante de piso V_x , se evalúa según la expresión:

$$\frac{k_{jx}}{\sum k_{jx}} V_x \quad [4-8]$$

y por efecto del momento torsionante de piso M_T , con la expresión:

$$\frac{k_{jx} y_{jt}}{\sum k_{jx} y_{it}^2 + \sum k_{jy} x_{it}^2} M_T \quad [4-9]$$

Donde, x_{jt} y y_{jt} son las distancias de los elementos resistentes con respecto al centro de rigidez del entrepiso en cuestión.

Para los elementos resistentes en la dirección y, las ecuaciones correspondientes son las siguientes:

$$\frac{k_{jy}}{\sum k_{jy}} V_y \quad [4-10]$$

$$\frac{k_{jx} x_{jt}}{\sum k_{jx} y_{it}^2 + \sum k_{jy} x_{it}^2} M_T \quad [4-11]$$

Los valores de M_T son producidos únicamente por V_y , debido a que la excentricidad en el sentido paralelo al eje “y” es igual a cero.

Por tanto M_T es igual a cualquier valor dado por el producto de V_y , con la excentricidades de diseño e_{d1} y e_{d2} , para cada procedimiento especificado, V_x no produce ningún momento torsionante.

El cortante en cada plano resistente, para todos los modelos utilizando todos los procedimientos, corresponderá a la fuerza en el plano resistente calculada como se indico anteriormente, cuando el sismo tiene dos componentes, la primera equivalente al 100% en la dirección “y” y la segunda el 30% en la dirección “x”.

4.4.8 DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DE LA EDIFICACIÓN

A continuación se presenta el cálculo de la fuerza de fluencia para los tres modelos en cada eje y para cada piso, utilizando los dos valores del factor R. Para los modelos 2 y 3, el cálculo se hace además utilizando cada uno de los siete procedimientos establecidos, primero se calcula el cortante de piso por traslación y seguido la combinación de este con los efectos torsionales según cada procedimiento. El procedimiento es independiente para cada piso (excepto en los procedimientos en los cuales la excentricidad de diseño es dependiente de las de los demás pisos).

Tabla 4-7 Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 1 – R =3.5

Modelo 1

Nivel		Eje	K _{iy}	X _j	K _{iy} *X _j	X _{jt}	K _{iy} *X _{jt}	K _{iy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	V _y +0.3V _x	u _y
Quinto Sismo-Y	V _j = 563.4 kN	A	22371.36 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	167785.2 kN	1258389.3	140.85 kN	140.85 kN	0.006296 m
	CVX = 7.50 m	B	22371.36 kN/m	5.0 m	111856.8 kN	2.5 m	55928.4 kN	139821.0	140.85 kN	140.85 kN	0.006296 m
	CRX = 7.50 m	C	22371.36 kN/m	10.0 m	223713.6 kN	-2.5 m	-55928.4 kN	139821.0	140.85 kN	140.85 kN	0.006296 m
	e= 0.00 m	D	22371.36 kN/m	15.0 m	335570.5 kN	-7.5 m	-167785.2 kN	1258389.3	140.85 kN	140.85 kN	0.006296 m
			89485.5 kN		671140.9 kN			2796420.6	563.40 kN		
Nivel		Eje	K _{ix}	Y _j	K _{ix} *X _j	Y _{jt}	K _{ix} *Y _{jt}	K _{ix} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	0.3V _x +V _y	u _y
Quinto Sismo-X	V _j = 563.4 kN	1	24875.62 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	149253.7 kN	895522.4	187.80 kN	56.34 kN	0.002265 m
	CVY = 6.00 m	2	24875.62 kN/m	6.0 m	149253.7 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	187.80 kN	56.34 kN	0.002265 m
	CRY = 6.00 m	3	24875.62 kN/m	12.0 m	298507.5 kN	-6.0 m	-149253.7 kN	895522.4	187.80 kN	56.34 kN	0.002265 m
	e= 0.00 m		74626.9 kN		447761.2 kN			1791044.8	563.40 kN		

Nivel		Eje	K _{iy}	X _j	K _{iy} *X _j	X _{jt}	K _{iy} *X _{jt}	K _{iy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	V _y +0.3V _x	u _y
Cuarto Sismo-Y	V _j = 1230.1 kN	A	24489.80 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	183673.5 kN	1377551.0	307.52 kN	307.52 kN	0.012557 m
	CVX = 7.50 m	B	24489.80 kN/m	5.0 m	122449.0 kN	2.5 m	61224.5 kN	153061.2	307.52 kN	307.52 kN	0.012557 m
	CRX = 7.50 m	C	24489.80 kN/m	10.0 m	244898.0 kN	-2.5 m	-61224.5 kN	153061.2	307.52 kN	307.52 kN	0.012557 m
	e= 0.00 m	D	24489.80 kN/m	15.0 m	367346.9 kN	-7.5 m	-183673.5 kN	1377551.0	307.52 kN	307.52 kN	0.012557 m
			97959.2 kN		734693.9 kN			3061224.5	1230.10 kN		
Nivel		Eje	K _{ix}	Y _j	K _{ix} *X _j	Y _{jt}	K _{ix} *Y _{jt}	K _{ix} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	0.3V _x +V _y	u _y
Cuarto Sismo-X	V _j = 1230.1 kN	1	25597.27 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	153583.6 kN	921501.7	410.03 kN	123.01 kN	0.004806 m
	CVY = 6.00 m	2	25597.27 kN/m	6.0 m	153583.6 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	410.03 kN	123.01 kN	0.004806 m
	CRY = 6.00 m	3	25597.27 kN/m	12.0 m	307167.2 kN	-6.0 m	-153583.6 kN	921501.7	410.03 kN	123.01 kN	0.004806 m
	e= 0.00 m		76791.8 kN		460750.9 kN			1843003.4	1230.10 kN		

Nivel		Eje	K _{iy}	X _j	K _{iy} *X _j	X _{jt}	K _{iy} *X _{jt}	K _{iy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	V _y +0.3V _x	u _y
Tercero Sismo-Y	V _j = 1722.3 kN	A	25031.29 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	187734.7 kN	1408010.0	430.57 kN	430.57 kN	0.017201 m
	CVX = 7.50 m	B	25031.29 kN/m	5.0 m	125156.4 kN	2.5 m	62578.2 kN	156445.6	430.57 kN	430.57 kN	0.017201 m
	CRX = 7.50 m	C	25031.29 kN/m	10.0 m	250312.9 kN	-2.5 m	-62578.2 kN	156445.6	430.57 kN	430.57 kN	0.017201 m
	e= 0.00 m	D	25031.29 kN/m	15.0 m	375469.3 kN	-7.5 m	-187734.7 kN	1408010.0	430.57 kN	430.57 kN	0.017201 m
			100125.2 kN		750938.7 kN			3128911.1	1722.29 kN		
Nivel		Eje	K _{ix}	Y _j	K _{ix} *X _j	Y _{jt}	K _{ix} *Y _{jt}	K _{ix} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	0.3V _x +V _y	u _y
Tercero Sismo-X	V _j = 1722.3 kN	1	25756.60 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	154539.6 kN	927237.6	574.10 kN	172.23 kN	0.006687 m
	CVY = 6.00 m	2	25756.60 kN/m	6.0 m	154539.6 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	574.10 kN	172.23 kN	0.006687 m
	CRY = 6.00 m	3	25756.60 kN/m	12.0 m	309079.2 kN	-6.0 m	-154539.6 kN	927237.6	574.10 kN	172.23 kN	0.006687 m
	e= 0.00 m		77269.8 kN		463618.8 kN			1854475.2	1722.29 kN		

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.Vy	Vy+0.3Vx	uy
Segundo Sismo-Y	V _j = 2043.2 kN	A	26928.26 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	201961.9 kN	1514714.4	510.80 kN	510.80 kN	0.018969 m
	CVX = 7.50 m	B	26928.26 kN/m	5.0 m	134641.3 kN	2.5 m	67320.6 kN	168301.6	510.80 kN	510.80 kN	0.018969 m
	CRX = 7.50 m	C	26928.26 kN/m	10.0 m	269282.6 kN	-2.5 m	-67320.6 kN	168301.6	510.80 kN	510.80 kN	0.018969 m
	e= 0.00 m	D	26928.26 kN/m	15.0 m	403923.8 kN	-7.5 m	-201961.9 kN	1514714.4	510.80 kN	510.80 kN	0.018969 m
					107713.0 kN		807847.7 kN	3366031.9	2043.20 kN		
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.Vx	0.3Vx+Vy	uy
Segundo Sismo-X	V _j = 2043.2 kN	1	26231.97 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	157391.8 kN	944350.8	681.07 kN	204.32 kN	0.007789 m
	CVY = 6.00 m	2	26231.97 kN/m	6.0 m	157391.8 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	681.07 kN	204.32 kN	0.007789 m
	CRY = 6.00 m	3	26231.97 kN/m	12.0 m	314783.6 kN	-6.0 m	-157391.8 kN	944350.8	681.07 kN	204.32 kN	0.007789 m
	e= 0.00 m				78695.9 kN		472175.4 kN	1888701.5	2043.20 kN		

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.Vy	Vy+0.3Vx	uy
Primero Sismo-Y	V _j = 2197.7 kN	A	44404.97 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	333037.3 kN	2497779.8	549.42 kN	549.42 kN	0.012373 m
	CVX = 7.50 m	B	44404.97 kN/m	5.0 m	222024.9 kN	2.5 m	111012.4 kN	277531.1	549.42 kN	549.42 kN	0.012373 m
	CRX = 7.50 m	C	44404.97 kN/m	10.0 m	444049.7 kN	-2.5 m	-111012.4 kN	277531.1	549.42 kN	549.42 kN	0.012373 m
	e= 0.00 m	D	44404.97 kN/m	15.0 m	666074.6 kN	-7.5 m	-333037.3 kN	2497779.8	549.42 kN	549.42 kN	0.012373 m
					177619.9 kN		1332149.2 kN	5550621.7	2197.66 kN		
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.Vx	0.3Vx+Vy	uy
Primero Sismo-X	V _j = 2197.7 kN	1	34458.99 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	206754.0 kN	1240523.8	732.55 kN	219.77 kN	0.006378 m
	CVY = 6.00 m	2	34458.99 kN/m	6.0 m	206754.0 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	732.55 kN	219.77 kN	0.006378 m
	CRY = 6.00 m	3	34458.99 kN/m	12.0 m	413507.9 kN	-6.0 m	-206754.0 kN	1240523.8	732.55 kN	219.77 kN	0.006378 m
	e= 0.00 m				103377.0 kN		620261.9 kN	2481047.6	2197.66 kN		

Tabla 4-8 Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 2 – R =3.5

Modelo 2											
Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.Vy		
Quinto Sismo-Y	V _j = 563.4 kN	A	20703.93 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.3 m	150557.1 kN	1094836.8	153.70 kN		
	CVX = 7.50 m	B	18395.88 kN/m	5.0 m	91979.4 kN	2.3 m	41793.7 kN	94951.4	136.57 kN		
	CRX = 7.27 m	C	18395.88 kN/m	10.0 m	183958.8 kN	-2.7 m	-50185.7 kN	136911.3	136.57 kN		
	e= -0.23 m	D	18395.88 kN/m	15.0 m	275938.2 kN	-7.7 m	-142165.1 kN	1098665.1	136.57 kN		
					75891.6 kN		551876.4 kN	2425364.6	563.40 kN		
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.Vx		
Quinto Sismo-X	V _j = 563.4 kN	1	21729.68 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	130378.1 kN	782268.6	183.35 kN		
	CVY = 6.00 m	2	23310.02 kN/m	6.0 m	139860.1 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	196.69 kN		
	CRY = 6.00 m	3	21729.68 kN/m	12.0 m	260756.2 kN	-6.0 m	-130378.1 kN	782268.6	183.35 kN		
	e= 0.00 m				66769.4 kN		400616.3 kN	1564537.2	563.40 kN		

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.23 m	A	-4.85 kN	148.85 kN	-4.85 kN	148.85 kN	0.00 kN	0.00 kN	148.85 kN	0.007190 m
ed2=	-0.23 m	B	-1.35 kN	135.22 kN	-1.35 kN	135.22 kN	0.00 kN	0.00 kN	135.22 kN	0.007351 m
MTY1=	-128.51 kN.m	C	1.62 kN	138.18 kN	1.62 kN	138.18 kN	0.00 kN	0.00 kN	138.18 kN	0.007512 m
MTY2=	-128.51 kN.m	D	4.58 kN	141.15 kN	4.58 kN	141.15 kN	0.00 kN	0.00 kN	141.15 kN	0.007673 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	-4.20 kN	-4.20 kN	50.81 kN	0.002338 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	4.20 kN	4.20 kN	59.21 kN	0.002725 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.23 m	A	-4.85 kN	148.85 kN	0.00 kN	153.70 kN	0.00 kN	0.00 kN	153.70 kN	0.007424 m
ed2=	0.00 m	B	-1.35 kN	135.22 kN	0.00 kN	136.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	136.57 kN	0.007424 m
MTY1=	-128.51 kN.m	C	1.62 kN	138.18 kN	0.00 kN	136.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	138.18 kN	0.007512 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	4.58 kN	141.15 kN	0.00 kN	136.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	141.15 kN	0.007673 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	-4.20 kN	0.00 kN	55.01 kN	0.002531 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	4.20 kN	0.00 kN	59.21 kN	0.002725 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.34 m	A	-7.27 kN	146.43 kN	-2.42 kN	151.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	151.28 kN	0.007307 m
ed2=	-0.11 m	B	-2.02 kN	134.55 kN	-0.67 kN	135.89 kN	0.00 kN	0.00 kN	135.89 kN	0.007387 m
MTY1=	-192.76 kN.m	C	2.42 kN	138.99 kN	0.81 kN	137.37 kN	0.00 kN	0.00 kN	138.99 kN	0.007556 m
MTY2=	-64.25 kN.m	D	6.87 kN	143.43 kN	2.29 kN	138.86 kN	0.00 kN	0.00 kN	143.43 kN	0.007797 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	-6.30 kN	-2.10 kN	52.91 kN	0.002435 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	6.30 kN	2.10 kN	61.31 kN	0.002821 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.54 m	A	-11.44 kN	142.26 kN	-11.44 kN	142.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	142.26 kN	0.006871 m
ed2=	-0.54 m	B	-3.17 kN	133.39 kN	-3.17 kN	133.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	133.39 kN	0.007251 m
MTY1=	-303.08 kN.m	C	3.81 kN	140.38 kN	3.81 kN	140.38 kN	0.00 kN	0.00 kN	140.38 kN	0.007631 m
MTY2=	-303.08 kN.m	D	10.80 kN	147.37 kN	10.80 kN	147.37 kN	0.00 kN	0.00 kN	147.37 kN	0.008011 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	-9.90 kN	-9.90 kN	45.10 kN	0.002076 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	9.90 kN	9.90 kN	64.91 kN	0.002987 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=2.7$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.61 m	A	-12.87 kN	140.83 kN	-2.42 kN	151.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	151.28 kN	0.007307 m
ed2=	-0.11 m	B	-3.57 kN	132.99 kN	-0.67 kN	135.89 kN	0.00 kN	0.00 kN	135.89 kN	0.007387 m
MTY1=	-341.16 kN.m	C	4.29 kN	140.86 kN	0.81 kN	137.37 kN	0.00 kN	0.00 kN	140.86 kN	0.007657 m
MTY2=	-64.25 kN.m	D	12.16 kN	148.72 kN	2.29 kN	138.86 kN	0.00 kN	0.00 kN	148.72 kN	0.008085 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	-11.15 kN	-2.10 kN	52.91 kN	0.002435 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	11.15 kN	2.10 kN	66.15 kN	0.003044 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.3$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.52 m	A	-11.06 kN	142.64 kN	-7.19 kN	146.51 kN	0.00 kN	0.00 kN	146.51 kN	0.007076 m
ed2=	-0.34 m	B	-3.07 kN	133.50 kN	-2.00 kN	134.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	134.57 kN	0.007315 m
MTY1=	-293.05 kN.m	C	3.69 kN	140.25 kN	2.40 kN	138.96 kN	0.00 kN	0.00 kN	140.25 kN	0.007624 m
MTY2=	-190.62 kN.m	D	10.44 kN	147.01 kN	6.79 kN	143.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	147.01 kN	0.007991 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	-9.58 kN	-6.23 kN	48.78 kN	0.002245 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	9.58 kN	6.23 kN	64.58 kN	0.002972 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	0.52 m	A	11.10 kN	164.80 kN	-20.79 kN	132.91 kN	0.00 kN	0.00 kN	164.80 kN	0.007960 m
ed2=	-0.98 m	B	3.08 kN	139.65 kN	-5.77 kN	130.79 kN	0.00 kN	0.00 kN	139.65 kN	0.007591 m
MTY1=	294.04 kN.m	C	-3.70 kN	132.87 kN	6.93 kN	143.50 kN	0.00 kN	0.00 kN	143.50 kN	0.007801 m
MTY2=	-551.06 kN.m	D	-10.48 kN	126.09 kN	19.63 kN	156.20 kN	0.00 kN	0.00 kN	156.20 kN	0.008491 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	9.61 kN	-18.01 kN	64.61 kN	0.002974 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	196.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	59.01 kN	0.002531 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	183.35 kN	0.00 kN	183.35 kN	-9.61 kN	18.01 kN	73.01 kN	0.003360 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 2

Nivel		Eje	Kjy	Xj	Kjy*Xj	Xjt	Kjy*Xjt	Kjy*(Xjt)^2	E.D.Vy
Cuarto Sismo-Y	Vj= 1230.1 kN	A	32362.46 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.4 m	207900.2 kN	1335575.1	439.87 kN
	CVX = 7.50 m	B	19379.84 kN/m	5.0 m	96899.2 kN	1.4 m	27599.2 kN	39304.4	263.41 kN
	CRX = 6.42 m	C	19379.84 kN/m	10.0 m	193798.4 kN	-3.6 m	-69300.1 kN	247809.0	263.41 kN
	e= -1.08 m	D	19379.84 kN/m	15.0 m	290697.7 kN	-8.6 m	-166199.3 kN	1425305.8	263.41 kN
				90502.0 kN		581395.3 kN		3047994.3	1230.10 kN
Nivel		Eje	Kjx	Yj	Kjx*Xj	Yjt	Kjx*Yjt	Kjx*(Yjt)^2	E.D.Vx
Cuarto Sismo-X	Vj= 1230.1 kN	1	22354.69 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	134128.2 kN	804769.0	395.18 kN
	CVY = 6.00 m	2	24875.62 kN/m	6.0 m	149253.7 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	439.74 kN
	CRY = 6.00 m	3	22354.69 kN/m	12.0 m	268256.3 kN	-6.0 m	-134128.2 kN	804769.0	395.18 kN
	e= 0.00 m			69585.0 kN		417510.1 kN		1609538.0	1230.10 kN

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.08 m	A	-59.08 kN	380.79 kN	-59.08 kN	380.79 kN	0.00 kN	0.00 kN	380.79 kN	0.011767 m
ed2=	-1.08 m	B	-7.84 kN	255.57 kN	-7.84 kN	255.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	255.57 kN	0.013187 m
MTY1=	-1323.44 kN.m	C	19.69 kN	283.10 kN	19.69 kN	283.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	283.10 kN	0.014608 m
MTY2=	-1323.44 kN.m	D	47.23 kN	310.64 kN	47.23 kN	310.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	310.64 kN	0.016029 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-38.11 kN	-38.11 kN	80.44 kN	0.003598 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	38.11 kN	38.11 kN	156.67 kN	0.007008 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.08 m	A	-59.08 kN	380.79 kN	0.00 kN	439.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	439.87 kN	0.013592 m
ed2=	0.00 m	B	-7.84 kN	255.57 kN	0.00 kN	263.41 kN	0.00 kN	0.00 kN	263.41 kN	0.013592 m
MTY1=	-1323.44 kN.m	C	19.69 kN	283.10 kN	0.00 kN	263.41 kN	0.00 kN	0.00 kN	283.10 kN	0.014608 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	47.23 kN	310.64 kN	0.00 kN	263.41 kN	0.00 kN	0.00 kN	310.64 kN	0.016029 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-38.11 kN	0.00 kN	118.55 kN	0.005303 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-38.11 kN	0.00 kN	118.55 kN	0.005303 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	38.11 kN	0.00 kN	156.67 kN	0.007008 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.61 m	A	-88.61 kN	351.26 kN	-29.54 kN	410.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	410.33 kN	0.012679 m
ed2=	-0.54 m	B	-11.76 kN	251.65 kN	-3.92 kN	259.49 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.49 kN	0.013390 m
MTY1=	-1985.17 kN.m	C	29.54 kN	292.95 kN	9.85 kN	273.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	292.95 kN	0.015116 m
MTY2=	-661.72 kN.m	D	70.84 kN	334.25 kN	23.61 kN	287.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	334.25 kN	0.017247 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-57.17 kN	-19.06 kN	99.50 kN	0.004451 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-57.17 kN	-19.06 kN	99.50 kN	0.004451 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	57.17 kN	19.06 kN	175.72 kN	0.007861 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.61 m	A	-88.61 kN	351.26 kN	-59.08 kN	380.79 kN	0.00 kN	0.00 kN	380.79 kN	0.011767 m
ed2=	-1.08 m	B	-11.76 kN	251.65 kN	-7.84 kN	255.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	255.57 kN	0.013187 m
MTY1=	-1985.17 kN.m	C	29.54 kN	292.95 kN	19.69 kN	283.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	292.95 kN	0.015116 m
MTY2=	-1323.44 kN.m	D	70.84 kN	334.25 kN	47.23 kN	310.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	334.25 kN	0.017247 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-57.17 kN	-38.11 kN	80.44 kN	0.003598 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-57.17 kN	-38.11 kN	80.44 kN	0.003598 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	57.17 kN	38.11 kN	175.72 kN	0.007861 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=2.9$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.08 m	A	-168.85 kN	271.02 kN	-29.54 kN	410.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	410.33 kN	0.012679 m
ed2=	-0.54 m	B	-22.42 kN	240.99 kN	-3.92 kN	259.49 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.49 kN	0.013390 m
MTY1=	-3782.68 kN.m	C	56.28 kN	319.69 kN	9.85 kN	273.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	319.69 kN	0.016496 m
MTY2=	-661.72 kN.m	D	134.98 kN	398.39 kN	23.61 kN	287.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	398.39 kN	0.020557 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-108.93 kN	-19.06 kN	99.50 kN	0.004451 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	108.93 kN	19.06 kN	227.49 kN	0.010176 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.4$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.58 m	A	-141.39 kN	298.48 kN	-29.54 kN	410.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	410.33 kN	0.012679 m
ed2=	-0.54 m	B	-18.77 kN	244.64 kN	-3.92 kN	259.49 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.49 kN	0.013390 m
MTY1=	-3167.60 kN.m	C	47.13 kN	310.54 kN	9.85 kN	273.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	310.54 kN	0.016024 m
MTY2=	-661.72 kN.m	D	113.03 kN	376.44 kN	23.61 kN	287.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	376.44 kN	0.019424 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-91.22 kN	-19.06 kN	99.50 kN	0.004451 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	91.22 kN	19.06 kN	209.77 kN	0.009384 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.33 m	A	-17.89 kN	421.98 kN	-100.26 kN	339.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	421.98 kN	0.013039 m
ed2=	-1.83 m	B	-2.38 kN	261.03 kN	-13.31 kN	250.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	261.03 kN	0.013469 m
MTY1=	-400.87 kN.m	C	5.96 kN	269.37 kN	33.42 kN	296.83 kN	0.00 kN	0.00 kN	296.83 kN	0.015316 m
MTY2=	-2246.02 kN.m	D	14.30 kN	277.71 kN	80.15 kN	343.56 kN	0.00 kN	0.00 kN	343.56 kN	0.017728 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	-11.54 kN	-64.68 kN	107.01 kN	0.004787 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	439.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.92 kN	0.005303 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	395.18 kN	0.00 kN	395.18 kN	11.54 kN	64.68 kN	183.23 kN	0.008197 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 2

Nivel		Eje	Kjy	Xj	Kjy*Xj	Xjt	Kjy*Xjt	Kjy*(Xjt)^2	E.D.Vy
Tercero Sismo-Y	Vj= 1722.3 kN	A	40941.66 kN/m	0.0 m	0.0 kN	5.9 m	241254.5 kN	1421626.5	707.41 kN
	CVX = 7.50 m	B	19579.05 kN/m	5.0 m	97895.3 kN	0.9 m	17477.1 kN	15600.8	338.29 kN
	CRX = 5.89 m	C	19579.05 kN/m	10.0 m	195790.5 kN	-4.1 m	-80418.2 kN	330306.3	338.29 kN
	e= -1.61 m	D	19579.05 kN/m	15.0 m	293685.8 kN	-9.1 m	-178313.4 kN	1623964.3	338.29 kN
				99678.8 kN		587371.5 kN		3391497.8	1722.29 kN
Nivel		Eje	Kjx	Yj	Kjx*Xj	Yjt	Kjx*Yjt	Kjx*(Yjt)^2	E.D.Vx
Tercero Sismo-X	Vj= 1722.3 kN	1	22509.85 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	135059.1 kN	810354.5	553.31 kN
	CVY = 6.00 m	2	25046.96 kN/m	6.0 m	150281.8 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	615.67 kN
	CRY = 6.00 m	3	22509.85 kN/m	12.0 m	270118.2 kN	-6.0 m	-135059.1 kN	810354.5	553.31 kN
	e= 0.00 m			70066.7 kN		420400.0 kN		1620709.1	1722.29 kN

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.61 m	A	-133.25 kN	574.16 kN	-133.25 kN	574.16 kN	0.00 kN	0.00 kN	574.16 kN	0.014024 m
ed2=	-1.61 m	B	-9.65 kN	328.64 kN	-9.65 kN	328.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	328.64 kN	0.016785 m
MTY1=	-2768.34 kN.m	C	44.42 kN	382.71 kN	44.42 kN	382.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	382.71 kN	0.019547 m
MTY2=	-2768.34 kN.m	D	98.49 kN	436.78 kN	98.49 kN	436.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	436.78 kN	0.022309 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-74.60 kN	-74.60 kN	91.40 kN	0.004060 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	184.70 kN	0.007374 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	184.70 kN	0.007374 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	74.60 kN	74.60 kN	240.59 kN	0.010688 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.61 m	A	-133.25 kN	574.16 kN	0.00 kN	707.41 kN	0.00 kN	0.00 kN	707.41 kN	0.017278 m
ed2=	0.00 m	B	-9.65 kN	328.64 kN	0.00 kN	338.29 kN	0.00 kN	0.00 kN	338.29 kN	0.017278 m
MTY1=	-2768.34 kN.m	C	44.42 kN	382.71 kN	0.00 kN	338.29 kN	0.00 kN	0.00 kN	382.71 kN	0.019547 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	98.49 kN	436.78 kN	0.00 kN	338.29 kN	0.00 kN	0.00 kN	436.78 kN	0.022309 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-74.60 kN	0.00 kN	165.99 kN	0.007374 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-74.60 kN	0.00 kN	165.99 kN	0.007374 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	184.70 kN	0.007374 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	74.60 kN	0.00 kN	240.59 kN	0.010688 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.41 m	A	-199.87 kN	507.53 kN	-66.62 kN	640.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	640.78 kN	0.015651 m
ed2=	-0.80 m	B	-14.48 kN	323.82 kN	-4.83 kN	333.47 kN	0.00 kN	0.00 kN	333.47 kN	0.017032 m
MTY1=	-4152.51 kN.m	C	66.62 kN	404.92 kN	22.21 kN	360.50 kN	0.00 kN	0.00 kN	404.92 kN	0.020681 m
MTY2=	-1384.17 kN.m	D	147.73 kN	486.02 kN	49.24 kN	387.54 kN	0.00 kN	0.00 kN	486.02 kN	0.024824 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-111.89 kN	-37.30 kN	128.69 kN	0.005717 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-111.89 kN	-37.30 kN	128.69 kN	0.005717 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	184.70 kN	0.007374 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	111.89 kN	37.30 kN	277.89 kN	0.012345 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.41 m	A	-199.87 kN	507.53 kN	-133.25 kN	574.16 kN	0.00 kN	0.00 kN	574.16 kN	0.014024 m
ed2=	-1.61 m	B	-14.48 kN	323.82 kN	-9.65 kN	328.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	328.64 kN	0.016785 m
MTY1=	-4152.51 kN.m	C	66.62 kN	404.92 kN	44.42 kN	382.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	404.92 kN	0.020681 m
MTY2=	-2768.34 kN.m	D	147.73 kN	486.02 kN	98.49 kN	436.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	486.02 kN	0.024824 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-111.89 kN	-74.60 kN	91.40 kN	0.004060 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-111.89 kN	-74.60 kN	91.40 kN	0.004060 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	184.70 kN	0.007374 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	111.89 kN	74.60 kN	277.89 kN	0.012345 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.0$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-4.80 m	A	-397.85 kN	309.55 kN	-66.62 kN	640.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	640.78 kN	0.015651 m
ed2=	-0.80 m	B	-28.82 kN	309.47 kN	-4.83 kN	333.47 kN	0.00 kN	0.00 kN	333.47 kN	0.017032 m
MTY1=	-8265.62 kN.m	C	132.62 kN	470.91 kN	22.21 kN	360.50 kN	0.00 kN	0.00 kN	470.91 kN	0.024052 m
MTY2=	-1384.17 kN.m	D	294.06 kN	632.35 kN	49.24 kN	387.54 kN	0.00 kN	0.00 kN	632.35 kN	0.032297 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-222.73 kN	-37.30 kN	128.69 kN	0.005717 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	184.70 kN	0.007374 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	184.70 kN	0.007374 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	222.73 kN	37.30 kN	388.72 kN	0.017269 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.96 m	A	-328.37 kN	379.04 kN	-66.62 kN	640.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	640.78 kN	0.015651 m
ed2=	-0.80 m	B	-23.79 kN	314.51 kN	-4.83 kN	333.47 kN	0.00 kN	0.00 kN	333.47 kN	0.017032 m
MTY1=	-6822.06 kN.m	C	109.46 kN	447.75 kN	22.21 kN	360.50 kN	0.00 kN	0.00 kN	447.75 kN	0.022869 m
MTY2=	-1384.17 kN.m	D	242.70 kN	581.00 kN	49.24 kN	387.54 kN	0.00 kN	0.00 kN	581.00 kN	0.029674 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-183.83 kN	-37.30 kN	128.69 kN	0.005717 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-183.83 kN	-37.30 kN	128.69 kN	0.005717 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	184.70 kN	0.007374 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	183.83 kN	37.30 kN	349.82 kN	0.015541 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.86 m	A	-71.07 kN	636.33 kN	-195.42 kN	511.98 kN	0.00 kN	0.00 kN	636.33 kN	0.015542 m
ed2=	-2.36 m	B	-5.15 kN	333.15 kN	-14.16 kN	324.14 kN	0.00 kN	0.00 kN	333.15 kN	0.017015 m
MTY1=	-1476.62 kN.m	C	23.69 kN	361.99 kN	65.14 kN	403.44 kN	0.00 kN	0.00 kN	403.44 kN	0.020606 m
MTY2=	-4060.06 kN.m	D	52.53 kN	390.83 kN	144.44 kN	482.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	482.73 kN	0.024466 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-39.79 kN	-109.40 kN	126.20 kN	0.005607 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	-39.79 kN	-109.40 kN	126.20 kN	0.005607 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	615.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	184.70 kN	0.007374 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	553.31 kN	0.00 kN	553.31 kN	39.79 kN	109.40 kN	275.40 kN	0.012234 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 2

Nivel		Eje	Kjy	Xj	Kjy*Xj	Xjt	Kjy*Xjt	Kjy*(Xjt)^2	E.D.Vy
Segundo Sismo-Y	Vj= 2043.2 kN	A	55161.54 kN/m	0.0 m	0.0 kN	5.3 m	289675.2 kN	1521199.1	970.23 kN
	CVX = 7.50 m	B	20334.06 kN/m	5.0 m	101670.3 kN	0.3 m	5111.9 kN	1285.1	357.66 kN
	CRX = 5.25 m	C	20334.06 kN/m	10.0 m	203340.6 kN	-4.7 m	-96558.4 kN	458517.5	357.66 kN
	e= -2.25 m	D	20334.06 kN/m	15.0 m	305010.9 kN	-9.7 m	-198228.7 kN	1932452.8	357.66 kN
				116163.7 kN		610021.8 kN		3913454.5	2043.20 kN
Nivel		Eje	Kjx	Yj	Kjx*Xj	Yjt	Kjx*Yjt	Kjx*(Yjt)^2	E.D.Vx
Segundo Sismo-X	Vj= 2043.2 kN	1	22853.41 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	137120.5 kN	822722.8	653.29 kN
	CVY = 6.00 m	2	25768.45 kN/m	6.0 m	154610.7 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	736.62 kN
	CRY = 6.00 m	3	22853.41 kN/m	12.0 m	274240.9 kN	-6.0 m	-137120.5 kN	822722.8	653.29 kN
	e= 0.00 m			71475.3 kN		428851.7 kN		1645445.6	2043.20 kN

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.25 m	A	-239.41 kN	730.82 kN	-239.41 kN	730.82 kN	0.00 kN	0.00 kN	730.82 kN	0.013249 m
ed2=	-2.25 m	B	-4.22 kN	353.43 kN	-4.22 kN	353.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	353.43 kN	0.017381 m
MTY1=	-4594.35 kN.m	C	79.80 kN	437.46 kN	79.80 kN	437.46 kN	0.00 kN	0.00 kN	437.46 kN	0.021514 m
MTY2=	-4594.35 kN.m	D	163.83 kN	521.49 kN	163.83 kN	521.49 kN	0.00 kN	0.00 kN	521.49 kN	0.025646 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	-113.33 kN	-113.33 kN	82.66 kN	0.003617 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	113.33 kN	113.33 kN	309.31 kN	0.013535 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.25 m	A	-239.41 kN	730.82 kN	0.00 kN	970.23 kN	0.00 kN	0.00 kN	970.23 kN	0.017589 m
ed2=	0.00 m	B	-4.22 kN	353.43 kN	0.00 kN	357.66 kN	0.00 kN	0.00 kN	357.66 kN	0.017589 m
MTY1=	-4594.35 kN.m	C	79.80 kN	437.46 kN	0.00 kN	357.66 kN	0.00 kN	0.00 kN	437.46 kN	0.021514 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	163.83 kN	521.49 kN	0.00 kN	357.66 kN	0.00 kN	0.00 kN	521.49 kN	0.025646 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	-113.33 kN	0.00 kN	195.99 kN	0.008576 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	113.33 kN	0.00 kN	309.31 kN	0.013535 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.37 m	A	-359.12 kN	611.12 kN	-119.71 kN	850.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	850.53 kN	0.015419 m
ed2=	-1.12 m	B	-6.34 kN	351.32 kN	-2.11 kN	355.54 kN	0.00 kN	0.00 kN	355.54 kN	0.017485 m
MTY1=	-6891.52 kN.m	C	119.71 kN	477.36 kN	39.90 kN	397.56 kN	0.00 kN	0.00 kN	477.36 kN	0.023476 m
MTY2=	-2297.17 kN.m	D	245.75 kN	603.40 kN	81.92 kN	439.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	603.40 kN	0.029675 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	-169.99 kN	-56.66 kN	139.32 kN	0.006096 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	169.99 kN	56.66 kN	365.98 kN	0.016014 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.37 m	A	-359.12 kN	611.12 kN	-239.41 kN	730.82 kN	0.00 kN	0.00 kN	730.82 kN	0.013249 m
ed2=	-2.25 m	B	-6.34 kN	351.32 kN	-4.22 kN	353.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	353.43 kN	0.017381 m
MTY1=	-6891.52 kN.m	C	119.71 kN	477.36 kN	79.80 kN	437.46 kN	0.00 kN	0.00 kN	477.36 kN	0.023476 m
MTY2=	-4594.35 kN.m	D	245.75 kN	603.40 kN	163.83 kN	521.49 kN	0.00 kN	0.00 kN	603.40 kN	0.029675 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	-169.99 kN	-113.33 kN	82.66 kN	0.003617 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	169.99 kN	113.33 kN	365.98 kN	0.016014 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.1$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-7.06 m	A	-751.67 kN	218.56 kN	-119.71 kN	850.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	850.53 kN	0.015419 m
ed2=	-1.12 m	B	-13.26 kN	344.39 kN	-2.11 kN	355.54 kN	0.00 kN	0.00 kN	355.54 kN	0.017485 m
MTY1=	-14424.70 kN.m	C	250.56 kN	608.21 kN	39.90 kN	397.56 kN	0.00 kN	0.00 kN	608.21 kN	0.029911 m
MTY2=	-2297.17 kN.m	D	514.38 kN	872.04 kN	81.92 kN	439.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	872.04 kN	0.042885 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	-355.81 kN	-56.66 kN	139.32 kN	0.006096 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	355.81 kN	56.66 kN	551.80 kN	0.024145 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-5.73 m	A	-610.46 kN	359.78 kN	-119.71 kN	850.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	850.53 kN	0.015419 m
ed2=	-1.12 m	B	-10.77 kN	346.88 kN	-2.11 kN	355.54 kN	0.00 kN	0.00 kN	355.54 kN	0.017485 m
MTY1=	-11714.72 kN.m	C	203.49 kN	561.14 kN	39.90 kN	397.56 kN	0.00 kN	0.00 kN	561.14 kN	0.027596 m
MTY2=	-2297.17 kN.m	D	417.74 kN	775.40 kN	81.92 kN	439.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	775.40 kN	0.038133 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	-288.97 kN	-56.66 kN	139.32 kN	0.006096 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	288.97 kN	56.66 kN	484.95 kN	0.021220 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.50 m	A	-159.56 kN	810.68 kN	-319.27 kN	650.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	810.68 kN	0.014696 m
ed2=	-3.00 m	B	-2.82 kN	354.84 kN	-5.63 kN	352.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	354.84 kN	0.017450 m
MTY1=	-3061.95 kN.m	C	53.19 kN	410.84 kN	106.42 kN	464.08 kN	0.00 kN	0.00 kN	464.08 kN	0.022823 m
MTY2=	-6126.74 kN.m	D	109.19 kN	466.84 kN	218.48 kN	576.13 kN	0.00 kN	0.00 kN	576.13 kN	0.028333 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	-75.53 kN	-151.13 kN	120.46 kN	0.005271 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	736.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	220.99 kN	0.008576 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	653.29 kN	0.00 kN	653.29 kN	75.53 kN	151.13 kN	347.11 kN	0.015189 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 2

Nivel		Eje	Kjy	Xj	Kjy*Xj	Xjt	Kjy*Xjt	Kjy*(Xjt)^2	E.D.Vy
Primer Sismo-Y	Vj=	2197.7 kN	A	123456.79 kN/m	0.0 m	0.0 kN	4.2 m	518672.2 kN	2179068.9
	CVX =	7.50 m	B	29815.15 kN/m	5.0 m	149075.7 kN	-0.8 m	-23815.0 kN	19022.4
	CRX =	4.20 m	C	29815.15 kN/m	10.0 m	298151.5 kN	-5.8 m	-172890.7 kN	1002551.0
	e=	-3.30 m	D	29815.15 kN/m	15.0 m	447227.2 kN	-10.8 m	-321966.5 kN	3476837.0
						212902.2 kN		894454.4 kN	6677479.3
								2197.66 kN	
Nivel		Eje	Kjx	Yj	Kjx*Xj	Yjt	Kjx*Yjt	Kjx*(Yjt)^2	E.D.Vx
Primer Sismo-X	Vj=	2197.7 kN	1	29036.00 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	174216.0 kN	1045296.2
	CVY =	6.00 m	2	37792.89 kN/m	6.0 m	226757.4 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0
	CRY =	6.00 m	3	29036.00 kN/m	12.0 m	348432.1 kN	-6.0 m	-174216.0 kN	1045296.2
	e=	0.00 m				95864.9 kN		575189.4 kN	2090592.3
									2197.66 kN

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.30 m	A	-428.84 kN	845.53 kN	-428.84 kN	845.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	845.53 kN	0.006849 m
ed2=	-3.30 m	B	19.69 kN	327.45 kN	19.69 kN	327.45 kN	0.00 kN	0.00 kN	327.45 kN	0.010983 m
MTY1=	-7249.56 kN.m	C	142.95 kN	450.71 kN	142.95 kN	450.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	450.71 kN	0.015117 m
MTY2=	-7249.56 kN.m	D	266.21 kN	573.97 kN	266.21 kN	573.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	573.97 kN	0.019251 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	-144.04 kN	-144.04 kN	55.65 kN	0.001917 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	144.04 kN	144.04 kN	343.74 kN	0.011838 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.30 m	A	-428.84 kN	845.53 kN	0.00 kN	1274.37 kN	0.00 kN	0.00 kN	1274.37 kN	0.010322 m
ed2=	0.00 m	B	19.69 kN	327.45 kN	0.00 kN	307.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	327.45 kN	0.010983 m
MTY1=	-7249.56 kN.m	C	142.95 kN	450.71 kN	0.00 kN	307.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	450.71 kN	0.015117 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	266.21 kN	573.97 kN	0.00 kN	307.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	573.97 kN	0.019251 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	-144.04 kN	0.00 kN	199.69 kN	0.006877 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	144.04 kN	0.00 kN	343.74 kN	0.011838 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-4.95 m	A	-643.27 kN	631.10 kN	-214.42 kN	1059.95 kN	0.00 kN	0.00 kN	1059.95 kN	0.008586 m
ed2=	-1.65 m	B	29.54 kN	337.30 kN	9.85 kN	317.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	337.30 kN	0.011313 m
MTY1=	-10874.33 kN.m	C	214.42 kN	522.19 kN	71.47 kN	379.24 kN	0.00 kN	0.00 kN	522.19 kN	0.017514 m
MTY2=	-3624.78 kN.m	D	399.31 kN	707.07 kN	133.10 kN	440.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	707.07 kN	0.023715 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	-216.07 kN	-72.02 kN	127.67 kN	0.004397 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	216.07 kN	72.02 kN	415.76 kN	0.014319 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-4.95 m	A	-643.27 kN	631.10 kN	-428.84 kN	845.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	845.53 kN	0.006849 m
ed2=	-3.30 m	B	29.54 kN	337.30 kN	19.69 kN	327.45 kN	0.00 kN	0.00 kN	337.30 kN	0.011313 m
MTY1=	-10874.33 kN.m	C	214.42 kN	522.19 kN	142.95 kN	450.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	522.19 kN	0.017514 m
MTY2=	-7249.56 kN.m	D	399.31 kN	707.07 kN	266.21 kN	573.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	707.07 kN	0.023715 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	-216.07 kN	-144.04 kN	55.65 kN	0.001917 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	216.07 kN	144.04 kN	415.76 kN	0.014319 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.4$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-11.19 m	A	-1454.51 kN	-180.14 kN	-214.42 kN	1059.95 kN	0.00 kN	0.00 kN	1059.95 kN	0.008586 m
ed2=	-1.65 m	B	66.78 kN	374.55 kN	9.85 kN	317.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	374.55 kN	0.012562 m
MTY1=	-24588.33 kN.m	C	484.84 kN	792.60 kN	71.47 kN	379.24 kN	0.00 kN	0.00 kN	792.60 kN	0.026584 m
MTY2=	-3624.78 kN.m	D	902.89 kN	1210.66 kN	133.10 kN	440.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	1210.66 kN	0.040605 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	-488.55 kN	-72.02 kN	127.67 kN	0.004397 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	488.55 kN	72.02 kN	688.25 kN	0.023703 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.7$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.87 m	A	-1153.52 kN	120.85 kN	-214.42 kN	1059.95 kN	0.00 kN	0.00 kN	1059.95 kN	0.008586 m
ed2=	-1.65 m	B	52.96 kN	360.73 kN	9.85 kN	317.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	360.73 kN	0.012099 m
MTY1=	-19500.10 kN.m	C	384.51 kN	692.27 kN	71.47 kN	379.24 kN	0.00 kN	0.00 kN	692.27 kN	0.023219 m
MTY2=	-3624.78 kN.m	D	716.05 kN	1023.81 kN	133.10 kN	440.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	1023.81 kN	0.034339 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	-387.45 kN	-72.02 kN	127.67 kN	0.004397 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	387.45 kN	72.02 kN	587.15 kN	0.020221 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.55 m	A	-331.34 kN	943.03 kN	-526.35 kN	748.03 kN	0.00 kN	0.00 kN	943.03 kN	0.007639 m
ed2=	-4.05 m	B	15.21 kN	322.98 kN	24.17 kN	331.93 kN	0.00 kN	0.00 kN	331.93 kN	0.011133 m
MTY1=	-5601.31 kN.m	C	110.45 kN	418.21 kN	175.45 kN	483.21 kN	0.00 kN	0.00 kN	483.21 kN	0.016207 m
MTY2=	-8897.80 kN.m	D	205.68 kN	513.45 kN	326.73 kN	634.49 kN	0.00 kN	0.00 kN	634.49 kN	0.021281 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	-111.29 kN	-176.79 kN	88.40 kN	0.003044 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	866.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	259.92 kN	0.006877 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	665.64 kN	0.00 kN	665.64 kN	111.29 kN	176.79 kN	376.49 kN	0.012966 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Tabla 4-9 Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 3 – R =3.5

Modelo 3

Nivel	Eje	K _{ij}	X _j	K _{ij} *X _j	X _{jt}	K _{ij} *X _{jt}	K _{ij} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	
Quinto Sismo Y	V _j = 563.4 kN	A	22371.36 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	167785.2 kN	1258389.3 kN	140.85 kN
	C _{VX} = 10.00 m	B	22371.36 kN/m	5.0 m	111856.8 kN	2.5 m	55928.4 kN	139821.0 kN	140.85 kN
	C _{RX} = 7.50 m	C	22371.36 kN/m	10.0 m	223713.6 kN	-2.5 m	-55928.4 kN	139821.0 kN	140.85 kN
	e = -2.50 m	D	22371.36 kN/m	15.0 m	335570.5 kN	-7.5 m	-167785.2 kN	1258389.3 kN	140.85 kN
				89485.5 kN		671140.9 kN		2796420.6 kN	563.40 kN
Nivel	Eje	K _{ix}	Y _j	K _{ix} *X _j	Y _{jt}	K _{ix} *Y _{jt}	K _{ix} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	
Quinto Sismo-X	V _j = 563.4 kN	1	24875.62 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	149253.7 kN	895522.4 kN	187.80 kN
	C _{VY} = 6.00 m	2	24875.62 kN/m	6.0 m	149253.7 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0 kN	187.80 kN
	C _{RY} = 6.00 m	3	24875.62 kN/m	12.0 m	298507.5 kN	-6.0 m	-149253.7 kN	895522.4 kN	187.80 kN
	e = 0.00 m			74626.9 kN		447761.2 kN		1791044.8 kN	563.40 kN

Procedimiento I

α=1.0	δ=1.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-51.52 kN	89.33 kN	-51.52 kN	89.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	89.33 kN	0.003993 m
ed2=	-2.50 m	B	-17.17 kN	123.68 kN	-17.17 kN	123.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.68 kN	0.005528 m
MTY1=	-1408.50 kN.m	C	17.17 kN	158.02 kN	17.17 kN	158.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	158.02 kN	0.007064 m
MTY2=	-1408.50 kN.m	D	51.52 kN	192.37 kN	51.52 kN	192.37 kN	0.00 kN	0.00 kN	192.37 kN	0.008599 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	-45.83 kN	-45.83 kN	10.51 kN	0.000423 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	45.83 kN	45.83 kN	102.17 kN	0.004107 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-51.52 kN	89.33 kN	0.00 kN	140.85 kN	0.00 kN	0.00 kN	140.85 kN	0.006296 m
ed2=	0.00 m	B	-17.17 kN	123.68 kN	0.00 kN	140.85 kN	0.00 kN	0.00 kN	140.85 kN	0.006296 m
MTY1=	-1408.50 kN.m	C	17.17 kN	158.02 kN	0.00 kN	140.85 kN	0.00 kN	0.00 kN	158.02 kN	0.007064 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	51.52 kN	192.37 kN	0.00 kN	140.85 kN	0.00 kN	0.00 kN	192.37 kN	0.008599 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	-45.83 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	45.83 kN	0.00 kN	102.17 kN	0.004107 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-77.27 kN	63.58 kN	-25.76 kN	115.09 kN	0.00 kN	0.00 kN	115.09 kN	0.005145 m
ed2=	-1.25 m	B	-25.76 kN	115.09 kN	-8.59 kN	132.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	132.26 kN	0.005912 m
MTY1=	-2112.75 kN.m	C	25.76 kN	166.61 kN	8.59 kN	149.44 kN	0.00 kN	0.00 kN	166.61 kN	0.007447 m
MTY2=	-704.25 kN.m	D	77.27 kN	218.12 kN	25.76 kN	166.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	218.12 kN	0.009750 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	-68.74 kN	-22.91 kN	33.43 kN	0.001344 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	68.74 kN	22.91 kN	125.08 kN	0.005028 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-77.27 kN	63.58 kN	-51.52 kN	89.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	89.33 kN	0.003993 m
ed2=	-2.50 m	B	-25.76 kN	115.09 kN	-17.17 kN	123.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.68 kN	0.005528 m
MTY1=	-2112.75 kN.m	C	25.76 kN	166.61 kN	17.17 kN	158.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	166.61 kN	0.007447 m
MTY2=	-1408.50 kN.m	D	77.27 kN	218.12 kN	51.52 kN	192.37 kN	0.00 kN	0.00 kN	218.12 kN	0.009750 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	-68.74 kN	-45.83 kN	10.51 kN	0.000423 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	68.74 kN	45.83 kN	125.08 kN	0.005028 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-164.85 kN	-24.00 kN	-25.76 kN	115.09 kN	0.00 kN	0.00 kN	115.09 kN	0.005145 m
ed2=	-1.25 m	B	-54.95 kN	85.90 kN	-8.59 kN	132.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	132.26 kN	0.005912 m
MTY1=	-4507.19 kN.m	C	54.95 kN	195.80 kN	8.59 kN	149.44 kN	0.00 kN	0.00 kN	195.80 kN	0.008752 m
MTY2=	-704.25 kN.m	D	164.85 kN	305.70 kN	25.76 kN	166.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	305.70 kN	0.013665 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	-146.64 kN	-22.91 kN	33.43 kN	0.001344 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	146.64 kN	22.91 kN	202.98 kN	0.008160 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-133.08 kN	7.77 kN	-25.76 kN	115.09 kN	0.00 kN	0.00 kN	115.09 kN	0.005145 m
ed2=	-1.25 m	B	-44.36 kN	96.49 kN	-8.59 kN	132.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	132.26 kN	0.005912 m
MTY1=	-3638.62 kN.m	C	44.36 kN	185.21 kN	8.59 kN	149.44 kN	0.00 kN	0.00 kN	185.21 kN	0.008279 m
MTY2=	-704.25 kN.m	D	133.08 kN	273.93 kN	25.76 kN	166.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	273.93 kN	0.012245 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	-118.38 kN	-22.91 kN	33.43 kN	0.001344 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	118.38 kN	22.91 kN	174.72 kN	0.007024 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-36.06 kN	104.79 kN	-66.97 kN	73.88 kN	0.00 kN	0.00 kN	104.79 kN	0.004684 m
ed2=	-3.25 m	B	-12.02 kN	128.83 kN	-22.32 kN	118.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	128.83 kN	0.005759 m
MTY1=	-985.95 kN.m	C	12.02 kN	152.87 kN	22.32 kN	163.17 kN	0.00 kN	0.00 kN	163.17 kN	0.007294 m
MTY2=	-1831.05 kN.m	D	36.06 kN	176.91 kN	66.97 kN	207.82 kN	0.00 kN	0.00 kN	207.82 kN	0.009290 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	-32.08 kN	-59.57 kN	24.26 kN	0.000975 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	56.34 kN	0.002265 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	187.80 kN	0.00 kN	187.80 kN	32.08 kN	59.57 kN	115.91 kN	0.004660 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 3

Nivel		Eje	K _y	X _j	K _y *X _j	X _{jt}	K _y *X _{jt}	K _y *(X _{jt}) ²	E.D.V _y
Cuarto Sismo Y	V _j = 1230.1 kN	A	24489.80 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	183673.5 kN	1377551.0	307.52 kN
	CVX = 10.00 m	B	24489.80 kN/m	5.0 m	122449.0 kN	2.5 m	61224.5 kN	153061.2	307.52 kN
	CRX = 7.50 m	C	24489.80 kN/m	10.0 m	244898.0 kN	-2.5 m	-61224.5 kN	153061.2	307.52 kN
	e= -2.50 m	D	24489.80 kN/m	15.0 m	367346.9 kN	-7.5 m	-183673.5 kN	1377551.0	307.52 kN
				97959.2 kN			734693.9 kN	3061224.5	1230.10 kN
Nivel		Eje	K _x	Y _j	K _x *X _j	Y _{jt}	K _x *Y _{jt}	K _x *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x
Cuarto Sismo X	V _j = 1230.1 kN	1	25597.27 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	153583.6 kN	921501.7	410.03 kN
	CVY = 6.00 m	2	25597.27 kN/m	6.0 m	153583.6 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	410.03 kN
	CRY = 6.00 m	3	25597.27 kN/m	12.0 m	307167.2 kN	-6.0 m	-153583.6 kN	921501.7	410.03 kN
	e= 0.00 m			76791.8 kN			460750.9 kN	1843003.4	1230.10 kN

Procedimiento I

α=1.0	δ=1.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	V _y +0.3V _x	u _y
ed1=	-2.50 m	A	-115.17 kN	192.35 kN	-115.17 kN	192.35 kN	0.00 kN	0.00 kN	192.35 kN	0.007854 m
ed2=	-2.50 m	B	-38.39 kN	269.13 kN	-38.39 kN	269.13 kN	0.00 kN	0.00 kN	269.13 kN	0.010990 m
MTY1=	-3075.25 kN.m	C	38.39 kN	345.92 kN	38.39 kN	345.92 kN	0.00 kN	0.00 kN	345.92 kN	0.014125 m
MTY2=	-3075.25 kN.m	D	115.17 kN	422.70 kN	115.17 kN	422.70 kN	0.00 kN	0.00 kN	422.70 kN	0.017260 m
				0.0 kN			0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3V _x +V _y	u _y
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-96.31 kN	-96.31 kN	26.70 kN	0.001043 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.01 kN	0.004806 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	96.31 kN	96.31 kN	219.32 kN	0.008568 m
MTX2=	0.00 kN.m			0.0 kN			0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	V _y +0.3V _x	u _y
ed1=	-2.50 m	A	-115.17 kN	192.35 kN	0.00 kN	307.52 kN	0.00 kN	0.00 kN	307.52 kN	0.012557 m
ed2=	0.00 m	B	-38.39 kN	269.13 kN	0.00 kN	307.52 kN	0.00 kN	0.00 kN	307.52 kN	0.012557 m
MTY1=	-3075.25 kN.m	C	38.39 kN	345.92 kN	0.00 kN	307.52 kN	0.00 kN	0.00 kN	345.92 kN	0.014125 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	115.17 kN	422.70 kN	0.00 kN	307.52 kN	0.00 kN	0.00 kN	422.70 kN	0.017260 m
				0.0 kN			0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3V _x +V _y	u _y
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-96.31 kN	0.00 kN	123.01 kN	0.004806 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.01 kN	0.004806 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	96.31 kN	0.00 kN	219.32 kN	0.008568 m
MTX2=	0.00 kN.m			0.0 kN			0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	V _y +0.3V _x	u _y
ed1=	-3.75 m	A	-172.76 kN	134.76 kN	-57.59 kN	249.94 kN	0.00 kN	0.00 kN	249.94 kN	0.010206 m
ed2=	-1.25 m	B	-57.59 kN	249.94 kN	-19.20 kN	288.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	288.33 kN	0.011773 m
MTY1=	-4612.87 kN.m	C	57.59 kN	365.11 kN	19.20 kN	326.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	365.11 kN	0.014909 m
MTY2=	-1537.62 kN.m	D	172.76 kN	480.29 kN	57.59 kN	365.11 kN	0.00 kN	0.00 kN	480.29 kN	0.019612 m
				0.0 kN			0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3V _x +V _y	u _y
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-144.46 kN	-48.15 kN	74.86 kN	0.002924 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.01 kN	0.004806 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	144.46 kN	48.15 kN	267.47 kN	0.010449 m
MTX2=	0.00 kN.m			0.0 kN			0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-172.76 kN	134.76 kN	-115.17 kN	192.35 kN	0.00 kN	0.00 kN	192.35 kN	0.007854 m
ed2=	-2.50 m	B	-57.59 kN	249.94 kN	-38.39 kN	269.13 kN	0.00 kN	0.00 kN	269.13 kN	0.010990 m
MTY1=	-4612.87 kN.m	C	57.59 kN	365.11 kN	38.39 kN	345.92 kN	0.00 kN	0.00 kN	365.11 kN	0.014909 m
MTY2=	-3075.25 kN.m	D	172.76 kN	480.29 kN	115.17 kN	422.70 kN	0.00 kN	0.00 kN	480.29 kN	0.019612 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-144.46 kN	-96.31 kN	26.70 kN	0.001043 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.01 kN	0.004806 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.01 kN	0.004806 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	144.46 kN	96.31 kN	267.47 kN	0.010449 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-368.56 kN	-61.03 kN	-57.59 kN	249.94 kN	0.00 kN	0.00 kN	249.94 kN	0.010206 m
ed2=	-1.25 m	B	-122.85 kN	184.67 kN	-19.20 kN	288.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	288.33 kN	0.011773 m
MTY1=	-9840.79 kN.m	C	122.85 kN	430.38 kN	19.20 kN	326.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	430.38 kN	0.017574 m
MTY2=	-1537.62 kN.m	D	368.56 kN	676.08 kN	57.59 kN	365.11 kN	0.00 kN	0.00 kN	676.08 kN	0.027607 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-308.18 kN	-48.15 kN	74.86 kN	0.002924 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-308.18 kN	-48.15 kN	74.86 kN	0.002924 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.01 kN	0.004806 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	308.18 kN	48.15 kN	431.19 kN	0.016845 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI

e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-297.53 kN	9.99 kN	-57.59 kN	249.94 kN	0.00 kN	0.00 kN	249.94 kN	0.010206 m
ed2=	-1.25 m	B	-99.18 kN	208.35 kN	-19.20 kN	288.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	288.33 kN	0.011773 m
MTY1=	-7944.39 kN.m	C	99.18 kN	406.70 kN	19.20 kN	326.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	406.70 kN	0.016607 m
MTY2=	-1537.62 kN.m	D	297.53 kN	605.06 kN	57.59 kN	365.11 kN	0.00 kN	0.00 kN	605.06 kN	0.024707 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-248.79 kN	-48.15 kN	74.86 kN	0.002924 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-248.79 kN	-48.15 kN	74.86 kN	0.002924 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.01 kN	0.004806 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	248.79 kN	48.15 kN	371.80 kN	0.014525 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-80.62 kN	226.90 kN	-149.73 kN	157.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	226.90 kN	0.009265 m
ed2=	-3.25 m	B	-26.87 kN	280.65 kN	-49.91 kN	257.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	280.65 kN	0.011460 m
MTY1=	-2152.67 kN.m	C	26.87 kN	334.40 kN	49.91 kN	357.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	357.43 kN	0.014595 m
MTY2=	-3997.82 kN.m	D	80.62 kN	388.15 kN	149.73 kN	457.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	457.25 kN	0.018671 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-67.41 kN	-125.20 kN	55.60 kN	0.002172 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	-67.41 kN	-125.20 kN	55.60 kN	0.002172 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	0.00 kN	123.01 kN	0.004806 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	410.03 kN	0.00 kN	410.03 kN	67.41 kN	125.20 kN	248.21 kN	0.009697 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 3

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D. V _y
Tercero Sismo-Y	V _j = 1722.3 kN	A	25031.29 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	187734.7 kN	1408010.0	430.57 kN
	CVX = 10.00 m	B	25031.29 kN/m	5.0 m	125156.4 kN	2.5 m	62578.2 kN	156445.6	430.57 kN
	CRX = 7.50 m	C	25031.29 kN/m	10.0 m	250312.9 kN	-2.5 m	-62578.2 kN	156445.6	430.57 kN
	e = -2.50 m	D	25031.29 kN/m	15.0 m	375469.3 kN	-7.5 m	-187734.7 kN	1408010.0	430.57 kN
				100125.2 kN			750938.7 kN	3128911.1	1722.29 kN
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D. V _x
Tercero Sismo-X	V _j = 1722.3 kN	1	25756.60 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	154539.6 kN	927237.6	574.10 kN
	CVY = 6.00 m	2	25756.60 kN/m	6.0 m	154539.6 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	574.10 kN
	CRY = 6.00 m	3	25756.60 kN/m	12.0 m	309079.2 kN	-6.0 m	-154539.6 kN	927237.6	574.10 kN
	e = 0.00 m			77269.8 kN			463618.8 kN	1854475.2	1722.29 kN

Procedimiento I

α=1.0	δ=1.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-162.21 kN	268.37 kN	-162.21 kN	268.37 kN	0.00 kN	0.00 kN	268.37 kN	0.010721 m
ed2=	-2.50 m	B	-54.07 kN	376.50 kN	-54.07 kN	376.50 kN	0.00 kN	0.00 kN	376.50 kN	0.015041 m
MTY1=	-4305.73 kN.m	C	54.07 kN	484.64 kN	54.07 kN	484.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	484.64 kN	0.019361 m
MTY2=	-4305.73 kN.m	D	162.21 kN	592.78 kN	162.21 kN	592.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	592.78 kN	0.023682 m
			0.0 kN			0.0 kN	0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	-133.52 kN	-133.52 kN	38.70 kN	0.001503 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	133.52 kN	133.52 kN	305.75 kN	0.011871 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN			0.0 kN	0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-162.21 kN	268.37 kN	0.00 kN	430.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	430.57 kN	0.017201 m
ed2=	0.00 m	B	-54.07 kN	376.50 kN	0.00 kN	430.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	430.57 kN	0.017201 m
MTY1=	-4305.73 kN.m	C	54.07 kN	484.64 kN	0.00 kN	430.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	484.64 kN	0.019361 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	162.21 kN	592.78 kN	0.00 kN	430.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	592.78 kN	0.023682 m
			0.0 kN			0.0 kN	0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	-133.52 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	133.52 kN	0.00 kN	305.75 kN	0.011871 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN			0.0 kN	0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-243.31 kN	187.26 kN	-81.10 kN	349.47 kN	0.00 kN	0.00 kN	349.47 kN	0.013961 m
ed2=	-1.25 m	B	-81.10 kN	349.47 kN	-27.03 kN	403.54 kN	0.00 kN	0.00 kN	403.54 kN	0.016121 m
MTY1=	-6458.59 kN.m	C	81.10 kN	511.68 kN	27.03 kN	457.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	511.68 kN	0.020441 m
MTY2=	-2152.86 kN.m	D	243.31 kN	673.88 kN	81.10 kN	511.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	673.88 kN	0.026922 m
			0.0 kN			0.0 kN	0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	-200.29 kN	-66.76 kN	105.47 kN	0.004095 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	200.29 kN	66.76 kN	372.52 kN	0.014463 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN			0.0 kN	0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-243.31 kN	187.26 kN	-162.21 kN	268.37 kN	0.00 kN	0.00 kN	268.37 kN	0.010721 m
ed2=	-2.50 m	B	-81.10 kN	349.47 kN	-54.07 kN	376.50 kN	0.00 kN	0.00 kN	376.50 kN	0.015041 m
MTY1=	-6458.59 kN.m	C	81.10 kN	511.68 kN	54.07 kN	484.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	511.68 kN	0.020441 m
MTY2=	-4305.73 kN.m	D	243.31 kN	673.88 kN	162.21 kN	592.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	673.88 kN	0.026922 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	-200.29 kN	-133.52 kN	38.70 kN	0.001503 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	200.29 kN	133.52 kN	372.52 kN	0.014463 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-519.06 kN	-88.49 kN	-81.10 kN	349.47 kN	0.00 kN	0.00 kN	349.47 kN	0.013961 m
ed2=	-1.25 m	B	-173.02 kN	257.55 kN	-27.03 kN	403.54 kN	0.00 kN	0.00 kN	403.54 kN	0.016121 m
MTY1=	-13778.33 kN.m	C	173.02 kN	603.59 kN	27.03 kN	457.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	603.59 kN	0.024114 m
MTY2=	-2152.86 kN.m	D	519.06 kN	949.63 kN	81.10 kN	511.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	949.63 kN	0.037938 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	-427.28 kN	-66.76 kN	105.47 kN	0.004095 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	427.28 kN	66.76 kN	599.51 kN	0.023276 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI

e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-419.03 kN	11.54 kN	-81.10 kN	349.47 kN	0.00 kN	0.00 kN	349.47 kN	0.013961 m
ed2=	-1.25 m	B	-139.68 kN	290.90 kN	-27.03 kN	403.54 kN	0.00 kN	0.00 kN	403.54 kN	0.016121 m
MTY1=	-11123.13 kN.m	C	139.68 kN	570.25 kN	27.03 kN	457.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	570.25 kN	0.022781 m
MTY2=	-2152.86 kN.m	D	419.03 kN	849.60 kN	81.10 kN	511.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	849.60 kN	0.033942 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	-344.94 kN	-66.76 kN	105.47 kN	0.004095 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	344.94 kN	66.76 kN	517.17 kN	0.020079 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-113.54 kN	317.03 kN	-210.87 kN	219.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	317.03 kN	0.012665 m
ed2=	-3.25 m	B	-37.85 kN	392.72 kN	-70.29 kN	360.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	392.72 kN	0.015689 m
MTY1=	-3014.01 kN.m	C	37.85 kN	468.42 kN	70.29 kN	500.86 kN	0.00 kN	0.00 kN	500.86 kN	0.020009 m
MTY2=	-5597.45 kN.m	D	113.54 kN	544.12 kN	210.87 kN	641.44 kN	0.00 kN	0.00 kN	641.44 kN	0.025626 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	-93.47 kN	-173.58 kN	78.76 kN	0.003058 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.23 kN	0.006687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	574.10 kN	0.00 kN	574.10 kN	93.47 kN	173.58 kN	345.81 kN	0.013426 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 3

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y
Segundo Sismo-Y	V _j = 2043.2 kN	A	26928.26 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	201961.9 kN	1514714.4	510.80 kN
	CVX = 10.00 m	B	26928.26 kN/m	5.0 m	134641.3 kN	2.5 m	67320.6 kN	168301.6	510.80 kN
	CRX = 7.50 m	C	26928.26 kN/m	10.0 m	269282.6 kN	-2.5 m	-67320.6 kN	168301.6	510.80 kN
	e = -2.50 m	D	26928.26 kN/m	15.0 m	403923.8 kN	-7.5 m	-201961.9 kN	1514714.4	510.80 kN
				107713.0 kN		807847.7 kN		3366031.9	2043.20 kN
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x
Segundo Sismo-X	V _j = 2043.2 kN	1	26231.97 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	157391.8 kN	944350.8	681.07 kN
	CVY = 6.00 m	2	26231.97 kN/m	6.0 m	157391.8 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	681.07 kN
	CRY = 6.00 m	3	26231.97 kN/m	12.0 m	314783.6 kN	-6.0 m	-157391.8 kN	944350.8	681.07 kN
	e = 0.00 m			78695.9 kN		472175.4 kN		1888701.5	2043.20 kN

Procedimiento I

α=1.0	δ=1.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-196.32 kN	314.48 kN	-196.32 kN	314.48 kN	0.00 kN	0.00 kN	314.48 kN	0.011678 m
ed2=	-2.50 m	B	-65.44 kN	445.36 kN	-65.44 kN	445.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	445.36 kN	0.016539 m
MTY1=	-5108.00 kN.m	C	65.44 kN	576.24 kN	65.44 kN	576.24 kN	0.00 kN	0.00 kN	576.24 kN	0.021399 m
MTY2=	-5108.00 kN.m	D	196.32 kN	707.12 kN	196.32 kN	707.12 kN	0.00 kN	0.00 kN	707.12 kN	0.026259 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	-153.00 kN	-153.00 kN	51.32 kN	0.001957 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	153.00 kN	153.00 kN	357.32 kN	0.013621 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-196.32 kN	314.48 kN	0.00 kN	510.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	510.80 kN	0.018969 m
ed2=	0.00 m	B	-65.44 kN	445.36 kN	0.00 kN	510.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	510.80 kN	0.018969 m
MTY1=	-5108.00 kN.m	C	65.44 kN	576.24 kN	0.00 kN	510.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	576.24 kN	0.021399 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	196.32 kN	707.12 kN	0.00 kN	510.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	707.12 kN	0.026259 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	-153.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	153.00 kN	0.00 kN	357.32 kN	0.013621 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-294.48 kN	216.32 kN	-98.16 kN	412.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	412.64 kN	0.015324 m
ed2=	-1.25 m	B	-98.16 kN	412.64 kN	-32.72 kN	478.08 kN	0.00 kN	0.00 kN	478.08 kN	0.017754 m
MTY1=	-7662.00 kN.m	C	98.16 kN	608.96 kN	32.72 kN	543.52 kN	0.00 kN	0.00 kN	608.96 kN	0.022614 m
MTY2=	-2554.00 kN.m	D	294.48 kN	805.28 kN	98.16 kN	608.96 kN	0.00 kN	0.00 kN	805.28 kN	0.029905 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	-229.50 kN	-76.50 kN	127.82 kN	0.004873 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	229.50 kN	76.50 kN	433.82 kN	0.016538 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-294.48 kN	216.32 kN	-196.32 kN	314.48 kN	0.00 kN	0.00 kN	314.48 kN	0.011678 m
ed2=	-2.50 m	B	-98.16 kN	412.64 kN	-65.44 kN	445.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	445.36 kN	0.016539 m
MTY1=	-7662.00 kN.m	C	98.16 kN	608.96 kN	65.44 kN	576.24 kN	0.00 kN	0.00 kN	608.96 kN	0.022614 m
MTY2=	-5108.00 kN.m	D	294.48 kN	805.28 kN	196.32 kN	707.12 kN	0.00 kN	0.00 kN	805.28 kN	0.029905 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	-229.50 kN	-153.00 kN	51.32 kN	0.001957 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	229.50 kN	153.00 kN	433.82 kN	0.016538 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-628.23 kN	-117.43 kN	-98.16 kN	412.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	412.64 kN	0.015324 m
ed2=	-1.25 m	B	-209.41 kN	301.39 kN	-32.72 kN	478.08 kN	0.00 kN	0.00 kN	478.08 kN	0.017754 m
MTY1=	-16345.60 kN.m	C	209.41 kN	720.21 kN	32.72 kN	543.52 kN	0.00 kN	0.00 kN	720.21 kN	0.026746 m
MTY2=	-2554.00 kN.m	D	628.23 kN	1139.03 kN	98.16 kN	608.96 kN	0.00 kN	0.00 kN	1139.03 kN	0.042299 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	-489.59 kN	-76.50 kN	127.82 kN	0.004873 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	489.59 kN	76.50 kN	693.91 kN	0.026453 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI

e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-507.17 kN	3.63 kN	-98.16 kN	412.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	412.64 kN	0.015324 m
ed2=	-1.25 m	B	-169.06 kN	341.74 kN	-32.72 kN	478.08 kN	0.00 kN	0.00 kN	478.08 kN	0.017754 m
MTY1=	-13195.66 kN.m	C	169.06 kN	679.86 kN	32.72 kN	543.52 kN	0.00 kN	0.00 kN	679.86 kN	0.025247 m
MTY2=	-2554.00 kN.m	D	507.17 kN	1017.97 kN	98.16 kN	608.96 kN	0.00 kN	0.00 kN	1017.97 kN	0.037803 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	-395.24 kN	-76.50 kN	127.82 kN	0.004873 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	395.24 kN	76.50 kN	599.56 kN	0.022856 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-137.43 kN	373.37 kN	-255.22 kN	255.58 kN	0.00 kN	0.00 kN	373.37 kN	0.013866 m
ed2=	-3.25 m	B	-45.81 kN	464.99 kN	-85.07 kN	425.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	464.99 kN	0.017268 m
MTY1=	-3575.60 kN.m	C	45.81 kN	556.61 kN	85.07 kN	595.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	595.87 kN	0.022128 m
MTY2=	-6640.40 kN.m	D	137.43 kN	648.23 kN	255.22 kN	766.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	766.02 kN	0.028447 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	-107.10 kN	-198.90 kN	97.22 kN	0.003706 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	204.32 kN	0.007789 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	681.07 kN	0.00 kN	681.07 kN	107.10 kN	198.90 kN	403.22 kN	0.015371 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 3

Nivel	Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	
Primer Sismo-Y	V _j = 2197.7 kN	A	44404.97 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	333037.3 kN	2497779.8	549.42 kN
	CVX = 10.00 m	B	44404.97 kN/m	5.0 m	222024.9 kN	2.5 m	111012.4 kN	277531.1	549.42 kN
	CRX = 7.50 m	C	44404.97 kN/m	10.0 m	444049.7 kN	-2.5 m	-111012.4 kN	277531.1	549.42 kN
	e = -2.50 m	D	44404.97 kN/m	15.0 m	666074.6 kN	-7.5 m	-333037.3 kN	2497779.8	549.42 kN
					177619.9 kN		1332149.2 kN	5550621.7	2197.66 kN
Nivel	Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	
Primer Sismo-X	V _j = 2197.7 kN	1	34458.99 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	206754.0 kN	1240523.8	732.55 kN
	CVY = 6.00 m	2	34458.99 kN/m	6.0 m	206754.0 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	732.55 kN
	CRY = 6.00 m	3	34458.99 kN/m	12.0 m	413507.9 kN	-6.0 m	-206754.0 kN	1240523.8	732.55 kN
	e = 0.00 m				103377.0 kN		620261.9 kN	2481047.6	2197.66 kN

Procedimiento I

α=1.0	δ=1.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-227.82 kN	321.60 kN	-227.82 kN	321.60 kN	0.00 kN	0.00 kN	321.60 kN	0.007242 m
ed2=	-2.50 m	B	-75.94 kN	473.48 kN	-75.94 kN	473.48 kN	0.00 kN	0.00 kN	473.48 kN	0.010663 m
MTY1=	-5494.16 kN.m	C	75.94 kN	625.36 kN	75.94 kN	625.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	625.36 kN	0.014083 m
MTY2=	-5494.16 kN.m	D	227.82 kN	777.23 kN	227.82 kN	777.23 kN	0.00 kN	0.00 kN	777.23 kN	0.017503 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-141.43 kN	-141.43 kN	78.33 kN	0.002273 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	219.77 kN	0.006378 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	141.43 kN	141.43 kN	361.20 kN	0.010482 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-227.82 kN	321.60 kN	0.00 kN	549.42 kN	0.00 kN	0.00 kN	549.42 kN	0.012373 m
ed2=	0.00 m	B	-75.94 kN	473.48 kN	0.00 kN	549.42 kN	0.00 kN	0.00 kN	549.42 kN	0.012373 m
MTY1=	-5494.16 kN.m	C	75.94 kN	625.36 kN	0.00 kN	549.42 kN	0.00 kN	0.00 kN	625.36 kN	0.014083 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	227.82 kN	777.23 kN	0.00 kN	549.42 kN	0.00 kN	0.00 kN	777.23 kN	0.017503 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-141.43 kN	0.00 kN	219.77 kN	0.006378 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	219.77 kN	0.006378 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	141.43 kN	0.00 kN	361.20 kN	0.010482 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-341.73 kN	207.69 kN	-113.91 kN	435.51 kN	0.00 kN	0.00 kN	435.51 kN	0.009808 m
ed2=	-1.25 m	B	-113.91 kN	435.51 kN	-37.97 kN	511.45 kN	0.00 kN	0.00 kN	511.45 kN	0.011518 m
MTY1=	-8241.24 kN.m	C	113.91 kN	663.33 kN	37.97 kN	587.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	663.33 kN	0.014938 m
MTY2=	-2747.08 kN.m	D	341.73 kN	891.14 kN	113.91 kN	663.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	891.14 kN	0.020069 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-212.15 kN	-70.72 kN	149.05 kN	0.004325 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	219.77 kN	0.006378 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	212.15 kN	70.72 kN	431.92 kN	0.012534 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-341.73 kN	207.69 kN	-227.82 kN	321.60 kN	0.00 kN	0.00 kN	321.60 kN	0.007242 m
ed2=	-2.50 m	B	-113.91 kN	435.51 kN	-75.94 kN	473.48 kN	0.00 kN	0.00 kN	473.48 kN	0.010663 m
MTY1=	-8241.24 kN.m	C	113.91 kN	663.33 kN	75.94 kN	625.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	663.33 kN	0.014938 m
MTY2=	-5494.16 kN.m	D	341.73 kN	891.14 kN	227.82 kN	777.23 kN	0.00 kN	0.00 kN	891.14 kN	0.020069 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-212.15 kN	-141.43 kN	78.33 kN	0.002273 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	219.77 kN	0.006378 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	219.77 kN	0.006378 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	212.15 kN	141.43 kN	431.92 kN	0.012534 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-729.02 kN	-179.60 kN	-113.91 kN	435.51 kN	0.00 kN	0.00 kN	435.51 kN	0.009808 m
ed2=	-1.25 m	B	-243.01 kN	306.41 kN	-37.97 kN	511.45 kN	0.00 kN	0.00 kN	511.45 kN	0.011518 m
MTY1=	-17581.31 kN.m	C	243.01 kN	792.42 kN	37.97 kN	587.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	792.42 kN	0.017845 m
MTY2=	-2747.08 kN.m	D	729.02 kN	1278.43 kN	113.91 kN	663.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	1278.43 kN	0.028790 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-452.58 kN	-70.72 kN	149.05 kN	0.004325 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-452.58 kN	-70.72 kN	149.05 kN	0.004325 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	219.77 kN	0.006378 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	452.58 kN	70.72 kN	672.35 kN	0.019512 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI

e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-588.53 kN	-39.11 kN	-113.91 kN	435.51 kN	0.00 kN	0.00 kN	435.51 kN	0.009808 m
ed2=	-1.25 m	B	-196.18 kN	353.24 kN	-37.97 kN	511.45 kN	0.00 kN	0.00 kN	511.45 kN	0.011518 m
MTY1=	-14193.25 kN.m	C	196.18 kN	745.59 kN	37.97 kN	587.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	745.59 kN	0.016791 m
MTY2=	-2747.08 kN.m	D	588.53 kN	1137.95 kN	113.91 kN	663.33 kN	0.00 kN	0.00 kN	1137.95 kN	0.025627 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-365.37 kN	-70.72 kN	149.05 kN	0.004325 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-365.37 kN	-70.72 kN	149.05 kN	0.004325 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	219.77 kN	0.006378 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	365.37 kN	70.72 kN	585.13 kN	0.016981 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-159.47 kN	389.94 kN	-296.16 kN	253.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	389.94 kN	0.008782 m
ed2=	-3.25 m	B	-53.16 kN	496.26 kN	-98.72 kN	450.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	496.26 kN	0.011176 m
MTY1=	-3845.91 kN.m	C	53.16 kN	602.57 kN	98.72 kN	648.14 kN	0.00 kN	0.00 kN	648.14 kN	0.014596 m
MTY2=	-7142.41 kN.m	D	159.47 kN	708.89 kN	296.16 kN	845.58 kN	0.00 kN	0.00 kN	845.58 kN	0.019042 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-99.00 kN	-183.86 kN	120.76 kN	0.003505 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	-99.00 kN	-183.86 kN	120.76 kN	0.003505 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	219.77 kN	0.006378 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	732.55 kN	0.00 kN	732.55 kN	99.00 kN	183.86 kN	403.63 kN	0.011713 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Tabla 4-10 Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 1 – R = 7.0

Modelo 1

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	V _y +0.3V _x	u _y
Quinto Sismo-Y	V _j = 281.7 kN	A	22371.36 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	167785.2 kN	1258389.3	70.42 kN	70.42 kN	0.003148 m
	CVX = 7.50 m	B	22371.36 kN/m	5.0 m	111856.8 kN	2.5 m	55928.4 kN	139821.0	70.42 kN	70.42 kN	0.003148 m
	CRX = 7.50 m	C	22371.36 kN/m	10.0 m	223713.6 kN	-2.5 m	-55928.4 kN	139821.0	70.42 kN	70.42 kN	0.003148 m
	e= 0.00 m	D	22371.36 kN/m	15.0 m	335570.5 kN	-7.5 m	-167785.2 kN	1258389.3	70.42 kN	70.42 kN	0.003148 m
					89485.5 kN		671140.9 kN		2796420.6	281.70 kN	
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *Y _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	0.3V _x +V _y	u _y
Quinto Sismo-X	V _j = 281.7 kN	1	24875.62 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	149253.7 kN	895522.4	93.90 kN	28.17 kN	0.001132 m
	CVY = 6.00 m	2	24875.62 kN/m	6.0 m	149253.7 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	93.90 kN	28.17 kN	0.001132 m
	CRY = 6.00 m	3	24875.62 kN/m	12.0 m	298507.5 kN	-6.0 m	-149253.7 kN	895522.4	93.90 kN	28.17 kN	0.001132 m
	e= 0.00 m				74626.9 kN		447761.2 kN		1791044.8	281.70 kN	

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	V _y +0.3V _x	u _y
Cuarto Sismo-Y	V _j = 615.0 kN	A	24489.80 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	183673.5 kN	1377551.0	153.76 kN	153.76 kN	0.006279 m
	CVX = 7.50 m	B	24489.80 kN/m	5.0 m	122449.0 kN	2.5 m	61224.5 kN	153061.2	153.76 kN	153.76 kN	0.006279 m
	CRX = 7.50 m	C	24489.80 kN/m	10.0 m	244898.0 kN	-2.5 m	-61224.5 kN	153061.2	153.76 kN	153.76 kN	0.006279 m
	e= 0.00 m	D	24489.80 kN/m	15.0 m	367346.9 kN	-7.5 m	-183673.5 kN	1377551.0	153.76 kN	153.76 kN	0.006279 m
					97959.2 kN		734693.9 kN		3061224.5	615.05 kN	
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *Y _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	0.3V _x +V _y	u _y
Cuarto Sismo-X	V _j = 615.0 kN	1	25597.27 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	153583.6 kN	921501.7	205.02 kN	61.50 kN	0.002403 m
	CVY = 6.00 m	2	25597.27 kN/m	6.0 m	153583.6 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	205.02 kN	61.50 kN	0.002403 m
	CRY = 6.00 m	3	25597.27 kN/m	12.0 m	307167.2 kN	-6.0 m	-153583.6 kN	921501.7	205.02 kN	61.50 kN	0.002403 m
	e= 0.00 m				76791.8 kN		460750.9 kN		1843003.4	615.05 kN	

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	V _y +0.3V _x	u _y
Tercero Sismo-Y	V _j = 861.1 kN	A	25031.29 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	187734.7 kN	1408010.0	215.29 kN	215.29 kN	0.008601 m
	CVX = 7.50 m	B	25031.29 kN/m	5.0 m	125156.4 kN	2.5 m	62578.2 kN	156445.6	215.29 kN	215.29 kN	0.008601 m
	CRX = 7.50 m	C	25031.29 kN/m	10.0 m	250312.9 kN	-2.5 m	-62578.2 kN	156445.6	215.29 kN	215.29 kN	0.008601 m
	e= 0.00 m	D	25031.29 kN/m	15.0 m	375469.3 kN	-7.5 m	-187734.7 kN	1408010.0	215.29 kN	215.29 kN	0.008601 m
					100125.2 kN		750938.7 kN		3128911.1	861.15 kN	
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *Y _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	0.3V _x +V _y	u _y
Tercero Sismo-X	V _j = 861.1 kN	1	25756.60 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	154539.6 kN	927237.6	287.05 kN	86.11 kN	0.003343 m
	CVY = 6.00 m	2	25756.60 kN/m	6.0 m	154539.6 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	287.05 kN	86.11 kN	0.003343 m
	CRY = 6.00 m	3	25756.60 kN/m	12.0 m	309079.2 kN	-6.0 m	-154539.6 kN	927237.6	287.05 kN	86.11 kN	0.003343 m
	e= 0.00 m				77269.8 kN		463618.8 kN		1854475.2	861.15 kN	

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	V _y +0.3V _x	u _y
Segundo Sismo-Y	V _j = 1021.6 kN	A	26928.26 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	201961.9 kN	1514714.4	255.40 kN	255.40 kN	0.009484 m
	CVX = 7.50 m	B	26928.26 kN/m	5.0 m	134641.3 kN	2.5 m	67320.6 kN	168301.6	255.40 kN	255.40 kN	0.009484 m
	CRX = 7.50 m	C	26928.26 kN/m	10.0 m	269282.6 kN	-2.5 m	-67320.6 kN	168301.6	255.40 kN	255.40 kN	0.009484 m
	e= 0.00 m	D	26928.26 kN/m	15.0 m	403923.8 kN	-7.5 m	-201961.9 kN	1514714.4	255.40 kN	255.40 kN	0.009484 m
					107713.0 kN		807847.7 kN		3366031.9		1021.60 kN
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	0.3V _x +V _y	u _y
Segundo Sismo-X	V _j = 1021.6 kN	1	26231.97 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	157391.8 kN	944350.8	340.53 kN	102.16 kN	0.003894 m
	CVY = 6.00 m	2	26231.97 kN/m	6.0 m	157391.8 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	340.53 kN	102.16 kN	0.003894 m
	CRY = 6.00 m	3	26231.97 kN/m	12.0 m	314783.6 kN	-6.0 m	-157391.8 kN	944350.8	340.53 kN	102.16 kN	0.003894 m
	e= 0.00 m				78695.9 kN		472175.4 kN		1888701.5		1021.60 kN

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	V _y +0.3V _x	u _y
Primero Sismo-Y	V _j = 1098.8 kN	A	44404.97 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	333037.3 kN	2497779.8	274.71 kN	274.71 kN	0.006186 m
	CVX = 7.50 m	B	44404.97 kN/m	5.0 m	222024.9 kN	2.5 m	111012.4 kN	277531.1	274.71 kN	274.71 kN	0.006186 m
	CRX = 7.50 m	C	44404.97 kN/m	10.0 m	444049.7 kN	-2.5 m	-111012.4 kN	277531.1	274.71 kN	274.71 kN	0.006186 m
	e= 0.00 m	D	44404.97 kN/m	15.0 m	666074.6 kN	-7.5 m	-333037.3 kN	2497779.8	274.71 kN	274.71 kN	0.006186 m
					177619.9 kN		1332149.2 kN		5550621.7		1098.83 kN
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	0.3V _x +V _y	u _y
Primero Sismo-X	V _j = 1098.8 kN	1	34458.99 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	206754.0 kN	1240523.8	366.28 kN	109.88 kN	0.003189 m
	CVY = 6.00 m	2	34458.99 kN/m	6.0 m	206754.0 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	366.28 kN	109.88 kN	0.003189 m
	CRY = 6.00 m	3	34458.99 kN/m	12.0 m	413507.9 kN	-6.0 m	-206754.0 kN	1240523.8	366.28 kN	109.88 kN	0.003189 m
	e= 0.00 m				103377.0 kN		620261.9 kN		2481047.6		1098.83 kN

Tabla 4-11 Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 2 – R =7.0

Modelo 2												
Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y			
Quinto Sismo-Y	V _j = 281.7 kN	A	20703.93 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.3 m	150557.1 kN	1094836.8	76.85 kN			
	CVX = 7.50 m	B	18395.88 kN/m	5.0 m	91979.4 kN	2.3 m	41793.7 kN	94951.4	68.28 kN			
	CRX = 7.27 m	C	18395.88 kN/m	10.0 m	183958.8 kN	-2.7 m	-50185.7 kN	136911.3	68.28 kN			
	e= -0.23 m	D	18395.88 kN/m	15.0 m	275938.2 kN	-7.7 m	-142165.1 kN	1098665.1	68.28 kN			
					75891.6 kN		551876.4 kN		2425364.6	281.70 kN		
Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x			
Quinto Sismo-X	V _j = 281.7 kN	1	21729.68 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	130378.1 kN	782268.6	91.68 kN			
	CVY = 6.00 m	2	23310.02 kN/m	6.0 m	139860.1 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	98.34 kN			
	CRY = 6.00 m	3	21729.68 kN/m	12.0 m	260756.2 kN	-6.0 m	-130378.1 kN	782268.6	91.68 kN			
	e= 0.00 m				66769.4 kN		400616.3 kN		1564537.2	281.70 kN		

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.23 m	A	-2.42 kN	74.43 kN	-2.42 kN	74.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	74.43 kN	0.003595 m
ed2=	-0.23 m	B	-0.67 kN	67.61 kN	-0.67 kN	67.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	67.61 kN	0.003675 m
MTY1=	-64.25 kN.m	C	0.81 kN	69.09 kN	0.81 kN	69.09 kN	0.00 kN	0.00 kN	69.09 kN	0.003756 m
MTY2=	-64.25 kN.m	D	2.29 kN	70.57 kN	2.29 kN	70.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	70.57 kN	0.003836 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	-2.10 kN	-2.10 kN	25.40 kN	0.001169 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	2.10 kN	2.10 kN	29.60 kN	0.001362 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.23 m	A	-2.42 kN	74.43 kN	0.00 kN	76.85 kN	0.00 kN	0.00 kN	76.85 kN	0.003712 m
ed2=	0.00 m	B	-0.67 kN	67.61 kN	0.00 kN	68.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	68.28 kN	0.003712 m
MTY1=	-64.25 kN.m	C	0.81 kN	69.09 kN	0.00 kN	68.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	69.09 kN	0.003756 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	2.29 kN	70.57 kN	0.00 kN	68.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	70.57 kN	0.003836 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	-2.10 kN	0.00 kN	27.50 kN	0.001266 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	2.10 kN	0.00 kN	29.60 kN	0.001362 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.34 m	A	-3.64 kN	73.21 kN	-1.21 kN	75.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	75.64 kN	0.003653 m
ed2=	-0.11 m	B	-1.01 kN	67.27 kN	-0.34 kN	67.95 kN	0.00 kN	0.00 kN	67.95 kN	0.003694 m
MTY1=	-96.38 kN.m	C	1.21 kN	69.50 kN	0.40 kN	68.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	69.50 kN	0.003778 m
MTY2=	-32.13 kN.m	D	3.43 kN	71.72 kN	1.14 kN	69.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	71.72 kN	0.003899 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	-3.15 kN	-1.05 kN	26.45 kN	0.001217 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	3.15 kN	1.05 kN	30.65 kN	0.001411 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.54 m	A	-5.72 kN	71.13 kN	-5.72 kN	71.13 kN	0.00 kN	0.00 kN	71.13 kN	0.003436 m
ed2=	-0.54 m	B	-1.59 kN	66.70 kN	-1.59 kN	66.70 kN	0.00 kN	0.00 kN	66.70 kN	0.003626 m
MTY1=	-151.54 kN.m	C	1.91 kN	70.19 kN	1.91 kN	70.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	70.19 kN	0.003815 m
MTY2=	-151.54 kN.m	D	5.40 kN	73.68 kN	5.40 kN	73.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	73.68 kN	0.004005 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	-4.95 kN	-4.95 kN	22.55 kN	0.001038 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	4.95 kN	4.95 kN	32.46 kN	0.001494 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=2.7$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.61 m	A	-6.44 kN	70.41 kN	-1.21 kN	75.64 kN	0.00 kN	0.00 kN	75.64 kN	0.003653 m
ed2=	-0.11 m	B	-1.79 kN	66.50 kN	-0.34 kN	67.95 kN	0.00 kN	0.00 kN	67.95 kN	0.003694 m
MTY1=	-170.58 kN.m	C	2.15 kN	70.43 kN	0.40 kN	68.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	70.43 kN	0.003829 m
MTY2=	-32.13 kN.m	D	6.08 kN	74.36 kN	1.14 kN	69.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	74.36 kN	0.004042 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m									
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	-5.57 kN	-1.05 kN	26.45 kN	0.001217 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	5.57 kN	1.05 kN	33.08 kN	0.001522 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.3$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.52 m	A	-5.53 kN	71.32 kN	-3.60 kN	73.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	73.25 kN	0.003538 m
ed2=	-0.34 m	B	-1.53 kN	66.75 kN	-1.00 kN	67.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	67.28 kN	0.003658 m
MTY1=	-146.53 kN.m	C	1.84 kN	70.13 kN	1.20 kN	69.48 kN	0.00 kN	0.00 kN	70.13 kN	0.003812 m
MTY2=	-95.31 kN.m	D	5.22 kN	73.50 kN	3.40 kN	71.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	73.50 kN	0.003996 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m									
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	-4.79 kN	-3.11 kN	24.39 kN	0.001122 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	4.79 kN	3.11 kN	32.29 kN	0.001486 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	0.52 m	A	5.55 kN	82.40 kN	-10.40 kN	66.45 kN	0.00 kN	0.00 kN	82.40 kN	0.003980 m
ed2=	-0.98 m	B	1.54 kN	69.82 kN	-2.89 kN	65.40 kN	0.00 kN	0.00 kN	69.82 kN	0.003796 m
MTY1=	147.02 kN.m	C	-1.85 kN	66.43 kN	3.47 kN	71.75 kN	0.00 kN	0.00 kN	71.75 kN	0.003900 m
MTY2=	-275.53 kN.m	D	-5.24 kN	63.04 kN	9.82 kN	78.10 kN	0.00 kN	0.00 kN	78.10 kN	0.004246 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m									
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	4.80 kN	-9.00 kN	32.31 kN	0.001487 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	98.34 kN	0.00 kN	0.00 kN	29.50 kN	0.001266 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	91.68 kN	0.00 kN	91.68 kN	-4.80 kN	9.00 kN	36.51 kN	0.001680 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 2

Nivel		Eje	Kjy	Xj	Kjy*Xj	Xjt	Kjy*Xjt	Kjy*(Xjt)^2	E.D.Vy
Cuarto Sismo Y	Vj= 615.0 kN	A	32362.46 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.4 m	207900.2 kN	1335575.1	219.93 kN
	CVX = 7.50 m	B	19379.84 kN/m	5.0 m	96899.2 kN	1.4 m	27599.2 kN	39304.4	131.71 kN
	CRX = 6.42 m	C	19379.84 kN/m	10.0 m	193798.4 kN	-3.6 m	-69300.1 kN	247809.0	131.71 kN
	e= -1.08 m	D	19379.84 kN/m	15.0 m	290697.7 kN	-8.6 m	-166199.3 kN	1425305.8	131.71 kN
				90502.0 kN		581395.3 kN		3047994.3	615.05 kN
Nivel		Eje	Kjx	Yj	Kjx*Xj	Yjt	Kjx*Yjt	Kjx*(Yjt)^2	E.D.Vx
Cuarto Sismo X	Vj= 615.0 kN	1	22354.69 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	134128.2 kN	804769.0	197.59 kN
	CVY = 6.00 m	2	24875.62 kN/m	6.0 m	149253.7 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	219.87 kN
	CRY = 6.00 m	3	22354.69 kN/m	12.0 m	268256.3 kN	-6.0 m	-134128.2 kN	804769.0	197.59 kN
	e= 0.00 m			69585.0 kN		417510.1 kN		1609538.0	615.05 kN

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.08 m	A	-29.54 kN	190.40 kN	-29.54 kN	190.40 kN	0.00 kN	0.00 kN	190.40 kN	0.005883 m
ed2=	-1.08 m	B	-3.92 kN	127.78 kN	-3.92 kN	127.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	127.78 kN	0.006594 m
MTY1=	-661.72 kN.m	C	9.85 kN	141.55 kN	9.85 kN	141.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	141.55 kN	0.007304 m
MTY2=	-661.72 kN.m	D	23.61 kN	155.32 kN	23.61 kN	155.32 kN	0.00 kN	0.00 kN	155.32 kN	0.008014 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	-19.06 kN	-19.06 kN	40.22 kN	0.001799 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	19.06 kN	19.06 kN	78.33 kN	0.003504 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.08 m	A	-29.54 kN	190.40 kN	0.00 kN	219.93 kN	0.00 kN	0.00 kN	219.93 kN	0.006796 m
ed2=	0.00 m	B	-3.92 kN	127.78 kN	0.00 kN	131.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	131.71 kN	0.006796 m
MTY1=	-661.72 kN.m	C	9.85 kN	141.55 kN	0.00 kN	131.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	141.55 kN	0.007304 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	23.61 kN	155.32 kN	0.00 kN	131.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	155.32 kN	0.008014 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	-19.06 kN	0.00 kN	59.28 kN	0.002652 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	19.06 kN	0.00 kN	78.33 kN	0.003504 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.61 m	A	-44.31 kN	175.63 kN	-14.77 kN	205.17 kN	0.00 kN	0.00 kN	205.17 kN	0.006340 m
ed2=	-0.54 m	B	-5.88 kN	125.82 kN	-1.96 kN	129.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.74 kN	0.006695 m
MTY1=	-992.58 kN.m	C	14.77 kN	146.47 kN	4.92 kN	136.63 kN	0.00 kN	0.00 kN	146.47 kN	0.007558 m
MTY2=	-330.86 kN.m	D	35.42 kN	167.12 kN	11.81 kN	143.51 kN	0.00 kN	0.00 kN	167.12 kN	0.008624 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	-28.58 kN	-9.53 kN	49.75 kN	0.002225 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	28.58 kN	9.53 kN	87.86 kN	0.003930 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.61 m	A	-44.31 kN	175.63 kN	-29.54 kN	190.40 kN	0.00 kN	0.00 kN	190.40 kN	0.005883 m
ed2=	-1.08 m	B	-5.88 kN	125.82 kN	-3.92 kN	127.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	127.78 kN	0.006594 m
MTY1=	-992.58 kN.m	C	14.77 kN	146.47 kN	9.85 kN	141.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	146.47 kN	0.007558 m
MTY2=	-661.72 kN.m	D	35.42 kN	167.12 kN	23.61 kN	155.32 kN	0.00 kN	0.00 kN	167.12 kN	0.008624 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	-28.58 kN	-19.06 kN	40.22 kN	0.001799 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	28.58 kN	19.06 kN	87.86 kN	0.003930 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=2.9$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.08 m	A	-84.42 kN	135.51 kN	-14.77 kN	205.17 kN	0.00 kN	0.00 kN	205.17 kN	0.006340 m
ed2=	-0.54 m	B	-11.21 kN	120.50 kN	-1.96 kN	129.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.74 kN	0.006695 m
MTY1=	-1891.34 kN.m	C	28.14 kN	159.85 kN	4.92 kN	136.63 kN	0.00 kN	0.00 kN	159.85 kN	0.008248 m
MTY2=	-330.86 kN.m	D	67.49 kN	199.20 kN	11.81 kN	143.51 kN	0.00 kN	0.00 kN	199.20 kN	0.010278 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	-54.47 kN	-9.53 kN	49.75 kN	0.002225 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	54.47 kN	9.53 kN	113.74 kN	0.005088 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.4$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.58 m	A	-70.70 kN	149.24 kN	-14.77 kN	205.17 kN	0.00 kN	0.00 kN	205.17 kN	0.006340 m
ed2=	-0.54 m	B	-9.39 kN	122.32 kN	-1.96 kN	129.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.74 kN	0.006695 m
MTY1=	-1583.80 kN.m	C	23.57 kN	155.27 kN	4.92 kN	136.63 kN	0.00 kN	0.00 kN	155.27 kN	0.008012 m
MTY2=	-330.86 kN.m	D	56.52 kN	188.22 kN	11.81 kN	143.51 kN	0.00 kN	0.00 kN	188.22 kN	0.009712 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	-45.61 kN	-9.53 kN	49.75 kN	0.002225 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	45.61 kN	9.53 kN	104.89 kN	0.004692 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.33 m	A	-8.95 kN	210.99 kN	-50.13 kN	169.81 kN	0.00 kN	0.00 kN	210.99 kN	0.006520 m
ed2=	-1.83 m	B	-1.19 kN	130.52 kN	-6.65 kN	125.05 kN	0.00 kN	0.00 kN	130.52 kN	0.006735 m
MTY1=	-200.43 kN.m	C	2.98 kN	134.69 kN	16.71 kN	148.41 kN	0.00 kN	0.00 kN	148.41 kN	0.007658 m
MTY2=	-1123.01 kN.m	D	7.15 kN	138.86 kN	40.07 kN	171.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	171.78 kN	0.008864 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	-5.77 kN	-32.34 kN	53.50 kN	0.002393 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	219.87 kN	0.00 kN	0.00 kN	65.96 kN	0.002652 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	197.59 kN	0.00 kN	197.59 kN	5.77 kN	32.34 kN	91.62 kN	0.004098 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 2

Nivel		Eje	Kjy	Xj	Kjy*Xj	Xjt	Kjy*Xjt	Kjy*(Xjt)^2	E.D.Vy
Tercero Sismo-Y	Vj= 861.1 kN	A	40941.66 kN/m	0.0 m	0.0 kN	5.9 m	241254.5 kN	1421626.5	353.70 kN
	CVX = 7.50 m	B	19579.05 kN/m	5.0 m	97895.3 kN	0.9 m	17477.1 kN	15600.8	169.15 kN
	CRX = 5.89 m	C	19579.05 kN/m	10.0 m	195790.5 kN	-4.1 m	-80418.2 kN	330306.3	169.15 kN
	e= -1.61 m	D	19579.05 kN/m	15.0 m	293685.8 kN	-9.1 m	-178313.4 kN	1623964.3	169.15 kN
			99678.8 kN		587371.5 kN		3391497.8		861.15 kN
Nivel		Eje	Kjx	Yj	Kjx*Xj	Yjt	Kjx*Yjt	Kjx*(Yjt)^2	E.D.Vx
Tercero Sismo-X	Vj= 861.1 kN	1	22509.85 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	135059.1 kN	810354.5	276.65 kN
	CVY = 6.00 m	2	25046.96 kN/m	6.0 m	150281.8 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	307.84 kN
	CRY = 6.00 m	3	22509.85 kN/m	12.0 m	270118.2 kN	-6.0 m	-135059.1 kN	810354.5	276.65 kN
	e= 0.00 m		70066.7 kN		420400.0 kN			1620709.1	861.15 kN

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.61 m	A	-66.62 kN	287.08 kN	-66.62 kN	287.08 kN	0.00 kN	0.00 kN	287.08 kN	0.007012 m
ed2=	-1.61 m	B	-4.83 kN	164.32 kN	-4.83 kN	164.32 kN	0.00 kN	0.00 kN	164.32 kN	0.008393 m
MTY1=	-1384.17 kN.m	C	22.21 kN	191.36 kN	22.21 kN	191.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	191.36 kN	0.009773 m
MTY2=	-1384.17 kN.m	D	49.24 kN	218.39 kN	49.24 kN	218.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	218.39 kN	0.011154 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	-37.30 kN	-37.30 kN	45.70 kN	0.002030 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	37.30 kN	37.30 kN	120.29 kN	0.005344 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.41 m	A	-99.94 kN	253.77 kN	-33.31 kN	320.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	320.39 kN	0.007826 m
ed2=	-0.80 m	B	-7.24 kN	161.91 kN	-2.41 kN	166.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	166.73 kN	0.008516 m
MTY1=	-2076.25 kN.m	C	33.31 kN	202.46 kN	11.10 kN	180.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	202.46 kN	0.010341 m
MTY2=	-692.08 kN.m	D	73.86 kN	243.01 kN	24.62 kN	193.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	243.01 kN	0.012412 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	-55.95 kN	-18.65 kN	64.35 kN	0.002859 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	55.95 kN	18.65 kN	138.94 kN	0.006173 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.41 m	A	-99.94 kN	253.77 kN	-33.31 kN	320.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	320.39 kN	0.007826 m
ed2=	-0.80 m	B	-7.24 kN	161.91 kN	-2.41 kN	166.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	166.73 kN	0.008516 m
MTY1=	-2076.25 kN.m	C	33.31 kN	202.46 kN	11.10 kN	180.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	202.46 kN	0.010341 m
MTY2=	-692.08 kN.m	D	73.86 kN	243.01 kN	24.62 kN	193.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	243.01 kN	0.012412 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	-55.95 kN	-18.65 kN	64.35 kN	0.002859 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	55.95 kN	18.65 kN	138.94 kN	0.006173 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.41 m	A	-99.94 kN	253.77 kN	-66.62 kN	287.08 kN	0.00 kN	0.00 kN	287.08 kN	0.007012 m
ed2=	-1.61 m	B	-7.24 kN	161.91 kN	-4.83 kN	164.32 kN	0.00 kN	0.00 kN	164.32 kN	0.008393 m
MTY1=	-2076.25 kN.m	C	33.31 kN	202.46 kN	22.21 kN	191.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	202.46 kN	0.010341 m
MTY2=	-1384.17 kN.m	D	73.86 kN	243.01 kN	49.24 kN	218.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	243.01 kN	0.012412 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	-55.95 kN	-37.30 kN	45.70 kN	0.002030 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	55.95 kN	37.30 kN	138.94 kN	0.006173 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.0$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-4.80 m	A	-198.93 kN	154.78 kN	-33.31 kN	320.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	320.39 kN	0.007826 m
ed2=	-0.80 m	B	-14.41 kN	154.74 kN	-2.41 kN	166.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	166.73 kN	0.008516 m
MTY1=	-4132.81 kN.m	C	66.31 kN	235.46 kN	11.10 kN	180.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	235.46 kN	0.012026 m
MTY2=	-692.08 kN.m	D	147.03 kN	316.18 kN	24.62 kN	193.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	316.18 kN	0.016149 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	-111.36 kN	-18.65 kN	64.35 kN	0.002859 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	111.36 kN	18.65 kN	194.36 kN	0.008634 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.96 m	A	-164.18 kN	189.52 kN	-33.31 kN	320.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	320.39 kN	0.007826 m
ed2=	-0.80 m	B	-11.89 kN	157.25 kN	-2.41 kN	166.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	166.73 kN	0.008516 m
MTY1=	-3411.03 kN.m	C	54.73 kN	223.88 kN	11.10 kN	180.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	223.88 kN	0.011434 m
MTY2=	-692.08 kN.m	D	121.35 kN	290.50 kN	24.62 kN	193.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	290.50 kN	0.014837 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	-91.91 kN	-18.65 kN	64.35 kN	0.002859 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	91.91 kN	18.65 kN	174.91 kN	0.007770 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-0.86 m	A	-35.54 kN	318.17 kN	-97.71 kN	255.99 kN	0.00 kN	0.00 kN	318.17 kN	0.007771 m
ed2=	-2.36 m	B	-2.57 kN	166.57 kN	-7.08 kN	162.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	166.57 kN	0.008508 m
MTY1=	-738.31 kN.m	C	11.85 kN	180.99 kN	32.57 kN	201.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	201.72 kN	0.010303 m
MTY2=	-2030.03 kN.m	D	26.27 kN	195.41 kN	72.22 kN	241.37 kN	0.00 kN	0.00 kN	241.37 kN	0.012328 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	-19.89 kN	-54.70 kN	63.10 kN	0.002803 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	307.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.35 kN	0.003687 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	276.65 kN	0.00 kN	276.65 kN	19.89 kN	54.70 kN	137.70 kN	0.006117 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 2

Nivel		Eje	Kjy	Xj	Kjy*Xj	Xjt	Kjy*Xjt	Kjy*(Xjt)^2	E.D.Vy
Segundo Sismo-Y	Vj= 1021.6 kN	A	55161.54 kN/m	0.0 m	0.0 kN	5.3 m	289675.2 kN	1521199.1	485.12 kN
	CVX = 7.50 m	B	20334.06 kN/m	5.0 m	101670.3 kN	0.3 m	5111.9 kN	1285.1	178.83 kN
	CRX = 5.25 m	C	20334.06 kN/m	10.0 m	203340.6 kN	-4.7 m	-96558.4 kN	458517.5	178.83 kN
	e= -2.25 m	D	20334.06 kN/m	15.0 m	305010.9 kN	-9.7 m	-198228.7 kN	1932452.8	178.83 kN
			116163.7 kN		610021.8 kN		3913454.5		1021.60 kN
Nivel		Eje	Kjx	Yj	Kjx*Xj	Yjt	Kjx*Yjt	Kjx*(Yjt)^2	E.D.Vx
Segundo Sismo-X	Vj= 1021.6 kN	1	22853.41 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	137120.5 kN	822722.8	326.64 kN
	CVY = 6.00 m	2	25768.45 kN/m	6.0 m	154610.7 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	368.31 kN
	CRY = 6.00 m	3	22853.41 kN/m	12.0 m	274240.9 kN	-6.0 m	-137120.5 kN	822722.8	326.64 kN
	e= 0.00 m		71475.3 kN		428851.7 kN		1645445.6		1021.60 kN

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.25 m	A	-119.71 kN	365.41 kN	-119.71 kN	365.41 kN	0.00 kN	0.00 kN	365.41 kN	0.006624 m
ed2=	-2.25 m	B	-2.11 kN	176.72 kN	-2.11 kN	176.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	176.72 kN	0.008691 m
MTY1=	-2297.17 kN.m	C	39.90 kN	218.73 kN	39.90 kN	218.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	218.73 kN	0.010757 m
MTY2=	-2297.17 kN.m	D	81.92 kN	260.74 kN	81.92 kN	260.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	260.74 kN	0.012823 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	-56.66 kN	-56.66 kN	41.33 kN	0.001808 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	56.66 kN	56.66 kN	154.66 kN	0.006767 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.25 m	A	-119.71 kN	365.41 kN	0.00 kN	485.12 kN	0.00 kN	0.00 kN	485.12 kN	0.008794 m
ed2=	0.00 m	B	-2.11 kN	176.72 kN	0.00 kN	178.83 kN	0.00 kN	0.00 kN	178.83 kN	0.008794 m
MTY1=	-2297.17 kN.m	C	39.90 kN	218.73 kN	0.00 kN	178.83 kN	0.00 kN	0.00 kN	218.73 kN	0.010757 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	81.92 kN	260.74 kN	0.00 kN	178.83 kN	0.00 kN	0.00 kN	260.74 kN	0.012823 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	-56.66 kN	0.00 kN	97.99 kN	0.004288 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	56.66 kN	0.00 kN	154.66 kN	0.006767 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.37 m	A	-179.56 kN	305.56 kN	-59.85 kN	425.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	425.26 kN	0.007709 m
ed2=	-1.12 m	B	-3.17 kN	175.66 kN	-1.06 kN	177.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	177.77 kN	0.008743 m
MTY1=	-3445.76 kN.m	C	59.85 kN	238.68 kN	19.95 kN	198.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	238.68 kN	0.011738 m
MTY2=	-1148.59 kN.m	D	122.87 kN	301.70 kN	40.96 kN	219.79 kN	0.00 kN	0.00 kN	301.70 kN	0.014837 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	-85.00 kN	-28.33 kN	69.66 kN	0.003048 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	85.00 kN	28.33 kN	182.99 kN	0.008007 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.37 m	A	-179.56 kN	305.56 kN	-119.71 kN	365.41 kN	0.00 kN	0.00 kN	365.41 kN	0.006624 m
ed2=	-2.25 m	B	-3.17 kN	175.66 kN	-2.11 kN	176.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	176.72 kN	0.008691 m
MTY1=	-3445.76 kN.m	C	59.85 kN	238.68 kN	39.90 kN	218.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	238.68 kN	0.011738 m
MTY2=	-2297.17 kN.m	D	122.87 kN	301.70 kN	81.92 kN	260.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	301.70 kN	0.014837 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	-85.00 kN	-56.66 kN	41.33 kN	0.001808 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	85.00 kN	56.66 kN	182.99 kN	0.008007 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.1$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-7.06 m	A	-375.84 kN	109.28 kN	-59.85 kN	425.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	425.26 kN	0.007709 m
ed2=	-1.12 m	B	-6.63 kN	172.20 kN	-1.06 kN	177.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	177.77 kN	0.008743 m
MTY1=	-7212.35 kN.m	C	125.28 kN	304.11 kN	19.95 kN	198.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	304.11 kN	0.014956 m
MTY2=	-1148.59 kN.m	D	257.19 kN	436.02 kN	40.96 kN	219.79 kN	0.00 kN	0.00 kN	436.02 kN	0.021443 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	-177.91 kN	-28.33 kN	69.66 kN	0.003048 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	177.91 kN	28.33 kN	275.90 kN	0.012073 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-5.73 m	A	-305.23 kN	179.89 kN	-59.85 kN	425.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	425.26 kN	0.007709 m
ed2=	-1.12 m	B	-5.39 kN	173.44 kN	-1.06 kN	177.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	177.77 kN	0.008743 m
MTY1=	-5857.36 kN.m	C	101.74 kN	280.57 kN	19.95 kN	198.78 kN	0.00 kN	0.00 kN	280.57 kN	0.013798 m
MTY2=	-1148.59 kN.m	D	208.87 kN	387.70 kN	40.96 kN	219.79 kN	0.00 kN	0.00 kN	387.70 kN	0.019066 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	-144.48 kN	-28.33 kN	69.66 kN	0.003048 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	144.48 kN	28.33 kN	242.48 kN	0.010610 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.50 m	A	-79.78 kN	405.34 kN	-159.63 kN	325.48 kN	0.00 kN	0.00 kN	405.34 kN	0.007348 m
ed2=	-3.00 m	B	-1.41 kN	177.42 kN	-2.82 kN	176.01 kN	0.00 kN	0.00 kN	177.42 kN	0.008725 m
MTY1=	-1530.97 kN.m	C	26.59 kN	205.42 kN	53.21 kN	232.04 kN	0.00 kN	0.00 kN	232.04 kN	0.011411 m
MTY2=	-3063.37 kN.m	D	54.59 kN	233.42 kN	109.24 kN	288.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	288.07 kN	0.014167 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	-37.76 kN	-75.56 kN	60.23 kN	0.002635 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	368.31 kN	0.00 kN	0.00 kN	110.49 kN	0.004288 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	326.64 kN	0.00 kN	326.64 kN	37.76 kN	75.56 kN	173.56 kN	0.007594 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 2

Nivel		Eje	K _{yj}	X _j	K _{yj} *X _j	X _{jt}	K _{yj} *X _{jt}	K _{yj} *(X _{jt}) ²	E.D.Vy
Primero Sismo-Y	V _j = 1098.8 kN	A	123456.79 kN/m	0.0 m	0.0 kN	4.2 m	518672.2 kN	2179068.9	637.19 kN
	CVX = 7.50 m	B	29815.15 kN/m	5.0 m	149075.7 kN	-0.8 m	-23815.0 kN	19022.4	153.88 kN
	CRX = 4.20 m	C	29815.15 kN/m	10.0 m	298151.5 kN	-5.8 m	-172890.7 kN	1002551.0	153.88 kN
	e= -3.30 m	D	29815.15 kN/m	15.0 m	447227.2 kN	-10.8 m	-321966.5 kN	3476837.0	153.88 kN
					212902.2 kN		894454.4 kN	6677479.3	1098.83 kN
Nivel		Eje	K _{jx}	Y _j	K _{jx} *X _j	Y _{jt}	K _{jx} *Y _{jt}	K _{jx} *(Y _{jt}) ²	E.D.Vx
Primero Sismo-X	V _j = 1098.8 kN	1	29036.00 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	174216.0 kN	1045296.2	332.82 kN
	CVY = 6.00 m	2	37792.89 kN/m	6.0 m	226757.4 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	433.19 kN
	CRY = 6.00 m	3	29036.00 kN/m	12.0 m	348432.1 kN	-6.0 m	-174216.0 kN	1045296.2	332.82 kN
	e= 0.00 m				95864.9 kN		575189.4 kN	2090592.3	1098.83 kN

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.30 m	A	-214.42 kN	422.76 kN	-214.42 kN	422.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	422.76 kN	0.003424 m
ed2=	-3.30 m	B	9.85 kN	163.73 kN	9.85 kN	163.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	163.73 kN	0.005491 m
MTY1=	-3624.78 kN.m	C	71.47 kN	225.36 kN	71.47 kN	225.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	225.36 kN	0.007558 m
MTY2=	-3624.78 kN.m	D	133.10 kN	286.99 kN	133.10 kN	286.99 kN	0.00 kN	0.00 kN	286.99 kN	0.009625 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	-72.02 kN	-72.02 kN	27.82 kN	0.000958 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX1=	0.00 kN.m	1	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	72.02 kN	72.02 kN	171.87 kN	0.005919 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.30 m	A	-214.42 kN	422.76 kN	0.00 kN	637.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	637.19 kN	0.005161 m
ed2=	0.00 m	B	9.85 kN	163.73 kN	0.00 kN	153.88 kN	0.00 kN	0.00 kN	163.73 kN	0.005491 m
MTY1=	-3624.78 kN.m	C	71.47 kN	225.36 kN	0.00 kN	153.88 kN	0.00 kN	0.00 kN	225.36 kN	0.007558 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	133.10 kN	286.99 kN	0.00 kN	153.88 kN	0.00 kN	0.00 kN	286.99 kN	0.009625 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	-72.02 kN	0.00 kN	99.85 kN	0.003439 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	72.02 kN	0.00 kN	171.87 kN	0.005919 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-4.95 m	A	-321.63 kN	315.55 kN	-107.21 kN	529.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	529.97 kN	0.004293 m
ed2=	-1.65 m	B	14.77 kN	168.65 kN	4.92 kN	158.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	168.65 kN	0.005657 m
MTY1=	-5437.17 kN.m	C	107.21 kN	261.09 kN	35.74 kN	189.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	261.09 kN	0.008757 m
MTY2=	-1812.39 kN.m	D	199.65 kN	353.54 kN	66.55 kN	220.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	353.54 kN	0.011858 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	-108.03 kN	-36.01 kN	63.83 kN	0.002198 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	108.03 kN	36.01 kN	207.88 kN	0.007159 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-4.95 m	A	-321.63 kN	315.55 kN	-214.42 kN	422.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	422.76 kN	0.003424 m
ed2=	-3.30 m	B	14.77 kN	168.65 kN	9.85 kN	163.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	168.65 kN	0.005657 m
MTY1=	-5437.17 kN.m	C	107.21 kN	261.09 kN	71.47 kN	225.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	261.09 kN	0.008757 m
MTY2=	-3624.78 kN.m	D	199.65 kN	353.54 kN	133.10 kN	286.99 kN	0.00 kN	0.00 kN	353.54 kN	0.011858 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	-108.03 kN	-72.02 kN	27.82 kN	0.000958 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	108.03 kN	72.02 kN	207.88 kN	0.007159 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.4$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-11.19 m	A	-727.26 kN	-90.07 kN	-107.21 kN	529.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	529.97 kN	0.004293 m
ed2=	-1.65 m	B	33.39 kN	187.27 kN	4.92 kN	158.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	187.27 kN	0.006281 m
MTY1=	-12294.16 kN.m	C	242.42 kN	396.30 kN	35.74 kN	189.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	396.30 kN	0.013292 m
MTY2=	-1812.39 kN.m	D	451.45 kN	605.33 kN	66.55 kN	220.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	605.33 kN	0.020303 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	-244.28 kN	-36.01 kN	63.83 kN	0.002198 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	244.28 kN	36.01 kN	344.12 kN	0.011852 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -1.69 m

$\alpha=2.7$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.87 m	A	-576.76 kN	60.42 kN	-107.21 kN	529.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	529.97 kN	0.004293 m
ed2=	-1.65 m	B	26.48 kN	180.36 kN	4.92 kN	158.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	180.36 kN	0.006049 m
MTY1=	-9750.05 kN.m	C	192.25 kN	346.14 kN	35.74 kN	189.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	346.14 kN	0.011609 m
MTY2=	-1812.39 kN.m	D	358.03 kN	511.91 kN	66.55 kN	220.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	511.91 kN	0.017169 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	-193.73 kN	-36.01 kN	63.83 kN	0.002198 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	-193.73 kN	-36.01 kN	63.83 kN	0.002198 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	193.73 kN	36.01 kN	293.57 kN	0.010111 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.55 m	A	-165.67 kN	471.51 kN	-263.17 kN	374.01 kN	0.00 kN	0.00 kN	471.51 kN	0.003819 m
ed2=	-4.05 m	B	7.61 kN	161.49 kN	12.08 kN	165.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	165.97 kN	0.005566 m
MTY1=	-2800.65 kN.m	C	55.22 kN	209.11 kN	87.72 kN	241.61 kN	0.00 kN	0.00 kN	241.61 kN	0.008103 m
MTY2=	-4448.90 kN.m	D	102.84 kN	256.72 kN	163.37 kN	317.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	317.25 kN	0.010640 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	-55.65 kN	-88.40 kN	44.20 kN	0.001522 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	-55.65 kN	-88.40 kN	44.20 kN	0.001522 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	433.19 kN	0.00 kN	0.00 kN	129.96 kN	0.003439 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	332.82 kN	0.00 kN	332.82 kN	55.65 kN	88.40 kN	188.24 kN	0.006483 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Tabla 4-12 Cálculo de fuerzas y desplazamientos de fluencia, Modelo 3 – R =7.0

Modelo 3

Nivel	Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D.V _y	
Quinto Sismo-Y	V _j = 281.7 kN	A	22371.36 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	167785.2 kN	1258389.3 kN	70.42 kN
	CVX = 10.00 m	B	22371.36 kN/m	5.0 m	111856.8 kN	2.5 m	55928.4 kN	139821.0 kN	70.42 kN
	CRX = 7.50 m	C	22371.36 kN/m	10.0 m	223713.6 kN	-2.5 m	-55928.4 kN	139821.0 kN	70.42 kN
	e = -2.50 m	D	22371.36 kN/m	15.0 m	335570.5 kN	-7.5 m	-167785.2 kN	1258389.3 kN	70.42 kN
			89485.5 kN		671140.9 kN		2796420.6 kN		281.70 kN

Nivel	Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *Y _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D.V _x	
Quinto Sismo-X	V _j = 281.7 kN	1	24875.62 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	149253.7 kN	895522.4 kN	93.90 kN
	CVY = 6.00 m	2	24875.62 kN/m	6.0 m	149253.7 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0 kN	93.90 kN
	CRY = 6.00 m	3	24875.62 kN/m	12.0 m	298507.5 kN	-6.0 m	-149253.7 kN	895522.4 kN	93.90 kN
	e = 0.00 m			74626.9 kN		447761.2 kN		1791044.8 kN	

Procedimiento I

α=1.0	δ=1.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-25.76 kN	44.67 kN	-25.76 kN	44.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	44.67 kN	0.001997 m
ed2=	-2.50 m	B	-8.59 kN	61.84 kN	-8.59 kN	61.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.84 kN	0.002764 m
MTY1=	-704.25 kN.m	C	8.59 kN	79.01 kN	8.59 kN	79.01 kN	0.00 kN	0.00 kN	79.01 kN	0.003532 m
MTY2=	-704.25 kN.m	D	25.76 kN	96.18 kN	25.76 kN	96.18 kN	0.00 kN	0.00 kN	96.18 kN	0.004299 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy	
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	-22.91 kN	-22.91 kN	5.26 kN	0.000211 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	22.91 kN	22.91 kN	51.08 kN	0.002054 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-25.76 kN	44.67 kN	0.00 kN	70.42 kN	0.00 kN	0.00 kN	70.42 kN	0.003148 m
ed2=	0.00 m	B	-8.59 kN	61.84 kN	0.00 kN	70.42 kN	0.00 kN	0.00 kN	70.42 kN	0.003148 m
MTY1=	-704.25 kN.m	C	8.59 kN	79.01 kN	0.00 kN	70.42 kN	0.00 kN	0.00 kN	79.01 kN	0.003532 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	25.76 kN	96.18 kN	0.00 kN	70.42 kN	0.00 kN	0.00 kN	96.18 kN	0.004299 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy	
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	-22.91 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	-22.91 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	22.91 kN	0.00 kN	51.08 kN	0.002054 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-38.64 kN	31.79 kN	-12.88 kN	57.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	57.55 kN	0.002572 m
ed2=	-1.25 m	B	-12.88 kN	57.55 kN	-4.29 kN	66.13 kN	0.00 kN	0.00 kN	66.13 kN	0.002956 m
MTY1=	-1056.37 kN.m	C	12.88 kN	83.30 kN	4.29 kN	74.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	83.30 kN	0.003724 m
MTY2=	-352.12 kN.m	D	38.64 kN	109.06 kN	12.88 kN	83.30 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.06 kN	0.004875 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy	
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	-34.37 kN	-11.46 kN	16.71 kN	0.000672 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	-34.37 kN	-11.46 kN	16.71 kN	0.000672 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	34.37 kN	11.46 kN	62.54 kN	0.002514 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-38.64 kN	31.79 kN	-25.76 kN	44.67 kN	0.00 kN	0.00 kN	44.67 kN	0.001997 m
ed2=	-2.50 m	B	-12.88 kN	57.55 kN	-8.59 kN	61.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.84 kN	0.002764 m
MTY1=	-1056.37 kN.m	C	12.88 kN	83.30 kN	8.59 kN	79.01 kN	0.00 kN	0.00 kN	83.30 kN	0.003724 m
MTY2=	-704.25 kN.m	D	38.64 kN	109.06 kN	25.76 kN	96.18 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.06 kN	0.004875 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	-34.37 kN	-22.91 kN	5.26 kN	0.000211 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	34.37 kN	22.91 kN	62.54 kN	0.002514 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-82.42 kN	-12.00 kN	-12.88 kN	57.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	57.55 kN	0.002572 m
ed2=	-1.25 m	B	-27.47 kN	42.95 kN	-4.29 kN	66.13 kN	0.00 kN	0.00 kN	66.13 kN	0.002956 m
MTY1=	-2253.60 kN.m	C	27.47 kN	97.90 kN	4.29 kN	74.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	97.90 kN	0.004376 m
MTY2=	-352.12 kN.m	D	82.42 kN	152.85 kN	12.88 kN	83.30 kN	0.00 kN	0.00 kN	152.85 kN	0.006832 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	-73.32 kN	-11.46 kN	16.71 kN	0.000672 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	73.32 kN	11.46 kN	101.49 kN	0.004080 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-66.54 kN	3.88 kN	-12.88 kN	57.55 kN	0.00 kN	0.00 kN	57.55 kN	0.002572 m
ed2=	-1.25 m	B	-22.18 kN	48.24 kN	-4.29 kN	66.13 kN	0.00 kN	0.00 kN	66.13 kN	0.002956 m
MTY1=	-1819.31 kN.m	C	22.18 kN	92.61 kN	4.29 kN	74.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	92.61 kN	0.004139 m
MTY2=	-352.12 kN.m	D	66.54 kN	136.97 kN	12.88 kN	83.30 kN	0.00 kN	0.00 kN	136.97 kN	0.006122 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	-59.19 kN	-11.46 kN	16.71 kN	0.000672 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	59.19 kN	11.46 kN	87.36 kN	0.003512 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-18.03 kN	52.39 kN	-33.49 kN	36.94 kN	0.00 kN	0.00 kN	52.39 kN	0.002342 m
ed2=	-3.25 m	B	-6.01 kN	64.41 kN	-11.16 kN	59.26 kN	0.00 kN	0.00 kN	64.41 kN	0.002879 m
MTY1=	-492.97 kN.m	C	6.01 kN	76.44 kN	11.16 kN	81.59 kN	0.00 kN	0.00 kN	81.59 kN	0.003647 m
MTY2=	-915.52 kN.m	D	18.03 kN	88.46 kN	33.49 kN	103.91 kN	0.00 kN	0.00 kN	103.91 kN	0.004645 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	-16.04 kN	-29.79 kN	12.13 kN	0.000488 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	28.17 kN	0.001132 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	93.90 kN	0.00 kN	93.90 kN	16.04 kN	29.79 kN	57.96 kN	0.002330 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 3

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D. V _y
Cuarto Sismo Y	V _j = 615.0 kN	A	24489.80 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	183673.5 kN	1377551.0	153.76 kN
	CVX = 10.00 m	B	24489.80 kN/m	5.0 m	122449.0 kN	2.5 m	61224.5 kN	153061.2	153.76 kN
	CRX = 7.50 m	C	24489.80 kN/m	10.0 m	244898.0 kN	-2.5 m	-61224.5 kN	153061.2	153.76 kN
	e = -2.50 m	D	24489.80 kN/m	15.0 m	367346.9 kN	-7.5 m	-183673.5 kN	1377551.0	153.76 kN
					97959.2 kN		734693.9 kN	3061224.5	615.05 kN

Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D. V _x
Cuarto Sismo X	V _j = 615.0 kN	1	25597.27 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	153583.6 kN	921501.7	205.02 kN
	CVY = 6.00 m	2	25597.27 kN/m	6.0 m	153583.6 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	205.02 kN
	CRY = 6.00 m	3	25597.27 kN/m	12.0 m	307167.2 kN	-6.0 m	-153583.6 kN	921501.7	205.02 kN
	e = 0.00 m				76791.8 kN		460750.9 kN	1843003.4	615.05 kN

Procedimiento I

α=1.0	δ=1.0	Eje	E.MTY1	T V _y +MTY1	E.MTY2	T V _y +MTY1	E.MTX1	E.MTX2	V _y +0.3V _x	u _y
ed1=	-2.50 m	A	-57.59 kN	96.18 kN	-57.59 kN	96.18 kN	0.00 kN	0.00 kN	96.18 kN	0.003927 m
ed2=	-2.50 m	B	-19.20 kN	134.57 kN	-19.20 kN	134.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	134.57 kN	0.005495 m
MTY1=	-1537.62 kN.m	C	19.20 kN	172.96 kN	19.20 kN	172.96 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.96 kN	0.007062 m
MTY2=	-1537.62 kN.m	D	57.59 kN	211.35 kN	57.59 kN	211.35 kN	0.00 kN	0.00 kN	211.35 kN	0.008630 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

	Eje	E.MTX1	T V _y +MTY1	E.MTX2	T V _y +MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3V _x +V _y	u _y	
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	-48.15 kN	-48.15 kN	13.35 kN	0.000522 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	48.15 kN	48.15 kN	109.66 kN	0.004284 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTY1	T V _y +MTY1	E.MTY2	T V _y +MTY1	E.MTX1	E.MTX2	V _y +0.3V _x	u _y
ed1=	-2.50 m	A	-57.59 kN	96.18 kN	0.00 kN	153.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	153.76 kN	0.006279 m
ed2=	0.00 m	B	-19.20 kN	134.57 kN	0.00 kN	153.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	153.76 kN	0.006279 m
MTY1=	-1537.62 kN.m	C	19.20 kN	172.96 kN	0.00 kN	153.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	172.96 kN	0.007062 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	57.59 kN	211.35 kN	0.00 kN	153.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	211.35 kN	0.008630 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

	Eje	E.MTX1	T V _y +MTY1	E.MTX2	T V _y +MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3V _x +V _y	u _y	
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	-48.15 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	48.15 kN	0.00 kN	109.66 kN	0.004284 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTY1	T V _y +MTY1	E.MTY2	T V _y +MTY1	E.MTX1	E.MTX2	V _y +0.3V _x	u _y
ed1=	-3.75 m	A	-86.38 kN	67.38 kN	-28.79 kN	124.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	124.97 kN	0.005103 m
ed2=	-1.25 m	B	-28.79 kN	124.97 kN	-9.60 kN	144.16 kN	0.00 kN	0.00 kN	144.16 kN	0.005887 m
MTY1=	-2306.44 kN.m	C	28.79 kN	182.56 kN	9.60 kN	163.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	182.56 kN	0.007454 m
MTY2=	-768.81 kN.m	D	86.38 kN	240.14 kN	28.79 kN	182.56 kN	0.00 kN	0.00 kN	240.14 kN	0.009806 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

	Eje	E.MTX1	T V _y +MTY1	E.MTX2	T V _y +MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3V _x +V _y	u _y	
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	-72.23 kN	-24.08 kN	37.43 kN	0.001462 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	72.23 kN	24.08 kN	133.73 kN	0.005225 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-86.38 kN	67.38 kN	-57.59 kN	96.18 kN	0.00 kN	0.00 kN	96.18 kN	0.003927 m
ed2=	-2.50 m	B	-28.79 kN	124.97 kN	-19.20 kN	134.57 kN	0.00 kN	0.00 kN	134.57 kN	0.005495 m
MTY1=	-2306.44 kN.m	C	28.79 kN	182.56 kN	19.20 kN	172.96 kN	0.00 kN	0.00 kN	182.56 kN	0.007454 m
MTY2=	-1537.62 kN.m	D	86.38 kN	240.14 kN	57.59 kN	211.35 kN	0.00 kN	0.00 kN	240.14 kN	0.009806 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	-72.23 kN	-48.15 kN	13.35 kN	0.000522 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	72.23 kN	48.15 kN	133.73 kN	0.005225 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-184.28 kN	-30.52 kN	-28.79 kN	124.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	124.97 kN	0.005103 m
ed2=	-1.25 m	B	-61.43 kN	92.34 kN	-9.60 kN	144.16 kN	0.00 kN	0.00 kN	144.16 kN	0.005887 m
MTY1=	-4920.40 kN.m	C	61.43 kN	215.19 kN	9.60 kN	163.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	215.19 kN	0.008787 m
MTY2=	-768.81 kN.m	D	184.28 kN	338.04 kN	28.79 kN	182.56 kN	0.00 kN	0.00 kN	338.04 kN	0.013803 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	-154.09 kN	-24.08 kN	37.43 kN	0.001462 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	154.09 kN	24.08 kN	215.59 kN	0.008423 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-148.77 kN	5.00 kN	-28.79 kN	124.97 kN	0.00 kN	0.00 kN	124.97 kN	0.005103 m
ed2=	-1.25 m	B	-49.59 kN	104.17 kN	-9.60 kN	144.16 kN	0.00 kN	0.00 kN	144.16 kN	0.005887 m
MTY1=	-3972.20 kN.m	C	49.59 kN	203.35 kN	9.60 kN	163.36 kN	0.00 kN	0.00 kN	203.35 kN	0.008304 m
MTY2=	-768.81 kN.m	D	148.77 kN	302.53 kN	28.79 kN	182.56 kN	0.00 kN	0.00 kN	302.53 kN	0.012353 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	-124.40 kN	-24.08 kN	37.43 kN	0.001462 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	124.40 kN	24.08 kN	185.90 kN	0.007263 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-40.31 kN	113.45 kN	-74.86 kN	78.90 kN	0.00 kN	0.00 kN	113.45 kN	0.004633 m
ed2=	-3.25 m	B	-13.44 kN	140.33 kN	-24.95 kN	128.81 kN	0.00 kN	0.00 kN	140.33 kN	0.005730 m
MTY1=	-1076.34 kN.m	C	13.44 kN	167.20 kN	24.95 kN	178.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	178.72 kN	0.007298 m
MTY2=	-1998.91 kN.m	D	40.31 kN	194.07 kN	74.86 kN	228.63 kN	0.00 kN	0.00 kN	228.63 kN	0.009336 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	-33.71 kN	-62.60 kN	27.80 kN	0.001086 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	0.00 kN	61.50 kN	0.002403 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	205.02 kN	0.00 kN	205.02 kN	33.71 kN	62.60 kN	124.10 kN	0.004848 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 3

Nivel		Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D. V _y
Tercero Sismo-Y	V _j = 861.1 kN	A	25031.29 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	187734.7 kN	1408010.0	215.29 kN
	CVX = 10.00 m	B	25031.29 kN/m	5.0 m	125156.4 kN	2.5 m	62578.2 kN	156445.6	215.29 kN
	CRX = 7.50 m	C	25031.29 kN/m	10.0 m	250312.9 kN	-2.5 m	-62578.2 kN	156445.6	215.29 kN
	e = -2.50 m	D	25031.29 kN/m	15.0 m	375469.3 kN	-7.5 m	-187734.7 kN	1408010.0	215.29 kN
			100125.2 kN		750938.7 kN			3128911.1	861.15 kN

Nivel		Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D. V _x
Tercero Sismo-X	V _j = 861.1 kN	1	25756.60 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	154539.6 kN	927237.6	287.05 kN
	CVY = 6.00 m	2	25756.60 kN/m	6.0 m	154539.6 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	287.05 kN
	CRY = 6.00 m	3	25756.60 kN/m	12.0 m	309079.2 kN	-6.0 m	-154539.6 kN	927237.6	287.05 kN
	e = 0.00 m		77269.8 kN		463618.8 kN			1854475.2	861.15 kN

Procedimiento I

α=1.0	δ=1.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-81.10 kN	134.18 kN	-81.10 kN	134.18 kN	0.00 kN	0.00 kN	134.18 kN	0.005361 m
ed2=	-2.50 m	B	-27.03 kN	188.25 kN	-27.03 kN	188.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	188.25 kN	0.007521 m
MTY1=	-2152.86 kN.m	C	27.03 kN	242.32 kN	27.03 kN	242.32 kN	0.00 kN	0.00 kN	242.32 kN	0.009681 m
MTY2=	-2152.86 kN.m	D	81.10 kN	296.39 kN	81.10 kN	296.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	296.39 kN	0.011841 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	-66.76 kN	-66.76 kN	19.35 kN	0.000751 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	0.00 kN	86.11 kN	0.003343 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	66.76 kN	66.76 kN	152.88 kN	0.005935 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-81.10 kN	134.18 kN	0.00 kN	215.29 kN	0.00 kN	0.00 kN	215.29 kN	0.008601 m
ed2=	0.00 m	B	-27.03 kN	188.25 kN	0.00 kN	215.29 kN	0.00 kN	0.00 kN	215.29 kN	0.008601 m
MTY1=	-2152.86 kN.m	C	27.03 kN	242.32 kN	0.00 kN	215.29 kN	0.00 kN	0.00 kN	242.32 kN	0.009681 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	81.10 kN	296.39 kN	0.00 kN	215.29 kN	0.00 kN	0.00 kN	296.39 kN	0.011841 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	-66.76 kN	0.00 kN	86.11 kN	0.003343 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	0.00 kN	86.11 kN	0.003343 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	66.76 kN	0.00 kN	152.88 kN	0.005935 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-121.65 kN	93.63 kN	-40.55 kN	174.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	174.73 kN	0.006981 m
ed2=	-1.25 m	B	-40.55 kN	174.73 kN	-13.52 kN	201.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	201.77 kN	0.008061 m
MTY1=	-3229.30 kN.m	C	40.55 kN	255.84 kN	13.52 kN	228.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	255.84 kN	0.010221 m
MTY2=	-1076.43 kN.m	D	121.65 kN	336.94 kN	40.55 kN	255.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	336.94 kN	0.013461 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	-100.14 kN	-33.38 kN	52.73 kN	0.002047 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	0.00 kN	86.11 kN	0.003343 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	100.14 kN	33.38 kN	186.26 kN	0.007231 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-121.65 kN	93.63 kN	-81.10 kN	134.18 kN	0.00 kN	0.00 kN	134.18 kN	0.005361 m
ed2=	-2.50 m	B	-40.55 kN	174.73 kN	-27.03 kN	188.25 kN	0.00 kN	0.00 kN	188.25 kN	0.007521 m
MTY1=	-3229.30 kN.m	C	40.55 kN	255.84 kN	27.03 kN	242.32 kN	0.00 kN	0.00 kN	255.84 kN	0.010221 m
MTY2=	-2152.86 kN.m	D	121.65 kN	336.94 kN	81.10 kN	296.39 kN	0.00 kN	0.00 kN	336.94 kN	0.013461 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
ed1=	0.00 m	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	-100.14 kN	-66.76 kN	19.35 kN	0.000751 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	0.00 kN	86.11 kN	0.003343 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	100.14 kN	66.76 kN	186.26 kN	0.007231 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-259.53 kN	-44.24 kN	-40.55 kN	174.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	174.73 kN	0.006981 m
ed2=	-1.25 m	B	-86.51 kN	128.78 kN	-13.52 kN	201.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	201.77 kN	0.008061 m
MTY1=	-6889.17 kN.m	C	86.51 kN	301.80 kN	13.52 kN	228.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	301.80 kN	0.012057 m
MTY2=	-1076.43 kN.m	D	259.53 kN	474.82 kN	40.55 kN	255.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	474.82 kN	0.018969 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
ed1=	0.00 m	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	-213.64 kN	-33.38 kN	52.73 kN	0.002047 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	0.00 kN	86.11 kN	0.003343 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	213.64 kN	33.38 kN	299.75 kN	0.011638 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-209.52 kN	5.77 kN	-40.55 kN	174.73 kN	0.00 kN	0.00 kN	174.73 kN	0.006981 m
ed2=	-1.25 m	B	-69.84 kN	145.45 kN	-13.52 kN	201.77 kN	0.00 kN	0.00 kN	201.77 kN	0.008061 m
MTY1=	-5561.57 kN.m	C	69.84 kN	285.13 kN	13.52 kN	228.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	285.13 kN	0.011391 m
MTY2=	-1076.43 kN.m	D	209.52 kN	424.80 kN	40.55 kN	255.84 kN	0.00 kN	0.00 kN	424.80 kN	0.016971 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
ed1=	0.00 m	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	-172.47 kN	-33.38 kN	52.73 kN	0.002047 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	0.00 kN	86.11 kN	0.003343 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	172.47 kN	33.38 kN	258.58 kN	0.010040 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-56.77 kN	158.51 kN	-105.43 kN	109.85 kN	0.00 kN	0.00 kN	158.51 kN	0.006333 m
ed2=	-3.25 m	B	-18.92 kN	196.36 kN	-35.14 kN	180.14 kN	0.00 kN	0.00 kN	196.36 kN	0.007845 m
MTY1=	-1507.01 kN.m	C	18.92 kN	234.21 kN	35.14 kN	250.43 kN	0.00 kN	0.00 kN	250.43 kN	0.010005 m
MTY2=	-2798.72 kN.m	D	56.77 kN	272.06 kN	105.43 kN	320.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	320.72 kN	0.012813 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
ed1=	0.00 m	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	-46.73 kN	-86.79 kN	39.38 kN	0.001529 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	0.00 kN	86.11 kN	0.003343 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	287.05 kN	0.00 kN	287.05 kN	46.73 kN	86.79 kN	172.91 kN	0.006713 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 3

Nivel	Eje	K _{xy}	X _j	K _{xy} *X _j	X _{jt}	K _{xy} *X _{jt}	K _{xy} *(X _{jt}) ²	E.D. V _y	
Segundo Sismo-Y	V _j = 1021.6 kN	A	26928.26 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	201961.9 kN	1514714.4	255.40 kN
	CVX = 10.00 m	B	26928.26 kN/m	5.0 m	134641.3 kN	2.5 m	67320.6 kN	168301.6	255.40 kN
	CRX = 7.50 m	C	26928.26 kN/m	10.0 m	269282.6 kN	-2.5 m	-67320.6 kN	168301.6	255.40 kN
	e = -2.50 m	D	26928.26 kN/m	15.0 m	403923.8 kN	-7.5 m	-201961.9 kN	1514714.4	255.40 kN
				107713.0 kN		807847.7 kN		3366031.9	1021.60 kN
Nivel	Eje	K _{yx}	Y _j	K _{yx} *X _j	Y _{jt}	K _{yx} *Y _{jt}	K _{yx} *(Y _{jt}) ²	E.D. V _x	
Segundo Sismo-X	V _j = 1021.6 kN	1	26231.97 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	157391.8 kN	944350.8	340.53 kN
	CVY = 6.00 m	2	26231.97 kN/m	6.0 m	157391.8 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	340.53 kN
	CRY = 6.00 m	3	26231.97 kN/m	12.0 m	314783.6 kN	-6.0 m	-157391.8 kN	944350.8	340.53 kN
	e = 0.00 m			78695.9 kN		472175.4 kN		1888701.5	1021.60 kN

Procedimiento I

α=1.0	δ=1.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-98.16 kN	157.24 kN	-98.16 kN	157.24 kN	0.00 kN	0.00 kN	157.24 kN	0.005839 m
ed2=	-2.50 m	B	-32.72 kN	222.68 kN	-32.72 kN	222.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	222.68 kN	0.008269 m
MTY1=	-2554.00 kN.m	C	32.72 kN	288.12 kN	32.72 kN	288.12 kN	0.00 kN	0.00 kN	288.12 kN	0.010700 m
MTY2=	-2554.00 kN.m	D	98.16 kN	353.56 kN	98.16 kN	353.56 kN	0.00 kN	0.00 kN	353.56 kN	0.013130 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-76.50 kN	-76.50 kN	25.66 kN	0.000978 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	102.16 kN	0.003894 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	76.50 kN	76.50 kN	178.66 kN	0.006811 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-98.16 kN	157.24 kN	0.00 kN	255.40 kN	0.00 kN	0.00 kN	255.40 kN	0.009484 m
ed2=	0.00 m	B	-32.72 kN	222.68 kN	0.00 kN	255.40 kN	0.00 kN	0.00 kN	255.40 kN	0.009484 m
MTY1=	-2554.00 kN.m	C	32.72 kN	288.12 kN	0.00 kN	255.40 kN	0.00 kN	0.00 kN	288.12 kN	0.010700 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	98.16 kN	353.56 kN	0.00 kN	255.40 kN	0.00 kN	0.00 kN	353.56 kN	0.013130 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
α=1.0	δ=0.0	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-76.50 kN	0.00 kN	102.16 kN	0.003894 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	102.16 kN	0.003894 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	76.50 kN	0.00 kN	178.66 kN	0.006811 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-147.24 kN	108.16 kN	-49.08 kN	206.32 kN	0.00 kN	0.00 kN	206.32 kN	0.007662 m
ed2=	-1.25 m	B	-49.08 kN	206.32 kN	-16.36 kN	239.04 kN	0.00 kN	0.00 kN	239.04 kN	0.008877 m
MTY1=	-3831.00 kN.m	C	49.08 kN	304.48 kN	16.36 kN	271.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	304.48 kN	0.011307 m
MTY2=	-1277.00 kN.m	D	147.24 kN	402.64 kN	49.08 kN	304.48 kN	0.00 kN	0.00 kN	402.64 kN	0.014952 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
α=1.5	δ=0.5	Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-114.75 kN	-38.25 kN	63.91 kN	0.002436 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	102.16 kN	0.003894 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	114.75 kN	38.25 kN	216.91 kN	0.008269 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-147.24 kN	108.16 kN	-98.16 kN	157.24 kN	0.00 kN	0.00 kN	157.24 kN	0.005839 m
ed2=	-2.50 m	B	-49.08 kN	206.32 kN	-32.72 kN	222.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	222.68 kN	0.008269 m
MTY1=	-3831.00 kN.m	C	49.08 kN	304.48 kN	32.72 kN	288.12 kN	0.00 kN	0.00 kN	304.48 kN	0.011307 m
MTY2=	-2554.00 kN.m	D	147.24 kN	402.64 kN	98.16 kN	353.56 kN	0.00 kN	0.00 kN	402.64 kN	0.014952 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-114.75 kN	-76.50 kN	25.66 kN	0.000978 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	102.16 kN	0.003894 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	102.16 kN	0.003894 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	114.75 kN	76.50 kN	216.91 kN	0.008269 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-314.12 kN	-58.72 kN	-49.08 kN	206.32 kN	0.00 kN	0.00 kN	206.32 kN	0.007662 m
ed2=	-1.25 m	B	-104.71 kN	150.69 kN	-16.36 kN	239.04 kN	0.00 kN	0.00 kN	239.04 kN	0.008877 m
MTY1=	-8172.80 kN.m	C	104.71 kN	360.11 kN	16.36 kN	271.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	360.11 kN	0.013373 m
MTY2=	-1277.00 kN.m	D	314.12 kN	569.52 kN	49.08 kN	304.48 kN	0.00 kN	0.00 kN	569.52 kN	0.021149 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-244.79 kN	-38.25 kN	63.91 kN	0.002436 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-244.79 kN	-38.25 kN	63.91 kN	0.002436 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	102.16 kN	0.003894 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	244.79 kN	38.25 kN	346.95 kN	0.013226 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-253.58 kN	1.82 kN	-49.08 kN	206.32 kN	0.00 kN	0.00 kN	206.32 kN	0.007662 m
ed2=	-1.25 m	B	-84.53 kN	170.87 kN	-16.36 kN	239.04 kN	0.00 kN	0.00 kN	239.04 kN	0.008877 m
MTY1=	-6597.83 kN.m	C	84.53 kN	339.93 kN	16.36 kN	271.76 kN	0.00 kN	0.00 kN	339.93 kN	0.012623 m
MTY2=	-1277.00 kN.m	D	253.58 kN	508.98 kN	49.08 kN	304.48 kN	0.00 kN	0.00 kN	508.98 kN	0.018901 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-197.62 kN	-38.25 kN	63.91 kN	0.002436 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-197.62 kN	-38.25 kN	63.91 kN	0.002436 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	102.16 kN	0.003894 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	197.62 kN	38.25 kN	299.78 kN	0.011428 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-68.71 kN	186.69 kN	-127.61 kN	127.79 kN	0.00 kN	0.00 kN	186.69 kN	0.006933 m
ed2=	-3.25 m	B	-22.90 kN	232.50 kN	-42.54 kN	212.86 kN	0.00 kN	0.00 kN	232.50 kN	0.008634 m
MTY1=	-1787.80 kN.m	C	22.90 kN	278.30 kN	42.54 kN	297.94 kN	0.00 kN	0.00 kN	278.30 kN	0.011064 m
MTY2=	-3320.20 kN.m	D	68.71 kN	324.11 kN	127.61 kN	383.01 kN	0.00 kN	0.00 kN	324.11 kN	0.014223 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-53.55 kN	-99.45 kN	48.61 kN	0.001853 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	-53.55 kN	-99.45 kN	48.61 kN	0.001853 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	0.00 kN	102.16 kN	0.003894 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	340.53 kN	0.00 kN	340.53 kN	53.55 kN	99.45 kN	201.61 kN	0.007686 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Modelo 3

Nivel		Eje	K _{yj}	X _j	K _{yj} *X _j	X _{jt}	K _{yj} *X _{jt}	K _{yj} *(X _{jt}) ²	E.D. V _y
Primer Sismo-Y	V _j = 1098.8 kN	A	44404.97 kN/m	0.0 m	0.0 kN	7.5 m	333037.3 kN	2497779.8	274.71 kN
	CVX = 10.00 m	B	44404.97 kN/m	5.0 m	222024.9 kN	2.5 m	111012.4 kN	277531.1	274.71 kN
	CRX = 7.50 m	C	44404.97 kN/m	10.0 m	444049.7 kN	-2.5 m	-111012.4 kN	277531.1	274.71 kN
	e= -2.50 m	D	44404.97 kN/m	15.0 m	666074.6 kN	-7.5 m	-333037.3 kN	2497779.8	274.71 kN
					177619.9 kN		1332149.2 kN	5550621.7	1098.83 kN
Nivel		Eje	K _{jx}	Y _j	K _{jx} *X _j	Y _{jt}	K _{jx} *Y _{jt}	K _{jx} *(Y _{jt}) ²	E.D. V _x
Primer Sismo-X	V _j = 1098.8 kN	1	34458.99 kN/m	0.0 m	0.0 kN	6.0 m	206754.0 kN	1240523.8	366.28 kN
	CVY = 6.00 m	2	34458.99 kN/m	6.0 m	206754.0 kN	0.0 m	0.0 kN	0.0	366.28 kN
	CRY = 6.00 m	3	34458.99 kN/m	12.0 m	413507.9 kN	-6.0 m	-206754.0 kN	1240523.8	366.28 kN
	e= 0.00 m				103377.0 kN		620261.9 kN	2481047.6	1098.83 kN

Procedimiento I

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-113.91 kN	160.80 kN	-113.91 kN	160.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	160.80 kN	0.003621 m
ed2=	-2.50 m	B	-37.97 kN	236.74 kN	-37.97 kN	236.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	236.74 kN	0.005331 m
MTY1=	-2747.08 kN.m	C	37.97 kN	312.68 kN	37.97 kN	312.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	312.68 kN	0.007042 m
MTY2=	-2747.08 kN.m	D	113.91 kN	388.62 kN	113.91 kN	388.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	388.62 kN	0.008752 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-70.72 kN	-70.72 kN	39.17 kN	0.001137 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.88 kN	0.003189 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	70.72 kN	70.72 kN	180.60 kN	0.005241 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento II

$\alpha=1.0$	$\delta=0.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-2.50 m	A	-113.91 kN	160.80 kN	0.00 kN	274.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	274.71 kN	0.006186 m
ed2=	0.00 m	B	-37.97 kN	236.74 kN	0.00 kN	274.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	274.71 kN	0.006186 m
MTY1=	-2747.08 kN.m	C	37.97 kN	312.68 kN	0.00 kN	274.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	312.68 kN	0.007042 m
MTY2=	0.00 kN.m	D	113.91 kN	388.62 kN	0.00 kN	274.71 kN	0.00 kN	0.00 kN	388.62 kN	0.008752 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-70.72 kN	0.00 kN	109.88 kN	0.003189 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.88 kN	0.003189 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	70.72 kN	0.00 kN	180.60 kN	0.005241 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento III

$\alpha=1.5$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-170.86 kN	103.84 kN	-56.95 kN	217.75 kN	0.00 kN	0.00 kN	217.75 kN	0.004904 m
ed2=	-1.25 m	B	-56.95 kN	217.75 kN	-18.98 kN	255.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	255.72 kN	0.005759 m
MTY1=	-4120.62 kN.m	C	56.95 kN	331.66 kN	18.98 kN	293.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	331.66 kN	0.007469 m
MTY2=	-1373.54 kN.m	D	170.86 kN	445.57 kN	56.95 kN	331.66 kN	0.00 kN	0.00 kN	445.57 kN	0.010034 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-106.07 kN	-35.36 kN	74.53 kN	0.002163 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.88 kN	0.003189 m
MTX1=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	106.07 kN	35.36 kN	215.96 kN	0.006267 m
MTX2=	0.00 kN.m		0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento IV

$\alpha=1.5$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-3.75 m	A	-170.86 kN	103.84 kN	-113.91 kN	160.80 kN	0.00 kN	0.00 kN	160.80 kN	0.003621 m
ed2=	-2.50 m	B	-56.95 kN	217.75 kN	-37.97 kN	236.74 kN	0.00 kN	0.00 kN	236.74 kN	0.005331 m
MTY1=	-4120.62 kN.m	C	56.95 kN	331.66 kN	37.97 kN	312.68 kN	0.00 kN	0.00 kN	331.66 kN	0.007469 m
MTY2=	-2747.08 kN.m	D	170.86 kN	445.57 kN	113.91 kN	388.62 kN	0.00 kN	0.00 kN	445.57 kN	0.010034 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-106.07 kN	-70.72 kN	39.17 kN	0.001137 m
ed2=	0.00 m	2	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.88 kN	0.003189 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.88 kN	0.003189 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	106.07 kN	70.72 kN	215.96 kN	0.006267 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento V

$\alpha=3.2$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-8.00 m	A	-364.51 kN	-89.80 kN	-56.95 kN	217.75 kN	0.00 kN	0.00 kN	217.75 kN	0.004904 m
ed2=	-1.25 m	B	-121.50 kN	153.20 kN	-18.98 kN	255.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	255.72 kN	0.005759 m
MTY1=	-8790.66 kN.m	C	121.50 kN	396.21 kN	18.98 kN	293.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	396.21 kN	0.008923 m
MTY2=	-1373.54 kN.m	D	364.51 kN	639.22 kN	56.95 kN	331.66 kN	0.00 kN	0.00 kN	639.22 kN	0.014395 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-226.29 kN	-35.36 kN	74.53 kN	0.002163 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-226.29 kN	-35.36 kN	74.53 kN	0.002163 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.88 kN	0.003189 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	226.29 kN	35.36 kN	336.18 kN	0.009756 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VI e promedio= -2.50 m

$\alpha=2.6$	$\delta=0.5$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-6.46 m	A	-294.27 kN	-19.56 kN	-56.95 kN	217.75 kN	0.00 kN	0.00 kN	217.75 kN	0.004904 m
ed2=	-1.25 m	B	-98.09 kN	176.62 kN	-18.98 kN	255.72 kN	0.00 kN	0.00 kN	255.72 kN	0.005759 m
MTY1=	-7096.62 kN.m	C	98.09 kN	372.80 kN	18.98 kN	293.69 kN	0.00 kN	0.00 kN	372.80 kN	0.008395 m
MTY2=	-1373.54 kN.m	D	294.27 kN	568.97 kN	56.95 kN	331.66 kN	0.00 kN	0.00 kN	568.97 kN	0.012813 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-182.68 kN	-35.36 kN	74.53 kN	0.002163 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-182.68 kN	-35.36 kN	74.53 kN	0.002163 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.88 kN	0.003189 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	182.68 kN	35.36 kN	292.57 kN	0.008490 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

Procedimiento VII

$\alpha=1.0$	$\delta=1.0$	Eje	E.MTY1	T Vy+MTY1	E.MTY2	T Vy+MTY1	E.MTX1	E.MTX2	Vy+0.3Vx	uy
ed1=	-1.75 m	A	-79.74 kN	194.97 kN	-148.08 kN	126.63 kN	0.00 kN	0.00 kN	194.97 kN	0.004391 m
ed2=	-3.25 m	B	-26.58 kN	248.13 kN	-49.36 kN	225.35 kN	0.00 kN	0.00 kN	248.13 kN	0.005588 m
MTY1=	-1922.96 kN.m	C	26.58 kN	301.29 kN	49.36 kN	324.07 kN	0.00 kN	0.00 kN	324.07 kN	0.007298 m
MTY2=	-3571.20 kN.m	D	79.74 kN	354.44 kN	148.08 kN	422.79 kN	0.00 kN	0.00 kN	422.79 kN	0.009521 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		
		Eje	E.MTX1	T Vy+MTY1	E.MTX2	T Vy+MTY1	E.MTY1	E.MTY2	0.3Vx+Vy	uy
ed1=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-49.50 kN	-91.93 kN	60.38 kN	0.001752 m
ed2=	0.00 m	1	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	-49.50 kN	-91.93 kN	60.38 kN	0.001752 m
MTX1=	0.00 kN.m	2	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	0.00 kN	109.88 kN	0.003189 m
MTX2=	0.00 kN.m	3	0.00 kN	366.28 kN	0.00 kN	366.28 kN	49.50 kN	91.93 kN	201.81 kN	0.005857 m
			0.0 kN		0.0 kN		0.00 kN	0.00 kN		

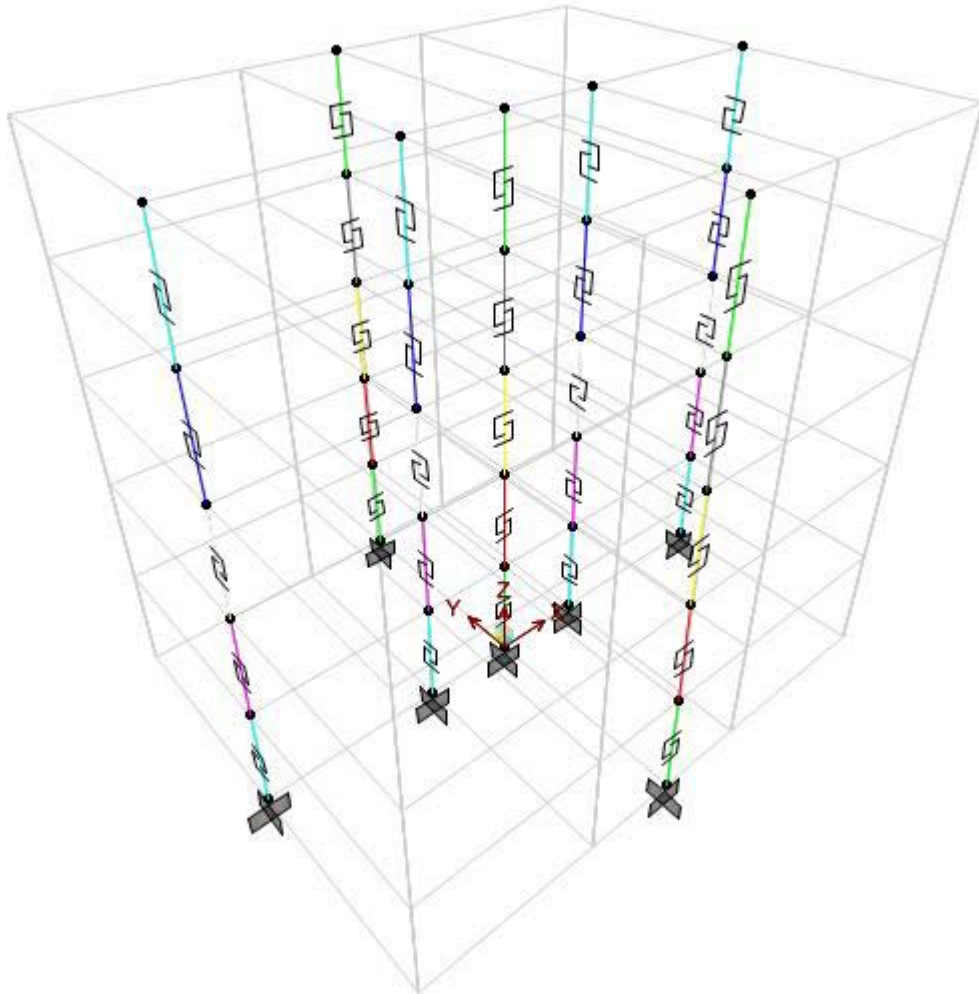
4.5 ANÁLISIS

Una vez que las fuerzas de fluencia de todos los elementos de resistencia lateral han sido calculadas para los tres modelos de acuerdo con los siete procedimientos de diseño, y utilizando los dos coeficientes de reducción de resistencia R , los modelos son sujetos a la componente N-S, del movimiento sísmico de El Centro (1940). Este acelerograma es aplicado a los diferentes modelos en un 100% en la dirección “y” y un 30% en la dirección “x”. Esta combinación representa la composición mas desfavorable para los modelos mono-asimétricos estudiados aquí.

Los modelos matemáticos se desarrollan en el programa de análisis y diseño SAP2000® y están conformados por elementos NLLINK, cuyas características bi-lineales de rigidez y de fluencia son obtenidas de los procedimientos de diseño antes expuestos. Cada elemento NLLINK, representa un elemento de resistencia lateral de piso, es decir, las características de rigidez y fluencia de un pórtico plano en el nivel considerado. La Fig. 4-17, muestra uno de los modelos desarrollado sobre esta plataforma.

Las demandas de ductilidad son calculadas para cada elemento de resistencia lateral y se muestran mas adelante. Con el propósito de presentar resultados claros y no muy extensos, solo son graficadas para cada modelo y cada procedimiento las demandas de ductilidad de los ejes A (borde rígido), ejes D (borde flexible) y ejes 1 (elemento transversal a la componente principal del sismo).

Luego estas demandas de ductilidad se normalizan para un análisis comparativo posterior, estas graficas también se muestran solo para los ejes anteriormente mencionados.

Fig. 4-17 Modelo del edificio utilizando los elementos NLLINK.

4.5.1 DEMANDAS DE DUCTILIDAD

A continuación se presenta el cálculo de las demandas de ductilidad para los tres modelos de acuerdo con cada procedimiento de diseño y utilizando los dos valores de reducción de resistencia. Estas demandas de ductilidad se calculan tomando los resultados del análisis no lineal tipo Time History por integración directa, y las propiedades de los elementos de resistencia lateral calculados por el método estático.

Tabla 4-13 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 1 – R = 3.5

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Quinto	A	0.006296 m	140.85 kN	05	168.86 kN	0.018816 m	2.99
	B	0.006296 m	140.85 kN	10	168.86 kN	0.018816 m	2.99
	C	0.006296 m	140.85 kN	15	168.86 kN	0.018816 m	2.99
	D	0.006296 m	140.85 kN	20	168.86 kN	0.018816 m	2.99
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Quinto	1	0.002265 m	56.34 kN	25	63.49 kN	0.005141 m	2.27
	2	0.002265 m	56.34 kN	30	63.49 kN	0.005141 m	2.27
	3	0.002265 m	56.34 kN	35	63.49 kN	0.005141 m	2.27

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Cuarto	A	0.012557 m	307.52 kN	04	334.41 kN	0.023539 m	1.87
	B	0.012557 m	307.52 kN	09	334.41 kN	0.023539 m	1.87
	C	0.012557 m	307.52 kN	14	334.41 kN	0.023539 m	1.87
	D	0.012557 m	307.52 kN	19	334.41 kN	0.023539 m	1.87
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Cuarto	1	0.004806 m	123.01 kN	24	135.70 kN	0.009807 m	2.04
	2	0.004806 m	123.01 kN	29	135.70 kN	0.009807 m	2.04
	3	0.004806 m	123.01 kN	34	135.70 kN	0.009807 m	2.04

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Tercero	A	0.017201 m	430.57 kN	03	454.20 kN	0.026664 m	1.55
	B	0.017201 m	430.57 kN	08	454.20 kN	0.026664 m	1.55
	C	0.017201 m	430.57 kN	13	454.20 kN	0.026664 m	1.55
	D	0.017201 m	430.57 kN	18	454.20 kN	0.026664 m	1.55
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Tercero	1	0.006687 m	172.23 kN	23	181.63 kN	0.010338 m	1.55
	2	0.006687 m	172.23 kN	28	181.63 kN	0.010338 m	1.55
	3	0.006687 m	172.23 kN	33	181.63 kN	0.010338 m	1.55

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Segundo	A	0.018969 m	510.80 kN	02	484.90 kN	0.019042 m	1.00
	B	0.018969 m	510.80 kN	07	484.90 kN	0.019042 m	1.00
	C	0.018969 m	510.80 kN	12	484.90 kN	0.019042 m	1.00
	D	0.018969 m	510.80 kN	17	484.90 kN	0.019042 m	1.00
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Segundo	1	0.007789 m	204.32 kN	22	216.47 kN	0.012427 m	1.60
	2	0.007789 m	204.32 kN	27	216.47 kN	0.012427 m	1.60
	3	0.007789 m	204.32 kN	32	216.47 kN	0.012427 m	1.60

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Primero	A	0.012373 m	549.42 kN	01	504.96 kN	0.040870 m	3.30
	B	0.012373 m	549.42 kN	06	504.96 kN	0.040870 m	3.30
	C	0.012373 m	549.42 kN	11	504.96 kN	0.040870 m	3.30
	D	0.012373 m	549.42 kN	16	504.96 kN	0.040870 m	3.30
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Primero	1	0.006378 m	219.77 kN	21	246.96 kN	0.014268 m	2.24
	2	0.006378 m	219.77 kN	26	246.96 kN	0.014268 m	2.24
	3	0.006378 m	219.77 kN	31	246.96 kN	0.014268 m	2.24

Tabla 4-14 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento I

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Quinto	A	0.007190 m	148.85 kN	05	174.55 kN	0.019601 m	2.73
	B	0.007351 m	135.22 kN	10	154.78 kN	0.017981 m	2.45
	C	0.007512 m	138.18 kN	15	157.43 kN	0.017972 m	2.39
	D	0.007673 m	141.15 kN	20	164.71 kN	0.020558 m	2.68
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Quinto	1	0.002725 m	59.21 kN	25	79.94 kN	0.012474 m	4.58
	2	0.002531 m	59.01 kN	30	68.72 kN	0.006700 m	2.65
	3	0.002725 m	59.21 kN	35	71.62 kN	0.008436 m	3.10

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Cuarto	A	0.011767 m	380.79 kN	04	402.05 kN	0.028708 m	2.44
	B	0.013187 m	255.57 kN	09	287.20 kN	0.031086 m	2.36
	C	0.014608 m	283.10 kN	14	322.36 kN	0.036730 m	2.51
	D	0.016029 m	310.64 kN	19	370.46 kN	0.050956 m	3.18
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Cuarto	1	0.007008 m	156.67 kN	24	198.60 kN	0.026538 m	3.79
	2	0.005303 m	131.92 kN	29	146.72 kN	0.012008 m	2.26
	3	0.007008 m	156.67 kN	34	176.29 kN	0.016242 m	2.32

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Tercero	A	0.014024 m	574.16 kN	03	606.40 kN	0.027740 m	1.98
	B	0.016785 m	328.64 kN	08	352.28 kN	0.029160 m	1.74
	C	0.019547 m	382.71 kN	13	405.54 kN	0.031551 m	1.61
	D	0.022309 m	436.78 kN	18	474.19 kN	0.041842 m	1.88
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Tercero	1	0.010688 m	240.59 kN	23	281.78 kN	0.029189 m	2.73
	2	0.007374 m	184.70 kN	28	196.54 kN	0.012190 m	1.65
	3	0.010688 m	240.59 kN	33	253.28 kN	0.016486 m	1.54

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Segundo	A	0.013249 m	730.82 kN	02	755.62 kN	0.024082 m	1.82
	B	0.017381 m	353.43 kN	07	363.64 kN	0.023647 m	1.36
	C	0.021514 m	437.46 kN	12	452.64 kN	0.031222 m	1.45
	D	0.025646 m	521.49 kN	17	558.36 kN	0.045540 m	1.78
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Segundo	1	0.013535 m	309.31 kN	22	343.52 kN	0.028500 m	2.11
	2	0.008576 m	220.99 kN	27	227.51 kN	0.011270 m	1.31
	3	0.013535 m	309.31 kN	32	314.26 kN	0.016690 m	1.23

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.006849 m	845.53 kN	01	867.41 kN	0.009226 m	1.35
	B	0.010983 m	327.45 kN	06	347.31 kN	0.017649 m	1.61
	C	0.015117 m	450.71 kN	11	496.96 kN	0.030627 m	2.03
	D	0.019251 m	573.97 kN	16	646.65 kN	0.043627 m	2.27
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.011838 m	343.74 kN	21	384.50 kN	0.027419 m	2.32
	2	0.006877 m	259.92 kN	26	275.57 kN	0.011027 m	1.60
	3	0.011838 m	343.74 kN	31	346.07 kN	0.014040 m	1.19

Tabla 4-15 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento II

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.007424 m	153.70 kN	05	188.45 kN	0.024209 m	3.26
	B	0.007424 m	136.57 kN	10	162.31 kN	0.021418 m	2.89
	C	0.007512 m	138.18 kN	15	160.87 kN	0.019844 m	2.64
	D	0.007673 m	141.15 kN	20	166.95 kN	0.021701 m	2.83
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.002725 m	59.21 kN	25	79.13 kN	0.012136 m	4.45
	2	0.002531 m	59.01 kN	30	71.49 kN	0.007885 m	3.11
	3	0.002725 m	59.21 kN	35	73.65 kN	0.009373 m	3.44

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.013592 m	439.87 kN	04	461.12 kN	0.031643 m	2.33
	B	0.013592 m	263.41 kN	09	297.87 kN	0.033052 m	2.43
	C	0.014608 m	283.10 kN	14	323.65 kN	0.037433 m	2.56
	D	0.016029 m	310.64 kN	19	371.29 kN	0.051378 m	3.21
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.007008 m	156.67 kN	24	198.11 kN	0.026899 m	3.84
	2	0.005303 m	131.92 kN	29	141.60 kN	0.009812 m	1.85
	3	0.007008 m	156.67 kN	34	183.87 kN	0.019728 m	2.81

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.017278 m	707.41 kN	03	725.24 kN	0.028251 m	1.64
	B	0.017278 m	338.29 kN	08	360.65 kN	0.029002 m	1.68
	C	0.019547 m	382.71 kN	13	406.24 kN	0.031911 m	1.63
	D	0.022309 m	436.78 kN	18	473.41 kN	0.042436 m	1.90
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.010688 m	240.59 kN	23	277.24 kN	0.027155 m	2.54
	2	0.007374 m	184.70 kN	28	193.62 kN	0.011026 m	1.50
	3	0.010688 m	240.59 kN	33	255.66 kN	0.017519 m	1.64

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.017589 m	970.23 kN	02	934.80 kN	0.024614 m	1.40
	B	0.017589 m	357.66 kN	07	369.31 kN	0.024326 m	1.38
	C	0.021514 m	437.46 kN	12	452.83 kN	0.031294 m	1.45
	D	0.025646 m	521.49 kN	17	560.53 kN	0.046631 m	1.82
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.013535 m	309.31 kN	22	342.45 kN	0.028035 m	2.07
	2	0.008576 m	220.99 kN	27	225.81 kN	0.010712 m	1.25
	3	0.013535 m	309.31 kN	32	318.65 kN	0.018039 m	1.33

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.010322 m	1274.37 kN	01	1033.57 kN	0.008453 m	0.82
	B	0.010983 m	327.45 kN	06	350.86 kN	0.018838 m	1.72
	C	0.015117 m	450.71 kN	11	498.75 kN	0.031229 m	2.07
	D	0.019251 m	573.97 kN	16	647.73 kN	0.044021 m	2.29
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.011838 m	343.74 kN	21	385.33 kN	0.027262 m	2.30
	2	0.006877 m	259.92 kN	26	274.33 kN	0.011111 m	1.62
	3	0.011838 m	343.74 kN	31	344.90 kN	0.013874 m	1.17

Tabla 4-16 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento III

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.007307 m	151.28 kN	05	181.95 kN	0.022120 m	3.03
	B	0.007387 m	135.89 kN	10	159.30 kN	0.020111 m	2.72
	C	0.007556 m	138.99 kN	15	162.31 kN	0.020232 m	2.68
	D	0.007797 m	143.43 kN	20	171.84 kN	0.023236 m	2.98
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.002821 m	61.31 kN	25	89.20 kN	0.015659 m	5.55
	2	0.002531 m	59.01 kN	30	73.93 kN	0.008933 m	3.53
	3	0.002821 m	61.31 kN	35	78.46 kN	0.010718 m	3.80

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.012679 m	410.33 kN	04	431.76 kN	0.030249 m	2.39
	B	0.013390 m	259.49 kN	09	292.92 kN	0.032280 m	2.41
	C	0.015116 m	292.95 kN	14	336.33 kN	0.039509 m	2.61
	D	0.017247 m	334.25 kN	19	400.10 kN	0.054771 m	3.18
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.007861 m	175.72 kN	24	229.26 kN	0.032724 m	4.16
	2	0.005303 m	131.92 kN	29	157.14 kN	0.016478 m	3.11
	3	0.007861 m	175.72 kN	34	200.08 kN	0.019297 m	2.45

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.015651 m	640.78 kN	03	670.42 kN	0.029108 m	1.86
	B	0.017032 m	333.47 kN	08	357.91 kN	0.029825 m	1.75
	C	0.020681 m	404.92 kN	13	430.72 kN	0.034218 m	1.65
	D	0.024824 m	486.02 kN	18	527.25 kN	0.047626 m	1.92
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.012345 m	277.89 kN	23	322.65 kN	0.032455 m	2.63
	2	0.007374 m	184.70 kN	28	200.69 kN	0.013851 m	1.88
	3	0.012345 m	277.89 kN	33	293.28 kN	0.019369 m	1.57

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Segundo	A	0.015419 m	850.53 kN	02	858.50 kN	0.024687 m	1.60
	B	0.017485 m	355.54 kN	07	374.09 kN	0.027640 m	1.58
	C	0.023476 m	477.36 kN	12	498.47 kN	0.035172 m	1.50
	D	0.029675 m	603.40 kN	17	636.14 kN	0.047573 m	1.60
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Segundo	1	0.016014 m	365.98 kN	22	393.63 kN	0.028112 m	1.76
	2	0.008576 m	220.99 kN	27	227.19 kN	0.011267 m	1.31
	3	0.016014 m	365.98 kN	32	358.09 kN	0.016842 m	1.05

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Primero	A	0.008586 m	1059.95 kN	01	996.11 kN	0.008779 m	1.02
	B	0.011313 m	337.30 kN	06	347.47 kN	0.015412 m	1.36
	C	0.017514 m	522.19 kN	11	541.15 kN	0.024113 m	1.38
	D	0.023715 m	707.07 kN	16	733.40 kN	0.034245 m	1.44
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Primero	1	0.014319 m	415.76 kN	21	429.02 kN	0.020447 m	1.43
	2	0.006877 m	259.92 kN	26	262.96 kN	0.008349 m	1.21
	3	0.014319 m	415.76 kN	31	373.02 kN	0.013265 m	0.93

Tabla 4-17 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento IV

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Quinto	A	0.006871 m	142.26 kN	05	169.66 kN	0.020103 m	2.93
	B	0.007251 m	133.39 kN	10	154.79 kN	0.018885 m	2.60
	C	0.007631 m	140.38 kN	15	162.51 kN	0.019661 m	2.58
	D	0.008011 m	147.37 kN	20	173.31 kN	0.022114 m	2.76
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Quinto	1	0.002987 m	64.91 kN	25	88.83 kN	0.013996 m	4.69
	2	0.002531 m	59.01 kN	30	74.53 kN	0.009190 m	3.63
	3	0.002987 m	64.91 kN	35	82.40 kN	0.011034 m	3.69

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.011767 m	380.79 kN	04	400.84 kN	0.028138 m	2.39
	B	0.013187 m	255.57 kN	09	286.52 kN	0.030719 m	2.33
	C	0.015116 m	292.95 kN	14	337.58 kN	0.040186 m	2.66
	D	0.017247 m	334.25 kN	19	399.03 kN	0.053803 m	3.12
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.007861 m	175.72 kN	24	226.59 kN	0.031496 m	4.01
	2	0.005303 m	131.92 kN	29	156.85 kN	0.016354 m	3.08
	3	0.007861 m	175.72 kN	34	197.12 kN	0.017934 m	2.28

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Tercero	A	0.014024 m	574.16 kN	03	606.85 kN	0.027875 m	1.99
	B	0.016785 m	328.64 kN	08	352.39 kN	0.029214 m	1.74
	C	0.020681 m	404.92 kN	13	431.65 kN	0.034696 m	1.68
	D	0.024824 m	486.02 kN	18	527.41 kN	0.047174 m	1.90
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Tercero	1	0.012345 m	277.89 kN	23	325.48 kN	0.033722 m	2.73
	2	0.007374 m	184.70 kN	28	204.14 kN	0.015240 m	2.07
	3	0.012345 m	277.89 kN	33	290.55 kN	0.018202 m	1.47

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Segundo	A	0.013249 m	730.82 kN	02	755.57 kN	0.024069 m	1.82
	B	0.017381 m	353.43 kN	07	371.63 kN	0.027358 m	1.57
	C	0.023476 m	477.36 kN	12	498.98 kN	0.035433 m	1.51
	D	0.029675 m	603.40 kN	17	637.13 kN	0.048077 m	1.62
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Segundo	1	0.016014 m	365.98 kN	22	394.81 kN	0.028632 m	1.79
	2	0.008576 m	220.99 kN	27	229.99 kN	0.012113 m	1.41
	3	0.016014 m	365.98 kN	32	348.04 kN	0.015996 m	1.00

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.006849 m	845.53 kN	01	867.91 kN	0.009244 m	1.35
	B	0.011313 m	337.30 kN	06	347.64 kN	0.014934 m	1.32
	C	0.017514 m	522.19 kN	11	540.17 kN	0.023811 m	1.36
	D	0.023715 m	707.07 kN	16	732.88 kN	0.033782 m	1.42
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.014319 m	415.76 kN	21	429.43 kN	0.020340 m	1.42
	2	0.006877 m	259.92 kN	26	263.43 kN	0.008387 m	1.22
	3	0.014319 m	415.76 kN	31	368.76 kN	0.013061 m	0.91

Tabla 4-18 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento V

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.007307 m	151.28 kN	05	180.76 kN	0.021546 m	2.95
	B	0.007387 m	135.89 kN	10	160.37 kN	0.020692 m	2.80
	C	0.007657 m	140.86 kN	15	178.54 kN	0.028139 m	3.67
	D	0.008085 m	148.72 kN	20	212.77 kN	0.042901 m	5.31
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.003044 m	66.15 kN	25	124.32 kN	0.029810 m	9.79
	2	0.002531 m	59.01 kN	30	89.65 kN	0.015677 m	6.19
	3	0.003044 m	66.15 kN	35	82.39 kN	0.010515 m	3.45

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.012679 m	410.33 kN	04	431.65 kN	0.030380 m	2.40
	B	0.013390 m	259.49 kN	09	292.33 kN	0.031955 m	2.39
	C	0.016496 m	319.69 kN	14	365.97 kN	0.042534 m	2.58
	D	0.020557 m	398.39 kN	19	458.85 kN	0.054522 m	2.65
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.010176 m	227.49 kN	24	293.50 kN	0.040846 m	4.01
	2	0.005303 m	131.92 kN	29	173.58 kN	0.023532 m	4.44
	3	0.010176 m	227.49 kN	34	234.37 kN	0.013888 m	1.36

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.015651 m	640.78 kN	03	671.25 kN	0.029348 m	1.88
	B	0.017032 m	333.47 kN	08	358.42 kN	0.030080 m	1.77
	C	0.024052 m	470.91 kN	13	510.95 kN	0.044964 m	1.87
	D	0.032297 m	632.35 kN	18	684.99 kN	0.059847 m	1.85
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.017269 m	388.72 kN	23	429.12 kN	0.035462 m	2.05
	2	0.007374 m	184.70 kN	28	202.79 kN	0.015026 m	2.04
	3	0.017269 m	388.72 kN	33	380.78 kN	0.018851 m	1.09

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.015419 m	850.53 kN	02	859.08 kN	0.024764 m	1.61
	B	0.017485 m	355.54 kN	07	374.56 kN	0.027871 m	1.59
	C	0.029911 m	608.21 kN	12	619.40 kN	0.037785 m	1.26
	D	0.042885 m	872.04 kN	17	868.33 kN	0.050499 m	1.18
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.024145 m	551.80 kN	22	552.45 kN	0.027907 m	1.16
	2	0.008576 m	220.99 kN	27	224.82 kN	0.010620 m	1.24
	3	0.024145 m	551.80 kN	32	408.43 kN	0.017953 m	0.74

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.008586 m	1059.95 kN	01	1053.99 kN	0.009712 m	1.13
	B	0.012562 m	374.55 kN	06	386.82 kN	0.016761 m	1.33
	C	0.026584 m	792.60 kN	11	693.68 kN	0.023867 m	0.90
	D	0.040605 m	1210.66 kN	16	949.08 kN	0.031906 m	0.79
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.023703 m	688.25 kN	21	521.79 kN	0.018029 m	0.76
	2	0.006877 m	259.92 kN	26	268.51 kN	0.009550 m	1.39
	3	0.023703 m	688.25 kN	31	388.81 kN	0.013392 m	0.56

Tabla 4-19 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento VI

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.007076 m	146.51 kN	05	178.80 kN	0.022675 m	3.20
	B	0.007315 m	134.57 kN	10	160.42 kN	0.021368 m	2.92
	C	0.007624 m	140.25 kN	15	172.31 kN	0.025050 m	3.29
	D	0.007991 m	147.01 kN	20	203.21 kN	0.038541 m	4.82
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.002972 m	64.58 kN	25	113.26 kN	0.025373 m	8.54
	2	0.002531 m	59.01 kN	30	84.94 kN	0.013656 m	5.39
	3	0.002972 m	64.58 kN	35	81.74 kN	0.010867 m	3.66

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.012679 m	410.33 kN	04	430.96 kN	0.029877 m	2.36
	B	0.013390 m	259.49 kN	09	292.17 kN	0.031871 m	2.38
	C	0.016024 m	310.54 kN	14	354.57 kN	0.040814 m	2.55
	D	0.019424 m	376.44 kN	19	435.79 kN	0.052727 m	2.71
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.009384 m	209.77 kN	24	272.66 kN	0.038592 m	4.11
	2	0.005303 m	131.92 kN	29	170.07 kN	0.022023 m	4.15
	3	0.009384 m	209.77 kN	34	224.74 kN	0.016552 m	1.76

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.015651 m	640.78 kN	03	670.94 kN	0.029258 m	1.87
	B	0.017032 m	333.47 kN	08	357.48 kN	0.029605 m	1.74
	C	0.022869 m	447.75 kN	13	482.92 kN	0.041257 m	1.80
	D	0.029674 m	581.00 kN	18	630.14 kN	0.055358 m	1.87
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.015541 m	349.82 kN	23	394.99 kN	0.035853 m	2.31
	2	0.007374 m	184.70 kN	28	204.00 kN	0.015183 m	2.06
	3	0.015541 m	349.82 kN	33	358.58 kN	0.020221 m	1.30

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Segundo	A	0.015419 m	850.53 kN	02	858.48 kN	0.024683 m	1.60
	B	0.017485 m	355.54 kN	07	373.99 kN	0.027582 m	1.58
	C	0.027596 m	561.14 kN	12	573.86 kN	0.036161 m	1.31
	D	0.038133 m	775.40 kN	17	795.44 kN	0.051234 m	1.34
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Segundo	1	0.021220 m	484.95 kN	22	500.87 kN	0.028644 m	1.35
	2	0.008576 m	220.99 kN	27	228.13 kN	0.011428 m	1.33
	3	0.021220 m	484.95 kN	32	403.71 kN	0.017892 m	0.84

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Primero	A	0.008586 m	1059.95 kN	01	1018.64 kN	0.009422 m	1.10
	B	0.012099 m	360.73 kN	06	371.38 kN	0.015762 m	1.30
	C	0.023219 m	692.27 kN	11	649.19 kN	0.022713 m	0.98
	D	0.034339 m	1023.81 kN	16	908.22 kN	0.031210 m	0.91
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Primero	1	0.020221 m	587.15 kN	21	498.21 kN	0.017441 m	0.86
	2	0.006877 m	259.92 kN	26	267.89 kN	0.009310 m	1.35
	3	0.020221 m	587.15 kN	31	364.45 kN	0.012559 m	0.62

Tabla 4-20 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 3.5 – Procedimiento VII

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Quinto	A	0.007960 m	164.80 kN	05	186.92 kN	0.018647 m	2.34
	B	0.007591 m	139.65 kN	10	157.69 kN	0.017397 m	2.29
	C	0.007801 m	143.50 kN	15	161.90 kN	0.017804 m	2.28
	D	0.008491 m	156.20 kN	20	177.12 kN	0.019863 m	2.34
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Quinto	1	0.003360 m	73.01 kN	25	94.04 kN	0.013037 m	3.88
	2	0.002531 m	59.01 kN	30	71.48 kN	0.007882 m	3.11
	3	0.003360 m	73.01 kN	35	83.70 kN	0.008279 m	2.46

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.013039 m	421.98 kN	04	439.81 kN	0.029204 m	2.24
	B	0.013469 m	261.03 kN	09	292.65 kN	0.031377 m	2.33
	C	0.015316 m	296.83 kN	14	338.33 kN	0.038694 m	2.53
	D	0.017728 m	343.56 kN	19	405.26 kN	0.054002 m	3.05
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.008197 m	183.23 kN	24	225.70 kN	0.027973 m	3.41
	2	0.005303 m	131.92 kN	29	148.87 kN	0.012931 m	2.44
	3	0.008197 m	183.23 kN	34	201.42 kN	0.016800 m	2.05

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.015542 m	636.33 kN	03	663.97 kN	0.028377 m	1.83
	B	0.017015 m	333.15 kN	08	356.75 kN	0.029376 m	1.73
	C	0.020606 m	403.44 kN	13	428.65 kN	0.033842 m	1.64
	D	0.024656 m	482.73 kN	18	524.10 kN	0.046885 m	1.90
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.012234 m	275.40 kN	23	315.57 kN	0.030289 m	2.48
	2	0.007374 m	184.70 kN	28	198.14 kN	0.012831 m	1.74
	3	0.012234 m	275.40 kN	33	289.31 kN	0.018611 m	1.52

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.014696 m	810.68 kN	02	828.16 kN	0.024937 m	1.70
	B	0.017450 m	354.84 kN	07	369.80 kN	0.025802 m	1.48
	C	0.022823 m	464.08 kN	12	480.68 kN	0.032213 m	1.41
	D	0.028333 m	576.13 kN	17	607.75 kN	0.045764 m	1.62
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.015189 m	347.11 kN	22	379.80 kN	0.029489 m	1.94
	2	0.008576 m	220.99 kN	27	228.62 kN	0.011621 m	1.36
	3	0.015189 m	347.11 kN	32	343.47 kN	0.016941 m	1.12

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.007639 m	943.03 kN	01	944.33 kN	0.008791 m	1.15
	B	0.011133 m	331.93 kN	06	354.35 kN	0.018659 m	1.68
	C	0.016207 m	483.21 kN	11	527.88 kN	0.031188 m	1.92
	D	0.021281 m	634.49 kN	16	701.68 kN	0.043815 m	2.06
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.012966 m	376.49 kN	21	414.54 kN	0.026642 m	2.05
	2	0.006877 m	259.92 kN	26	279.05 kN	0.011943 m	1.74
	3	0.012966 m	376.49 kN	31	368.04 kN	0.013989 m	1.08

Tabla 4-21 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento I

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.003993 m	89.33 kN	05	101.60 kN	0.009501 m	2.38
	B	0.005528 m	123.68 kN	10	132.11 kN	0.009557 m	1.73
	C	0.007064 m	158.02 kN	15	178.76 kN	0.016331 m	2.31
	D	0.008599 m	192.37 kN	20	225.58 kN	0.023446 m	2.73
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.004107 m	102.17 kN	25	127.81 kN	0.014415 m	3.51
	2	0.002265 m	56.34 kN	30	67.02 kN	0.006576 m	2.90
	3	0.004107 m	102.17 kN	35	110.08 kN	0.007288 m	1.77

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.007854 m	192.35 kN	04	204.07 kN	0.013838 m	1.76
	B	0.010990 m	269.13 kN	09	282.88 kN	0.018202 m	1.66
	C	0.014125 m	345.92 kN	14	373.36 kN	0.027734 m	1.96
	D	0.017260 m	422.70 kN	19	475.18 kN	0.042352 m	2.45
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.008568 m	219.32 kN	24	261.24 kN	0.026934 m	3.14
	2	0.004806 m	123.01 kN	29	136.05 kN	0.010188 m	2.12
	3	0.008568 m	219.32 kN	34	221.97 kN	0.011432 m	1.33

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.010721 m	268.37 kN	03	297.75 kN	0.022957 m	2.14
	B	0.015041 m	376.50 kN	08	397.42 kN	0.023937 m	1.59
	C	0.019361 m	484.64 kN	13	500.09 kN	0.026552 m	1.37
	D	0.023682 m	592.78 kN	18	627.81 kN	0.038514 m	1.63
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.011871 m	305.75 kN	23	356.22 kN	0.031660 m	2.67
	2	0.006687 m	172.23 kN	28	187.77 kN	0.012800 m	1.91
	3	0.011871 m	305.75 kN	33	284.39 kN	0.011629 m	0.98

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.011678 m	314.48 kN	02	361.09 kN	0.031185 m	2.67
	B	0.016539 m	445.36 kN	07	470.01 kN	0.027651 m	1.67
	C	0.021399 m	576.24 kN	12	603.17 kN	0.034122 m	1.59
	D	0.026259 m	707.12 kN	17	751.82 kN	0.046121 m	1.76
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.013621 m	357.32 kN	22	402.56 kN	0.030870 m	2.27
	2	0.007789 m	204.32 kN	27	213.52 kN	0.011342 m	1.46
	3	0.013621 m	357.32 kN	32	364.03 kN	0.017189 m	1.26

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.007242 m	321.60 kN	01	367.56 kN	0.017592 m	2.43
	B	0.010663 m	473.48 kN	06	487.97 kN	0.014379 m	1.35
	C	0.014083 m	625.36 kN	11	688.16 kN	0.028228 m	2.00
	D	0.017503 m	777.23 kN	16	886.74 kN	0.042164 m	2.41
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.010482 m	361.20 kN	21	413.38 kN	0.025625 m	2.44
	2	0.006378 m	219.77 kN	26	234.94 kN	0.011355 m	1.78
	3	0.010482 m	361.20 kN	31	362.83 kN	0.012623 m	1.20

Tabla 4-22 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento II

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.006296 m	140.85 kN	05	145.89 kN	0.008981 m	1.43
	B	0.006296 m	140.85 kN	10	147.16 kN	0.009154 m	1.45
	C	0.007064 m	158.02 kN	15	176.14 kN	0.015161 m	2.15
	D	0.008599 m	192.37 kN	20	225.48 kN	0.023399 m	2.72
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.004107 m	102.17 kN	25	127.55 kN	0.014310 m	3.48
	2	0.002265 m	56.34 kN	30	64.55 kN	0.005780 m	2.55
	3	0.004107 m	102.17 kN	35	110.36 kN	0.007405 m	1.80

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.012557 m	307.52 kN	04	317.82 kN	0.018616 m	1.48
	B	0.012557 m	307.52 kN	09	315.18 kN	0.017621 m	1.40
	C	0.014125 m	345.92 kN	14	371.77 kN	0.027043 m	1.91
	D	0.017260 m	422.70 kN	19	474.07 kN	0.041858 m	2.43
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.008568 m	219.32 kN	24	264.98 kN	0.027173 m	3.17
	2	0.004806 m	123.01 kN	29	137.81 kN	0.010893 m	2.27
	3	0.008568 m	219.32 kN	34	235.24 kN	0.015345 m	1.79

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.017201 m	430.57 kN	03	451.72 kN	0.026274 m	1.53
	B	0.017201 m	430.57 kN	08	447.18 kN	0.024598 m	1.43
	C	0.019361 m	484.64 kN	13	500.50 kN	0.026713 m	1.38
	D	0.023682 m	592.78 kN	18	625.57 kN	0.037598 m	1.59
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.011871 m	305.75 kN	23	355.54 kN	0.031394 m	2.64
	2	0.006687 m	172.23 kN	28	183.30 kN	0.011056 m	1.65
	3	0.011871 m	305.75 kN	33	301.11 kN	0.013092 m	1.10

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Segundo	A	0.018969 m	510.80 kN	02	544.62 kN	0.033930 m	1.79
	B	0.018969 m	510.80 kN	07	533.62 kN	0.029646 m	1.56
	C	0.021399 m	576.24 kN	12	602.17 kN	0.033562 m	1.57
	D	0.026259 m	707.12 kN	17	754.02 kN	0.046989 m	1.79
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Segundo	1	0.013621 m	357.32 kN	22	402.24 kN	0.030748 m	2.26
	2	0.007789 m	204.32 kN	27	211.63 kN	0.010669 m	1.37
	3	0.013621 m	357.32 kN	32	350.72 kN	0.015304 m	1.12

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Primero	A	0.012373 m	549.42 kN	01	588.26 kN	0.021125 m	1.71
	B	0.012373 m	549.42 kN	06	564.17 kN	0.016030 m	1.30
	C	0.014083 m	625.36 kN	11	681.94 kN	0.026829 m	1.91
	D	0.017503 m	777.23 kN	16	882.84 kN	0.041285 m	2.36
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Primero	1	0.010482 m	361.20 kN	21	412.91 kN	0.025489 m	2.43
	2	0.006378 m	219.77 kN	26	234.88 kN	0.011375 m	1.78
	3	0.010482 m	361.20 kN	31	363.74 kN	0.012488 m	1.19

Tabla 4-23 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento III

Nivel	Eje	u_y	$V_y+0.3V_x$	NLLINK	V3	u_m	μ
Quinto	A	0.005145 m	115.09 kN	05	123.13 kN	0.009084 m	1.77
	B	0.005912 m	132.26 kN	10	139.09 kN	0.009007 m	1.52
	C	0.007447 m	166.61 kN	15	186.00 kN	0.016116 m	2.16
	D	0.009750 m	218.12 kN	20	249.62 kN	0.023829 m	2.44
Nivel	Eje	u_y	$0.3V_x+V_y$		V2	u_m	μ
Quinto	1	0.005028 m	125.08 kN	25	152.30 kN	0.015972 m	3.18
	2	0.002265 m	56.34 kN	30	69.58 kN	0.007588 m	3.35
	3	0.005028 m	125.08 kN	35	129.12 kN	0.006679 m	1.33

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.010206 m	249.94 kN	04	261.22 kN	0.017324 m	1.70
	B	0.011773 m	288.33 kN	09	299.45 kN	0.018033 m	1.53
	C	0.014909 m	365.11 kN	14	396.97 kN	0.030563 m	2.05
	D	0.019612 m	480.29 kN	19	536.22 kN	0.046471 m	2.37
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.010449 m	267.47 kN	24	309.67 kN	0.027800 m	2.66
	2	0.004806 m	123.01 kN	29	138.52 kN	0.011469 m	2.39
	3	0.010449 m	267.47 kN	34	258.95 kN	0.013525 m	1.29

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.013961 m	349.47 kN	03	372.73 kN	0.023768 m	1.70
	B	0.016121 m	403.54 kN	08	421.29 kN	0.023847 m	1.48
	C	0.020441 m	511.68 kN	13	522.21 kN	0.026298 m	1.29
	D	0.026922 m	673.88 kN	18	712.05 kN	0.043116 m	1.60
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.014463 m	372.52 kN	23	422.90 kN	0.034238 m	2.37
	2	0.006687 m	172.23 kN	28	190.38 kN	0.013820 m	2.07
	3	0.014463 m	372.52 kN	33	318.50 kN	0.012749 m	0.88

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.015324 m	412.64 kN	02	453.98 kN	0.032999 m	2.15
	B	0.017754 m	478.08 kN	07	502.61 kN	0.028942 m	1.63
	C	0.022614 m	608.96 kN	12	635.16 kN	0.034998 m	1.55
	D	0.029905 m	805.28 kN	17	843.00 kN	0.047273 m	1.58
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.016538 m	433.82 kN	22	479.23 kN	0.033851 m	2.05
	2	0.007789 m	204.32 kN	27	215.01 kN	0.011881 m	1.53
	3	0.016538 m	433.82 kN	32	386.57 kN	0.015281 m	0.92

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.009808 m	435.51 kN	01	482.13 kN	0.020306 m	2.07
	B	0.011518 m	511.45 kN	06	528.82 kN	0.015536 m	1.35
	C	0.014938 m	663.33 kN	11	724.06 kN	0.028620 m	1.92
	D	0.020069 m	891.14 kN	16	992.77 kN	0.042954 m	2.14
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.012534 m	431.92 kN	21	483.52 kN	0.027511 m	2.19
	2	0.006378 m	219.77 kN	26	240.48 kN	0.012390 m	1.94
	3	0.012534 m	431.92 kN	31	366.49 kN	0.010911 m	0.87

Tabla 4-24 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento IV

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.003993 m	89.33 kN	05	99.61 kN	0.008606 m	2.16
	B	0.005528 m	123.68 kN	10	134.94 kN	0.010790 m	1.95
	C	0.007447 m	166.61 kN	15	189.14 kN	0.017518 m	2.35
	D	0.009750 m	218.12 kN	20	251.06 kN	0.024471 m	2.51
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.005028 m	125.08 kN	25	149.04 kN	0.014662 m	2.92
	2	0.002265 m	56.34 kN	30	69.47 kN	0.007546 m	3.33
	3	0.005028 m	125.08 kN	35	129.82 kN	0.007034 m	1.40

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.007854 m	192.35 kN	04	204.21 kN	0.014697 m	1.87
	B	0.010990 m	269.13 kN	09	283.42 kN	0.018510 m	1.68
	C	0.014909 m	365.11 kN	14	398.57 kN	0.031277 m	2.10
	D	0.019612 m	480.29 kN	19	536.31 kN	0.046512 m	2.37
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.010449 m	267.47 kN	24	309.76 kN	0.027753 m	2.66
	2	0.004806 m	123.01 kN	29	140.40 kN	0.011935 m	2.48
	3	0.010449 m	267.47 kN	34	255.59 kN	0.011851 m	1.13

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.010721 m	268.37 kN	03	297.53 kN	0.022868 m	2.13
	B	0.015041 m	376.50 kN	08	397.25 kN	0.023868 m	1.59
	C	0.020441 m	511.68 kN	13	523.92 kN	0.026339 m	1.29
	D	0.026922 m	673.88 kN	18	715.83 kN	0.044657 m	1.66
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.014463 m	372.52 kN	23	427.75 kN	0.036129 m	2.50
	2	0.006687 m	172.23 kN	28	193.63 kN	0.015090 m	2.26
	3	0.014463 m	372.52 kN	33	288.11 kN	0.011308 m	0.78

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.011678 m	314.48 kN	02	361.46 kN	0.031331 m	2.68
	B	0.016539 m	445.36 kN	07	470.21 kN	0.027730 m	1.68
	C	0.022614 m	608.96 kN	12	633.25 kN	0.034296 m	1.52
	D	0.029905 m	805.28 kN	17	839.41 kN	0.045866 m	1.53
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.016538 m	433.82 kN	22	476.47 kN	0.032799 m	1.98
	2	0.007789 m	204.32 kN	27	216.95 kN	0.012608 m	1.62
	3	0.016538 m	433.82 kN	32	398.80 kN	0.015908 m	0.96

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.007242 m	321.60 kN	01	367.75 kN	0.017635 m	2.43
	B	0.010663 m	473.48 kN	06	493.28 kN	0.015361 m	1.44
	C	0.014938 m	663.33 kN	11	727.00 kN	0.029280 m	1.96
	D	0.020069 m	891.14 kN	16	993.85 kN	0.043199 m	2.15
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.012534 m	431.92 kN	21	482.55 kN	0.027227 m	2.17
	2	0.006378 m	219.77 kN	26	240.46 kN	0.012385 m	1.94
	3	0.012534 m	431.92 kN	31	382.80 kN	0.011449 m	0.91

Tabla 4-25 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento V

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.005145 m	115.09 kN	05	121.28 kN	0.008702 m	1.69
	B	0.005912 m	132.26 kN	10	145.02 kN	0.011616 m	1.96
	C	0.008752 m	195.80 kN	15	220.85 kN	0.019948 m	2.28
	D	0.013665 m	305.70 kN	20	338.40 kN	0.028281 m	2.07
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.008160 m	202.98 kN	25	227.41 kN	0.017979 m	2.20
	2	0.002265 m	56.34 kN	30	70.93 kN	0.008130 m	3.59
	3	0.008160 m	202.98 kN	35	177.82 kN	0.007433 m	0.91

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.010206 m	249.94 kN	04	278.20 kN	0.023815 m	2.33
	B	0.011773 m	288.33 kN	09	311.36 kN	0.023186 m	1.97
	C	0.017574 m	430.38 kN	14	474.66 kN	0.039034 m	2.22
	D	0.027607 m	676.08 kN	19	733.53 kN	0.055915 m	2.03
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.016845 m	431.19 kN	24	471.37 kN	0.033749 m	2.00
	2	0.004806 m	123.01 kN	29	146.70 kN	0.014469 m	3.01
	3	0.016845 m	431.19 kN	34	371.07 kN	0.015263 m	0.91

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Tercero	A	0.013961 m	349.47 kN	03	379.89 kN	0.027111 m	1.94
	B	0.016121 m	403.54 kN	08	432.11 kN	0.028376 m	1.76
	C	0.024114 m	603.59 kN	13	629.64 kN	0.035412 m	1.47
	D	0.037938 m	949.63 kN	18	980.55 kN	0.053112 m	1.40
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Tercero	1	0.023276 m	599.51 kN	23	641.41 kN	0.039811 m	1.71
	2	0.006687 m	172.23 kN	28	196.39 kN	0.016167 m	2.42
	3	0.023276 m	599.51 kN	33	397.32 kN	0.015544 m	0.67

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.015324 m	412.64 kN	02	454.19 kN	0.033084 m	2.16
	B	0.017754 m	478.08 kN	07	512.65 kN	0.033519 m	1.89
	C	0.026746 m	720.21 kN	12	749.17 kN	0.040422 m	1.51
	D	0.042299 m	1139.03 kN	17	1154.48 kN	0.053826 m	1.27
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.026453 m	693.91 kN	22	717.96 kN	0.036052 m	1.36
	2	0.007789 m	204.32 kN	27	220.24 kN	0.013880 m	1.78
	3	0.026453 m	693.91 kN	32	443.72 kN	0.016932 m	0.64

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.009808 m	435.51 kN	01	482.28 kN	0.020341 m	2.07
	B	0.011518 m	511.45 kN	06	547.56 kN	0.019673 m	1.71
	C	0.017845 m	792.42 kN	11	864.00 kN	0.033966 m	1.90
	D	0.028790 m	1278.43 kN	16	1364.73 kN	0.048258 m	1.68
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.019512 m	672.35 kN	21	711.09 kN	0.030770 m	1.58
	2	0.006378 m	219.77 kN	26	250.07 kN	0.015171 m	2.38
	3	0.019512 m	672.35 kN	31	459.22 kN	0.013347 m	0.68

Tabla 4-26 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento VI

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.005145 m	115.09 kN	05	121.86 kN	0.008232 m	1.60
	B	0.005912 m	132.26 kN	10	143.52 kN	0.010944 m	1.85
	C	0.008279 m	185.21 kN	15	208.74 kN	0.018798 m	2.27
	D	0.012245 m	273.93 kN	20	306.34 kN	0.026730 m	2.18
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.007024 m	174.72 kN	25	199.15 kN	0.016842 m	2.40
	2	0.002265 m	56.34 kN	30	69.22 kN	0.007448 m	3.29
	3	0.007024 m	174.72 kN	35	164.19 kN	0.007081 m	1.01

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.010206 m	249.94 kN	04	269.90 kN	0.020285 m	1.99
	B	0.011773 m	288.33 kN	09	304.55 kN	0.021076 m	1.79
	C	0.016607 m	406.70 kN	14	447.64 kN	0.036480 m	2.20
	D	0.024707 m	605.06 kN	19	663.48 kN	0.053163 m	2.15
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.014525 m	371.80 kN	24	413.82 kN	0.031837 m	2.19
	2	0.004806 m	123.01 kN	29	144.97 kN	0.013771 m	2.87
	3	0.014525 m	371.80 kN	34	336.87 kN	0.014332 m	0.99

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.013961 m	349.47 kN	03	373.02 kN	0.025335 m	1.81
	B	0.016121 m	403.54 kN	08	425.32 kN	0.026299 m	1.63
	C	0.022781 m	570.25 kN	13	593.38 kN	0.032986 m	1.45
	D	0.033942 m	849.60 kN	18	890.50 kN	0.051584 m	1.52
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.020079 m	517.17 kN	23	567.25 kN	0.039770 m	1.98
	2	0.006687 m	172.23 kN	28	197.00 kN	0.016404 m	2.45
	3	0.020079 m	517.17 kN	33	392.48 kN	0.015424 m	0.77

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.015324 m	412.64 kN	02	454.17 kN	0.033077 m	2.16
	B	0.017754 m	478.08 kN	07	505.58 kN	0.031871 m	1.80
	C	0.025247 m	679.86 kN	12	704.00 kN	0.036940 m	1.46
	D	0.037803 m	1017.97 kN	17	1036.62 kN	0.048953 m	1.29
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.022856 m	599.56 kN	22	635.39 kN	0.036541 m	1.60
	2	0.007789 m	204.32 kN	27	220.08 kN	0.014092 m	1.81
	3	0.022856 m	599.56 kN	32	416.06 kN	0.015902 m	0.70

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.009808 m	435.51 kN	01	482.28 kN	0.020341 m	2.07
	B	0.011518 m	511.45 kN	06	539.75 kN	0.018293 m	1.59
	C	0.016791 m	745.59 kN	11	813.67 kN	0.032123 m	1.91
	D	0.025627 m	1137.95 kN	16	1230.11 kN	0.046391 m	1.81
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.016981 m	585.13 kN	21	627.42 kN	0.029252 m	1.72
	2	0.006378 m	219.77 kN	26	245.65 kN	0.013889 m	2.18
	3	0.016981 m	585.13 kN	31	394.80 kN	0.011476 m	0.68

Tabla 4-27 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 3.5 – Procedimiento VII

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.004684 m	104.79 kN	05	114.36 kN	0.009078 m	1.94
	B	0.005759 m	128.83 kN	10	136.35 kN	0.009270 m	1.61
	C	0.007294 m	163.17 kN	15	182.45 kN	0.015912 m	2.18
	D	0.009290 m	207.82 kN	20	239.56 kN	0.023478 m	2.53
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.004660 m	115.91 kN	25	143.37 kN	0.015696 m	3.37
	2	0.002265 m	56.34 kN	30	68.95 kN	0.007337 m	3.24
	3	0.004660 m	115.91 kN	35	122.06 kN	0.007131 m	1.53

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.009265 m	226.90 kN	04	238.53 kN	0.015921 m	1.72
	B	0.011460 m	280.65 kN	09	293.07 kN	0.018159 m	1.58
	C	0.014595 m	357.43 kN	14	387.53 kN	0.029436 m	2.02
	D	0.018671 m	457.25 kN	19	512.41 kN	0.045096 m	2.42
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.009697 m	248.21 kN	24	291.04 kN	0.027904 m	2.88
	2	0.004806 m	123.01 kN	29	138.52 kN	0.011513 m	2.40
	3	0.009697 m	248.21 kN	34	245.40 kN	0.012623 m	1.30

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.012665 m	317.03 kN	03	342.15 kN	0.023202 m	1.83
	B	0.015689 m	392.72 kN	08	411.50 kN	0.023773 m	1.52
	C	0.020009 m	500.86 kN	13	512.92 kN	0.026224 m	1.31
	D	0.025626 m	641.44 kN	18	678.85 kN	0.041474 m	1.62
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.013426 m	345.81 kN	23	397.28 kN	0.033615 m	2.50
	2	0.006687 m	172.23 kN	28	189.87 kN	0.013621 m	2.04
	3	0.013426 m	345.81 kN	33	291.95 kN	0.011597 m	0.86

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.013866 m	373.37 kN	02	417.21 kN	0.032429 m	2.34
	B	0.017268 m	464.99 kN	07	489.79 kN	0.028509 m	1.65
	C	0.022128 m	595.87 kN	12	623.27 kN	0.034986 m	1.58
	D	0.028447 m	766.02 kN	17	807.82 kN	0.047322 m	1.66
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.015371 m	403.22 kN	22	448.17 kN	0.032506 m	2.11
	2	0.007789 m	204.32 kN	27	213.94 kN	0.011487 m	1.47
	3	0.015371 m	403.22 kN	32	385.23 kN	0.015893 m	1.03

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.008782 m	389.94 kN	01	437.10 kN	0.019402 m	2.21
	B	0.011176 m	496.26 kN	06	512.80 kN	0.014976 m	1.34
	C	0.014596 m	648.14 kN	11	709.46 kN	0.028409 m	1.95
	D	0.019042 m	845.58 kN	16	949.93 kN	0.042541 m	2.23
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.011713 m	403.63 kN	21	455.96 kN	0.026900 m	2.30
	2	0.006378 m	219.77 kN	26	239.01 kN	0.011964 m	1.88
	3	0.011713 m	403.63 kN	31	369.12 kN	0.011326 m	0.97

Tabla 4-28 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 1 – R = 7.0

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.003148 m	70.42 kN	05	94.25 kN	0.013798 m	4.38
	B	0.003148 m	70.42 kN	10	94.25 kN	0.013798 m	4.38
	C	0.003148 m	70.42 kN	15	94.25 kN	0.013798 m	4.38
	D	0.003148 m	70.42 kN	20	94.25 kN	0.013798 m	4.38
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.001132 m	28.17 kN	25	39.42 kN	0.005662 m	5.00
	2	0.001132 m	28.17 kN	30	39.42 kN	0.005662 m	5.00
	3	0.001132 m	28.17 kN	35	39.42 kN	0.005662 m	5.00

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.006279 m	153.76 kN	04	191.48 kN	0.021680 m	3.45
	B	0.006279 m	153.76 kN	09	191.48 kN	0.021680 m	3.45
	C	0.006279 m	153.76 kN	14	191.48 kN	0.021680 m	3.45
	D	0.006279 m	153.76 kN	19	191.48 kN	0.021680 m	3.45
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.002403 m	61.50 kN	24	77.76 kN	0.008756 m	3.64
	2	0.002403 m	61.50 kN	29	77.76 kN	0.008756 m	3.64
	3	0.002403 m	61.50 kN	34	77.76 kN	0.008756 m	3.64

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.008601 m	215.29 kN	03	248.93 kN	0.022038 m	2.56
	B	0.008601 m	215.29 kN	08	248.93 kN	0.022038 m	2.56
	C	0.008601 m	215.29 kN	13	248.93 kN	0.022038 m	2.56
	D	0.008601 m	215.29 kN	18	248.93 kN	0.022038 m	2.56
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.003343 m	86.11 kN	23	97.27 kN	0.007675 m	2.30
	2	0.003343 m	86.11 kN	28	97.27 kN	0.007675 m	2.30
	3	0.003343 m	86.11 kN	33	97.27 kN	0.007675 m	2.30

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.009484 m	255.40 kN	02	304.01 kN	0.027537 m	2.90
	B	0.009484 m	255.40 kN	07	304.01 kN	0.027537 m	2.90
	C	0.009484 m	255.40 kN	12	304.01 kN	0.027537 m	2.90
	D	0.009484 m	255.40 kN	17	304.01 kN	0.027537 m	2.90
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.003894 m	102.16 kN	22	115.95 kN	0.009430 m	2.42
	2	0.003894 m	102.16 kN	27	115.95 kN	0.009430 m	2.42
	3	0.003894 m	102.16 kN	32	115.95 kN	0.009430 m	2.42

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.006186 m	274.71 kN	01	354.92 kN	0.024250 m	3.92
	B	0.006186 m	274.71 kN	06	354.92 kN	0.024250 m	3.92
	C	0.006186 m	274.71 kN	11	354.92 kN	0.024250 m	3.92
	D	0.006186 m	274.71 kN	16	354.92 kN	0.024250 m	3.92
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.003189 m	109.88 kN	21	142.33 kN	0.012605 m	3.95
	2	0.003189 m	109.88 kN	26	142.33 kN	0.012605 m	3.95
	3	0.003189 m	109.88 kN	31	142.33 kN	0.012605 m	3.95

Tabla 4-29 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento I

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.003595 m	74.43 kN	05	88.71 kN	0.010492 m	2.92
	B	0.003675 m	67.61 kN	10	83.22 kN	0.012162 m	3.31
	C	0.003756 m	69.09 kN	15	89.31 kN	0.014748 m	3.93
	D	0.003836 m	70.57 kN	20	97.24 kN	0.018526 m	4.83
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.001362 m	29.60 kN	25	50.96 kN	0.011195 m	8.22
	2	0.001266 m	29.50 kN	30	42.52 kN	0.006856 m	5.42
	3	0.001362 m	29.60 kN	35	42.08 kN	0.007103 m	5.21

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.005883 m	190.40 kN	04	215.11 kN	0.021132 m	3.59
	B	0.006594 m	127.78 kN	09	157.40 kN	0.023044 m	3.49
	C	0.007304 m	141.55 kN	14	179.10 kN	0.028104 m	3.85
	D	0.008014 m	155.32 kN	19	201.77 kN	0.033694 m	4.20
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.003504 m	78.33 kN	24	110.35 kN	0.018338 m	5.23
	2	0.002652 m	65.96 kN	29	80.99 kN	0.009275 m	3.50
	3	0.003504 m	78.33 kN	34	91.81 kN	0.009805 m	2.80

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.007012 m	287.08 kN	03	315.18 kN	0.017554 m	2.50
	B	0.008393 m	164.32 kN	08	184.18 kN	0.018724 m	2.23
	C	0.009773 m	191.36 kN	13	213.74 kN	0.021425 m	2.19
	D	0.011154 m	218.39 kN	18	255.87 kN	0.030608 m	2.74
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.005344 m	120.29 kN	23	148.64 kN	0.018062 m	3.38
	2	0.003687 m	92.35 kN	28	101.00 kN	0.007189 m	1.95
	3	0.005344 m	120.29 kN	33	126.33 kN	0.008112 m	1.52

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.006624 m	365.41 kN	02	411.84 kN	0.020266 m	3.06
	B	0.008691 m	176.72 kN	07	200.81 kN	0.021789 m	2.51
	C	0.010757 m	218.73 kN	12	251.92 kN	0.028123 m	2.61
	D	0.012823 m	260.74 kN	17	306.08 kN	0.036471 m	2.84
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.006767 m	154.66 kN	22	185.65 kN	0.020331 m	3.00
	2	0.004288 m	110.49 kN	27	120.03 kN	0.007990 m	1.86
	3	0.006767 m	154.66 kN	32	165.44 kN	0.011512 m	1.70

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.003424 m	422.76 kN	01	477.63 kN	0.012568 m	3.67
	B	0.005491 m	163.73 kN	06	198.13 kN	0.017028 m	3.10
	C	0.007558 m	225.36 kN	11	295.11 kN	0.030955 m	4.10
	D	0.009625 m	286.99 kN	16	392.33 kN	0.044959 m	4.67
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.005919 m	171.87 kN	21	228.32 kN	0.025360 m	4.28
	2	0.003439 m	129.96 kN	26	149.85 kN	0.008703 m	2.53
	3	0.005919 m	171.87 kN	31	179.95 kN	0.008748 m	1.48

Tabla 4-30 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento II

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.003712 m	76.85 kN	05	107.15 kN	0.018346 m	4.94
	B	0.003712 m	68.28 kN	10	94.86 kN	0.018161 m	4.89
	C	0.003756 m	69.09 kN	15	96.47 kN	0.018640 m	4.96
	D	0.003836 m	70.57 kN	20	104.38 kN	0.022230 m	5.79
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.001362 m	29.60 kN	25	49.96 kN	0.010731 m	7.88
	2	0.001266 m	29.50 kN	30	43.06 kN	0.007083 m	5.60
	3	0.001362 m	29.60 kN	35	45.81 kN	0.008819 m	6.47

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.006796 m	219.93 kN	04	252.33 kN	0.026271 m	3.87
	B	0.006796 m	131.71 kN	09	168.74 kN	0.027291 m	4.02
	C	0.007304 m	141.55 kN	14	183.26 kN	0.030369 m	4.16
	D	0.008014 m	155.32 kN	19	204.36 kN	0.035102 m	4.38
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.003504 m	78.33 kN	24	119.86 kN	0.022714 m	6.48
	2	0.002652 m	65.96 kN	29	81.32 kN	0.009418 m	3.55
	3	0.003504 m	78.33 kN	34	95.67 kN	0.011584 m	3.31

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.008639 m	353.70 kN	03	388.77 kN	0.021765 m	2.52
	B	0.008639 m	169.15 kN	08	189.64 kN	0.019301 m	2.23
	C	0.009773 m	191.36 kN	13	217.83 kN	0.023536 m	2.41
	D	0.011154 m	218.39 kN	18	261.03 kN	0.033270 m	2.98
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.005344 m	120.29 kN	23	149.14 kN	0.018287 m	3.42
	2	0.003687 m	92.35 kN	28	101.30 kN	0.007386 m	2.00
	3	0.005344 m	120.29 kN	33	129.45 kN	0.009475 m	1.77

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.008794 m	485.12 kN	02	512.54 kN	0.018584 m	2.11
	B	0.008794 m	178.83 kN	07	200.76 kN	0.020335 m	2.31
	C	0.010757 m	218.73 kN	12	251.38 kN	0.027849 m	2.59
	D	0.012823 m	260.74 kN	17	309.52 kN	0.038229 m	2.98
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.006767 m	154.66 kN	22	189.85 kN	0.022168 m	3.28
	2	0.004288 m	110.49 kN	27	117.74 kN	0.007300 m	1.70
	3	0.006767 m	154.66 kN	32	166.26 kN	0.011865 m	1.75

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.005161 m	637.19 kN	01	625.08 kN	0.008112 m	1.57
	B	0.005491 m	163.73 kN	06	193.30 kN	0.015410 m	2.81
	C	0.007558 m	225.36 kN	11	293.92 kN	0.030556 m	4.04
	D	0.009625 m	286.99 kN	16	395.20 kN	0.045921 m	4.77
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.005919 m	171.87 kN	21	231.79 kN	0.026557 m	4.49
	2	0.003439 m	129.96 kN	26	148.09 kN	0.008236 m	2.40
	3	0.005919 m	171.87 kN	31	185.12 kN	0.010489 m	1.77

Tabla 4-31 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento III

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.003653 m	75.64 kN	05	98.74 kN	0.014810 m	4.05
	B	0.003694 m	67.95 kN	10	90.24 kN	0.015814 m	4.28
	C	0.003778 m	69.50 kN	15	94.37 kN	0.017298 m	4.58
	D	0.003899 m	71.72 kN	20	100.42 kN	0.021279 m	5.46
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.001411 m	30.65 kN	25	50.51 kN	0.010547 m	7.48
	2	0.001266 m	29.50 kN	30	42.25 kN	0.006791 m	5.37
	3	0.001411 m	30.65 kN	35	43.68 kN	0.007405 m	5.25

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.006340 m	205.17 kN	04	231.85 kN	0.022941 m	3.62
	B	0.006695 m	129.74 kN	09	162.05 kN	0.024618 m	3.68
	C	0.007558 m	146.47 kN	14	182.62 kN	0.027623 m	3.65
	D	0.008624 m	167.12 kN	19	207.57 kN	0.031091 m	3.61
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.003930 m	87.86 kN	24	119.89 kN	0.018784 m	4.78
	2	0.002652 m	65.96 kN	29	81.97 kN	0.009704 m	3.66
	3	0.003930 m	87.86 kN	34	95.65 kN	0.008411 m	2.14

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.007826 m	320.39 kN	03	343.61 kN	0.018035 m	2.30
	B	0.008516 m	166.73 kN	08	184.11 kN	0.018719 m	2.20
	C	0.010341 m	202.46 kN	13	222.06 kN	0.022571 m	2.18
	D	0.012412 m	243.01 kN	18	274.64 kN	0.030113 m	2.43
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.006173 m	138.94 kN	23	159.93 kN	0.016018 m	2.60
	2	0.003687 m	92.35 kN	28	97.81 kN	0.006731 m	1.83
	3	0.006173 m	138.94 kN	33	129.08 kN	0.007807 m	1.26

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.007709 m	425.26 kN	02	438.91 kN	0.018066 m	2.34
	B	0.008743 m	177.77 kN	07	194.69 kN	0.019466 m	2.23
	C	0.011738 m	238.68 kN	12	270.35 kN	0.029905 m	2.55
	D	0.014837 m	301.70 kN	17	349.13 kN	0.040991 m	2.76
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.008007 m	182.99 kN	22	209.29 kN	0.020783 m	2.60
	2	0.004288 m	110.49 kN	27	117.55 kN	0.008837 m	2.06
	3	0.008007 m	182.99 kN	32	146.60 kN	0.009160 m	1.14

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.004293 m	529.97 kN	01	522.50 kN	0.007892 m	1.84
	B	0.005657 m	168.65 kN	06	193.69 kN	0.014499 m	2.56
	C	0.008757 m	261.09 kN	11	308.21 kN	0.024989 m	2.85
	D	0.011858 m	353.54 kN	16	423.08 kN	0.035614 m	3.00
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.007159 m	207.88 kN	21	247.10 kN	0.020973 m	2.93
	2	0.003439 m	129.96 kN	26	147.53 kN	0.008400 m	2.44
	3	0.007159 m	207.88 kN	31	134.53 kN	0.006125 m	0.86

Tabla 4-32 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento IV

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.003436 m	71.13 kN	05	91.45 kN	0.013248 m	3.86
	B	0.003626 m	66.70 kN	10	87.75 kN	0.015072 m	4.16
	C	0.003815 m	70.19 kN	15	96.08 kN	0.017890 m	4.69
	D	0.004005 m	73.68 kN	20	104.41 kN	0.020974 m	5.24
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.001494 m	32.46 kN	25	53.73 kN	0.011299 m	7.57
	2	0.001266 m	29.50 kN	30	44.75 kN	0.007808 m	6.17
	3	0.001494 m	32.46 kN	35	51.49 kN	0.010252 m	6.86

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.005883 m	190.40 kN	04	213.95 kN	0.020574 m	3.50
	B	0.006594 m	127.78 kN	09	158.28 kN	0.023525 m	3.57
	C	0.007558 m	146.47 kN	14	187.31 kN	0.030161 m	3.99
	D	0.008624 m	167.12 kN	19	219.09 kN	0.037335 m	4.33
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.003930 m	87.86 kN	24	126.22 kN	0.021698 m	5.52
	2	0.002652 m	65.96 kN	29	88.00 kN	0.012284 m	4.63
	3	0.003930 m	87.86 kN	34	99.63 kN	0.009459 m	2.41

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.007012 m	287.08 kN	03	313.60 kN	0.017706 m	2.53
	B	0.008393 m	164.32 kN	08	185.34 kN	0.019325 m	2.30
	C	0.010341 m	202.46 kN	13	228.65 kN	0.023962 m	2.32
	D	0.012412 m	243.01 kN	18	284.58 kN	0.033989 m	2.74
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.006173 m	138.94 kN	23	169.40 kN	0.019838 m	3.21
	2	0.003687 m	92.35 kN	28	103.49 kN	0.008190 m	2.22
	3	0.006173 m	138.94 kN	33	142.13 kN	0.008120 m	1.32

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.006624 m	365.41 kN	02	416.45 kN	0.021392 m	3.23
	B	0.008691 m	176.72 kN	07	204.13 kN	0.023310 m	2.68
	C	0.011738 m	238.68 kN	12	272.30 kN	0.029362 m	2.50
	D	0.014837 m	301.70 kN	17	345.88 kN	0.037985 m	2.56
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.008007 m	182.99 kN	22	219.21 kN	0.023855 m	2.98
	2	0.004288 m	110.49 kN	27	127.46 kN	0.010872 m	2.54
	3	0.008007 m	182.99 kN	32	185.67 kN	0.009851 m	1.23

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.003424 m	422.76 kN	01	469.27 kN	0.011819 m	3.45
	B	0.005657 m	168.65 kN	06	203.37 kN	0.017302 m	3.06
	C	0.008757 m	261.09 kN	11	317.36 kN	0.027627 m	3.15
	D	0.011858 m	353.54 kN	16	432.04 kN	0.038186 m	3.22
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.007159 m	207.88 kN	21	249.55 kN	0.021510 m	3.00
	2	0.003439 m	129.96 kN	26	157.92 kN	0.010840 m	3.15
	3	0.007159 m	207.88 kN	31	184.28 kN	0.006533 m	0.91

Tabla 4-33 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento V

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.003653 m	75.64 kN	05	99.46 kN	0.015157 m	4.15
	B	0.003694 m	67.95 kN	10	98.56 kN	0.020332 m	5.50
	C	0.003829 m	70.43 kN	15	116.96 kN	0.029124 m	7.61
	D	0.004042 m	74.36 kN	20	136.68 kN	0.037917 m	9.38
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.001522 m	33.08 kN	25	75.64 kN	0.021111 m	13.87
	2	0.001266 m	29.50 kN	30	54.86 kN	0.012146 m	9.60
	3	0.001522 m	33.08 kN	35	54.88 kN	0.011554 m	7.59

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.006340 m	205.17 kN	04	227.55 kN	0.020720 m	3.27
	B	0.006695 m	129.74 kN	09	166.30 kN	0.026925 m	4.02
	C	0.008248 m	159.85 kN	14	207.89 kN	0.034804 m	4.22
	D	0.010278 m	199.20 kN	19	257.91 kN	0.042746 m	4.16
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.005088 m	113.74 kN	24	172.24 kN	0.032152 m	6.32
	2	0.002652 m	65.96 kN	29	105.73 kN	0.019888 m	7.50
	3	0.005088 m	113.74 kN	34	123.06 kN	0.009523 m	1.87

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Tercero	A	0.007826 m	320.39 kN	03	348.44 kN	0.018567 m	2.37
	B	0.008516 m	166.73 kN	08	188.84 kN	0.020012 m	2.35
	C	0.012026 m	235.46 kN	13	266.31 kN	0.028071 m	2.33
	D	0.016149 m	316.18 kN	18	359.21 kN	0.038519 m	2.39
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Tercero	1	0.008634 m	194.36 kN	23	226.27 kN	0.022970 m	2.66
	2	0.003687 m	92.35 kN	28	108.39 kN	0.010162 m	2.76
	3	0.008634 m	194.36 kN	33	173.28 kN	0.007898 m	0.91

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Segundo	A	0.007709 m	425.26 kN	02	466.52 kN	0.020464 m	2.65
	B	0.008743 m	177.77 kN	07	200.61 kN	0.020747 m	2.37
	C	0.014956 m	304.11 kN	12	325.92 kN	0.027199 m	1.82
	D	0.021443 m	436.02 kN	17	453.68 kN	0.034244 m	1.60
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Segundo	1	0.012073 m	275.90 kN	22	287.19 kN	0.017501 m	1.45
	2	0.004288 m	110.49 kN	27	121.16 kN	0.008429 m	1.97
	3	0.012073 m	275.90 kN	32	202.04 kN	0.008840 m	0.73

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.004293 m	529.97 kN	01	563.30 kN	0.007886 m	1.84
	B	0.006281 m	187.27 kN	06	204.24 kN	0.011981 m	1.91
	C	0.013292 m	396.30 kN	11	400.85 kN	0.016821 m	1.27
	D	0.020303 m	605.33 kN	16	581.47 kN	0.022541 m	1.11
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.011852 m	344.12 kN	21	334.85 kN	0.013092 m	1.10
	2	0.003439 m	129.96 kN	26	143.83 kN	0.007110 m	2.07
	3	0.011852 m	344.12 kN	31	191.66 kN	0.006603 m	0.56

Tabla 4-34 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento VI

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.003538 m	73.25 kN	05	99.10 kN	0.016022 m	4.53
	B	0.003658 m	67.28 kN	10	97.92 kN	0.020309 m	5.55
	C	0.003812 m	70.13 kN	15	110.33 kN	0.025668 m	6.73
	D	0.003996 m	73.50 kN	20	124.59 kN	0.031764 m	7.95
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.001486 m	32.29 kN	25	65.10 kN	0.016582 m	11.16
	2	0.001266 m	29.50 kN	30	51.97 kN	0.010902 m	8.61
	3	0.001486 m	32.29 kN	35	55.37 kN	0.012106 m	8.15

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.006340 m	205.17 kN	04	227.93 kN	0.020904 m	3.30
	B	0.006695 m	129.74 kN	09	165.29 kN	0.026373 m	3.94
	C	0.008012 m	155.27 kN	14	202.85 kN	0.034304 m	4.28
	D	0.009712 m	188.22 kN	19	247.63 kN	0.042527 m	4.38
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.004692 m	104.89 kN	24	164.38 kN	0.032207 m	6.86
	2	0.002652 m	65.96 kN	29	105.02 kN	0.019585 m	7.39
	3	0.004692 m	104.89 kN	34	115.55 kN	0.009736 m	2.08

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.007826 m	320.39 kN	03	347.07 kN	0.018273 m	2.34
	B	0.008516 m	166.73 kN	08	188.99 kN	0.020086 m	2.36
	C	0.011434 m	223.88 kN	13	254.06 kN	0.027124 m	2.37
	D	0.014837 m	290.50 kN	18	334.29 kN	0.037586 m	2.53
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.007770 m	174.91 kN	23	208.56 kN	0.022876 m	2.94
	2	0.003687 m	92.35 kN	28	107.66 kN	0.009867 m	2.68
	3	0.007770 m	174.91 kN	33	163.51 kN	0.007694 m	0.99

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.007709 m	425.26 kN	02	466.16 kN	0.020377 m	2.64
	B	0.008743 m	177.77 kN	07	199.94 kN	0.020403 m	2.33
	C	0.013798 m	280.57 kN	12	306.07 kN	0.027434 m	1.99
	D	0.019066 m	387.70 kN	17	418.00 kN	0.035791 m	1.88
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.010610 m	242.48 kN	22	262.12 kN	0.019488 m	1.84
	2	0.004288 m	110.49 kN	27	122.98 kN	0.009139 m	2.13
	3	0.010610 m	242.48 kN	32	194.85 kN	0.008613 m	0.81

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.004293 m	529.97 kN	01	544.17 kN	0.007925 m	1.85
	B	0.006049 m	180.36 kN	06	198.06 kN	0.011985 m	1.98
	C	0.011609 m	346.14 kN	11	366.14 kN	0.019028 m	1.64
	D	0.017169 m	511.91 kN	16	533.68 kN	0.026349 m	1.53
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.010111 m	293.57 kN	21	309.50 kN	0.016429 m	1.62
	2	0.003439 m	129.96 kN	26	145.84 kN	0.007642 m	2.22
	3	0.010111 m	293.57 kN	31	186.72 kN	0.006438 m	0.64

Tabla 4-35 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 2 – R = 7.0 – Procedimiento VII

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.003980 m	82.40 kN	05	100.55 kN	0.012748 m	3.20
	B	0.003796 m	69.82 kN	10	86.42 kN	0.012816 m	3.38
	C	0.003900 m	71.75 kN	15	92.21 kN	0.015021 m	3.85
	D	0.004246 m	78.10 kN	20	103.79 kN	0.018597 m	4.38
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.001680 m	36.51 kN	25	54.06 kN	0.009760 m	5.81
	2	0.001266 m	29.50 kN	30	39.03 kN	0.005353 m	4.23
	3	0.001680 m	36.51 kN	35	45.57 kN	0.005849 m	3.48

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.006520 m	210.99 kN	04	231.76 kN	0.020226 m	3.10
	B	0.006735 m	130.52 kN	09	162.32 kN	0.024385 m	3.62
	C	0.007658 m	148.41 kN	14	188.85 kN	0.030047 m	3.92
	D	0.008864 m	171.78 kN	19	221.59 kN	0.036415 m	4.11
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.004098 m	91.62 kN	24	123.00 kN	0.018657 m	4.55
	2	0.002652 m	65.96 kN	29	81.94 kN	0.009685 m	3.65
	3	0.004098 m	91.62 kN	34	102.97 kN	0.009440 m	2.30

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.007771 m	318.17 kN	03	345.54 kN	0.018288 m	2.35
	B	0.008508 m	166.57 kN	08	186.70 kN	0.018982 m	2.23
	C	0.010303 m	201.72 kN	13	226.10 kN	0.022991 m	2.23
	D	0.012328 m	241.37 kN	18	281.28 kN	0.033050 m	2.68
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.006117 m	137.70 kN	23	169.37 kN	0.020327 m	3.32
	2	0.003687 m	92.35 kN	28	102.39 kN	0.007750 m	2.10
	3	0.006117 m	137.70 kN	33	141.10 kN	0.007860 m	1.28

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.007348 m	405.34 kN	02	447.69 kN	0.020244 m	2.75
	B	0.008725 m	177.42 kN	07	200.87 kN	0.021131 m	2.42
	C	0.011411 m	232.04 kN	12	266.22 kN	0.029310 m	2.57
	D	0.014167 m	288.07 kN	17	335.88 kN	0.039141 m	2.76
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.007594 m	173.56 kN	22	212.11 kN	0.024464 m	3.22
	2	0.004288 m	110.49 kN	27	123.31 kN	0.009285 m	2.17
	3	0.007594 m	173.56 kN	32	183.05 kN	0.011801 m	1.55

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.003819 m	471.51 kN	01	511.18 kN	0.012349 m	3.23
	B	0.005566 m	165.97 kN	06	197.57 kN	0.016166 m	2.90
	C	0.008103 m	241.61 kN	11	308.79 kN	0.030635 m	3.78
	D	0.010640 m	317.25 kN	16	420.00 kN	0.045105 m	4.24
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.006483 m	188.24 kN	21	248.78 kN	0.027332 m	4.22
	2	0.003439 m	129.96 kN	26	154.81 kN	0.010015 m	2.91
	3	0.006483 m	188.24 kN	31	191.98 kN	0.008182 m	1.26

Tabla 4-36 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento I

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.001997 m	44.67 kN	05	62.64 kN	0.010031 m	5.02
	B	0.002764 m	61.84 kN	10	83.10 kN	0.012267 m	4.44
	C	0.003532 m	79.01 kN	15	104.73 kN	0.015040 m	4.26
	D	0.004299 m	96.18 kN	20	129.00 kN	0.018969 m	4.41
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.002054 m	51.08 kN	25	77.55 kN	0.012693 m	6.18
	2	0.001132 m	28.17 kN	30	41.65 kN	0.006550 m	5.78
	3	0.002054 m	51.08 kN	35	58.60 kN	0.005074 m	2.47

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.003927 m	96.18 kN	04	119.80 kN	0.014860 m	3.78
	B	0.005495 m	134.57 kN	09	156.71 kN	0.015914 m	2.90
	C	0.007062 m	172.96 kN	14	203.09 kN	0.021201 m	3.00
	D	0.008630 m	211.35 kN	19	253.04 kN	0.028084 m	3.25
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.004284 m	109.66 kN	24	143.42 kN	0.017979 m	4.20
	2	0.002403 m	61.50 kN	29	79.27 kN	0.009615 m	4.00
	3	0.004284 m	109.66 kN	34	114.24 kN	0.006266 m	1.46

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.005361 m	134.18 kN	03	164.36 kN	0.017801 m	3.32
	B	0.007521 m	188.25 kN	08	210.78 kN	0.016885 m	2.25
	C	0.009681 m	242.32 kN	13	262.88 kN	0.018289 m	1.89
	D	0.011841 m	296.39 kN	18	319.52 kN	0.021549 m	1.82
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.005935 m	152.88 kN	23	177.68 kN	0.015663 m	2.64
	2	0.003343 m	86.11 kN	28	96.50 kN	0.007420 m	2.22
	3	0.005935 m	152.88 kN	33	153.98 kN	0.007275 m	1.23

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.005839 m	157.24 kN	02	199.86 kN	0.023310 m	3.99
	B	0.008269 m	222.68 kN	07	258.58 kN	0.023236 m	2.81
	C	0.010700 m	288.12 kN	12	324.19 kN	0.025925 m	2.42
	D	0.013130 m	353.56 kN	17	399.09 kN	0.032317 m	2.46
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.006811 m	178.66 kN	22	217.22 kN	0.021511 m	3.16
	2	0.003894 m	102.16 kN	27	116.42 kN	0.009330 m	2.40
	3	0.006811 m	178.66 kN	32	186.33 kN	0.009746 m	1.43

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.003621 m	160.80 kN	01	205.66 kN	0.015740 m	4.35
	B	0.005331 m	236.74 kN	06	275.61 kN	0.014084 m	2.64
	C	0.007042 m	312.68 kN	11	387.80 kN	0.023959 m	3.40
	D	0.008752 m	388.62 kN	16	504.53 kN	0.034855 m	3.98
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.005241 m	180.60 kN	21	231.78 kN	0.020093 m	3.83
	2	0.003189 m	109.88 kN	26	125.76 kN	0.007795 m	2.44
	3	0.005241 m	180.60 kN	31	196.44 kN	0.009862 m	1.88

Tabla 4-37 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento II

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.003148 m	70.42 kN	05	82.28 kN	0.008445 m	2.68
	B	0.003148 m	70.42 kN	10	88.66 kN	0.011299 m	3.59
	C	0.003532 m	79.01 kN	15	102.77 kN	0.014152 m	4.01
	D	0.004299 m	96.18 kN	20	126.42 kN	0.017817 m	4.14
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.002054 m	51.08 kN	25	71.71 kN	0.010346 m	5.04
	2	0.001132 m	28.17 kN	30	38.47 kN	0.005275 m	4.66
	3	0.002054 m	51.08 kN	35	60.73 kN	0.005931 m	2.89

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.006279 m	153.76 kN	04	168.97 kN	0.013670 m	2.18
	B	0.006279 m	153.76 kN	09	172.25 kN	0.015137 m	2.41
	C	0.007062 m	172.96 kN	14	197.80 kN	0.018835 m	2.67
	D	0.008630 m	211.35 kN	19	252.76 kN	0.027956 m	3.24
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.004284 m	109.66 kN	24	150.14 kN	0.020684 m	4.83
	2	0.002403 m	61.50 kN	29	81.55 kN	0.010530 m	4.38
	3	0.004284 m	109.66 kN	34	121.85 kN	0.009310 m	2.17

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.008601 m	215.29 kN	03	241.18 kN	0.019362 m	2.25
	B	0.008601 m	215.29 kN	08	237.66 kN	0.017927 m	2.08
	C	0.009681 m	242.32 kN	13	263.81 kN	0.018670 m	1.93
	D	0.011841 m	296.39 kN	18	321.17 kN	0.022223 m	1.88
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.005935 m	152.88 kN	23	184.85 kN	0.018463 m	3.11
	2	0.003343 m	86.11 kN	28	96.44 kN	0.007463 m	2.23
	3	0.005935 m	152.88 kN	33	157.19 kN	0.007831 m	1.32

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.009484 m	255.40 kN	02	285.19 kN	0.022102 m	2.33
	B	0.009484 m	255.40 kN	07	284.46 kN	0.021811 m	2.30
	C	0.010700 m	288.12 kN	12	321.16 kN	0.024710 m	2.31
	D	0.013130 m	353.56 kN	17	401.89 kN	0.033870 m	2.58
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.006811 m	178.66 kN	22	218.34 kN	0.021940 m	3.22
	2	0.003894 m	102.16 kN	27	117.48 kN	0.009734 m	2.50
	3	0.006811 m	178.66 kN	32	195.24 kN	0.013132 m	1.93

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.006186 m	274.71 kN	01	295.85 kN	0.016462 m	2.66
	B	0.006186 m	274.71 kN	06	311.47 kN	0.014466 m	2.34
	C	0.007042 m	312.68 kN	11	388.19 kN	0.024048 m	3.42
	D	0.008752 m	388.62 kN	16	510.60 kN	0.036222 m	4.14
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.005241 m	180.60 kN	21	236.31 kN	0.021409 m	4.08
	2	0.003189 m	109.88 kN	26	123.54 kN	0.007152 m	2.24
	3	0.005241 m	180.60 kN	31	198.73 kN	0.010558 m	2.01

Tabla 4-38 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento III

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.002572 m	57.55 kN	05	72.50 kN	0.009256 m	3.60
	B	0.002956 m	66.13 kN	10	86.41 kN	0.012022 m	4.07
	C	0.003724 m	83.30 kN	15	108.51 kN	0.015023 m	4.03
	D	0.004875 m	109.06 kN	20	142.66 kN	0.019895 m	4.08
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.002514 m	62.54 kN	25	87.26 kN	0.012453 m	4.95
	2	0.001132 m	28.17 kN	30	42.05 kN	0.006713 m	5.93
	3	0.002514 m	62.54 kN	35	70.02 kN	0.005521 m	2.20

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.005103 m	124.97 kN	04	145.38 kN	0.014710 m	2.88
	B	0.005887 m	144.16 kN	09	164.35 kN	0.015465 m	2.63
	C	0.007454 m	182.56 kN	14	209.16 kN	0.020050 m	2.69
	D	0.009806 m	240.14 kN	19	280.09 kN	0.028589 m	2.92
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.005225 m	133.73 kN	24	167.31 kN	0.018872 m	3.61
	2	0.002403 m	61.50 kN	29	79.19 kN	0.009581 m	3.99
	3	0.005225 m	133.73 kN	34	138.84 kN	0.007458 m	1.43

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.006981 m	174.73 kN	03	201.47 kN	0.018053 m	2.59
	B	0.008061 m	201.77 kN	08	222.62 kN	0.016879 m	2.09
	C	0.010221 m	255.84 kN	13	275.73 kN	0.018573 m	1.82
	D	0.013461 m	336.94 kN	18	357.58 kN	0.022188 m	1.65
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.007231 m	186.26 kN	23	213.84 kN	0.018052 m	2.50
	2	0.003343 m	86.11 kN	28	98.71 kN	0.008283 m	2.48
	3	0.007231 m	186.26 kN	33	179.70 kN	0.007226 m	1.00

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.007662 m	206.32 kN	02	243.42 kN	0.023064 m	3.01
	B	0.008877 m	239.04 kN	07	271.64 kN	0.022573 m	2.54
	C	0.011307 m	304.48 kN	12	337.97 kN	0.025541 m	2.26
	D	0.014952 m	402.64 kN	17	452.87 kN	0.036566 m	2.45
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.008269 m	216.91 kN	22	261.21 kN	0.025158 m	3.04
	2	0.003894 m	102.16 kN	27	120.30 kN	0.010811 m	2.78
	3	0.008269 m	216.91 kN	32	223.71 kN	0.010978 m	1.33

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.004904 m	217.75 kN	01	238.94 kN	0.016207 m	3.30
	B	0.005759 m	255.72 kN	06	293.79 kN	0.014331 m	2.49
	C	0.007469 m	331.66 kN	11	409.14 kN	0.024916 m	3.34
	D	0.010034 m	445.57 kN	16	562.65 kN	0.036400 m	3.63
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.006267 m	215.96 kN	21	268.61 kN	0.021545 m	3.44
	2	0.003189 m	109.88 kN	26	127.76 kN	0.008377 m	2.63
	3	0.006267 m	215.96 kN	31	228.55 kN	0.010025 m	1.60

Tabla 4-39 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento IV

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.001997 m	44.67 kN	05	61.16 kN	0.009371 m	4.69
	B	0.002764 m	61.84 kN	10	82.52 kN	0.012010 m	4.34
	C	0.003724 m	83.30 kN	15	108.66 kN	0.015127 m	4.06
	D	0.004875 m	109.06 kN	20	142.96 kN	0.020027 m	4.11
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.002514 m	62.54 kN	25	88.67 kN	0.013017 m	5.18
	2	0.001132 m	28.17 kN	30	42.80 kN	0.007015 m	6.19
	3	0.002514 m	62.54 kN	35	67.68 kN	0.004581 m	1.82

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.003927 m	96.18 kN	04	120.76 kN	0.015290 m	3.89
	B	0.005495 m	134.57 kN	09	157.51 kN	0.016269 m	2.96
	C	0.007454 m	182.56 kN	14	212.15 kN	0.021390 m	2.87
	D	0.009806 m	240.14 kN	19	278.05 kN	0.027680 m	2.82
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.005225 m	133.73 kN	24	163.51 kN	0.017344 m	3.32
	2	0.002403 m	61.50 kN	29	79.37 kN	0.009655 m	4.02
	3	0.005225 m	133.73 kN	34	132.80 kN	0.006199 m	1.19

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.005361 m	134.18 kN	03	163.61 kN	0.017493 m	3.26
	B	0.007521 m	188.25 kN	08	211.84 kN	0.017318 m	2.30
	C	0.010221 m	255.84 kN	13	276.11 kN	0.018727 m	1.83
	D	0.013461 m	336.94 kN	18	357.62 kN	0.022204 m	1.65
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.007231 m	186.26 kN	23	211.73 kN	0.017228 m	2.38
	2	0.003343 m	86.11 kN	28	98.14 kN	0.008060 m	2.41
	3	0.007231 m	186.26 kN	33	172.99 kN	0.007262 m	1.00

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.005839 m	157.24 kN	02	200.32 kN	0.023493 m	4.02
	B	0.008269 m	222.68 kN	07	258.84 kN	0.023342 m	2.82
	C	0.011307 m	304.48 kN	12	340.91 kN	0.026719 m	2.36
	D	0.014952 m	402.64 kN	17	452.22 kN	0.036680 m	2.45
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.008269 m	216.91 kN	22	260.29 kN	0.024807 m	3.00
	2	0.003894 m	102.16 kN	27	120.30 kN	0.010809 m	2.78
	3	0.008269 m	216.91 kN	32	218.52 kN	0.009619 m	1.16

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.003621 m	160.80 kN	01	198.75 kN	0.015516 m	4.28
	B	0.005331 m	236.74 kN	06	278.22 kN	0.014672 m	2.75
	C	0.007469 m	331.66 kN	11	412.06 kN	0.025574 m	3.42
	D	0.010034 m	445.57 kN	16	562.98 kN	0.036475 m	3.64
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.006267 m	215.96 kN	21	268.82 kN	0.021606 m	3.45
	2	0.003189 m	109.88 kN	26	131.01 kN	0.009319 m	2.92
	3	0.006267 m	215.96 kN	31	225.42 kN	0.009143 m	1.46

Tabla 4-40 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento V

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.002572 m	57.55 kN	05	70.43 kN	0.008333 m	3.24
	B	0.002956 m	66.13 kN	10	84.37 kN	0.011109 m	3.76
	C	0.004376 m	97.90 kN	15	123.48 kN	0.015811 m	3.61
	D	0.006832 m	152.85 kN	20	185.20 kN	0.021291 m	3.12
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.004080 m	101.49 kN	25	122.93 kN	0.012698 m	3.11
	2	0.001132 m	28.17 kN	30	41.44 kN	0.006468 m	5.71
	3	0.004080 m	101.49 kN	35	104.17 kN	0.005288 m	1.30

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.005103 m	124.97 kN	04	144.66 kN	0.014386 m	2.82
	B	0.005887 m	144.16 kN	09	165.03 kN	0.015771 m	2.68
	C	0.008787 m	215.19 kN	14	247.15 kN	0.023907 m	2.72
	D	0.013803 m	338.04 kN	19	378.02 kN	0.032982 m	2.39
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.008423 m	215.59 kN	24	236.81 kN	0.017210 m	2.04
	2	0.002403 m	61.50 kN	29	74.72 kN	0.007783 m	3.24
	3	0.008423 m	215.59 kN	34	206.87 kN	0.008944 m	1.06

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Tercero	A	0.006981 m	174.73 kN	03	200.92 kN	0.017828 m	2.55
	B	0.008061 m	201.77 kN	08	224.91 kN	0.017688 m	2.19
	C	0.012057 m	301.80 kN	13	323.41 kN	0.021149 m	1.75
	D	0.018969 m	474.82 kN	18	506.08 kN	0.032154 m	1.70
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Tercero	1	0.011638 m	299.75 kN	23	331.63 kN	0.024163 m	2.08
	2	0.003343 m	86.11 kN	28	107.43 kN	0.011690 m	3.50
	3	0.011638 m	299.75 kN	33	200.24 kN	0.007837 m	0.67

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.007662 m	206.32 kN	02	244.76 kN	0.023599 m	3.08
	B	0.008877 m	239.04 kN	07	274.95 kN	0.023895 m	2.69
	C	0.013373 m	360.11 kN	12	401.59 kN	0.030961 m	2.32
	D	0.021149 m	569.52 kN	17	608.08 kN	0.039509 m	1.87
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.013226 m	346.95 kN	22	373.51 kN	0.023480 m	1.78
	2	0.003894 m	102.16 kN	27	120.79 kN	0.010996 m	2.82
	3	0.013226 m	346.95 kN	32	260.85 kN	0.009995 m	0.76

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.004904 m	217.75 kN	01	241.99 kN	0.015718 m	3.21
	B	0.005759 m	255.72 kN	06	308.32 kN	0.017603 m	3.06
	C	0.008923 m	396.21 kN	11	485.87 kN	0.029113 m	3.26
	D	0.014395 m	639.22 kN	16	755.68 kN	0.040623 m	2.82
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.009756 m	336.18 kN	21	393.36 kN	0.027293 m	2.80
	2	0.003189 m	109.88 kN	26	141.23 kN	0.012286 m	3.85
	3	0.009756 m	336.18 kN	31	302.38 kN	0.009078 m	0.93

Tabla 4-41 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento VI

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Quinto	A	0.002572 m	57.55 kN	05	70.02 kN	0.008146 m	3.17
	B	0.002956 m	66.13 kN	10	84.54 kN	0.011186 m	3.78
	C	0.004139 m	92.61 kN	15	116.84 kN	0.014973 m	3.62
	D	0.006122 m	136.97 kN	20	169.47 kN	0.020653 m	3.37
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Quinto	1	0.003512 m	87.36 kN	25	110.57 kN	0.012843 m	3.66
	2	0.001132 m	28.17 kN	30	41.84 kN	0.006629 m	5.85
	3	0.003512 m	87.36 kN	35	91.36 kN	0.005174 m	1.47

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Cuarto	A	0.005103 m	124.97 kN	04	144.94 kN	0.014515 m	2.84
	B	0.005887 m	144.16 kN	09	164.25 kN	0.015422 m	2.62
	C	0.008304 m	203.35 kN	14	234.20 kN	0.022878 m	2.76
	D	0.012353 m	302.53 kN	19	344.03 kN	0.032072 m	2.60
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Cuarto	1	0.007263 m	185.90 kN	24	209.40 kN	0.017281 m	2.38
	2	0.002403 m	61.50 kN	29	76.46 kN	0.008482 m	3.53
	3	0.007263 m	185.90 kN	34	186.29 kN	0.008646 m	1.19

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.006981 m	174.73 kN	03	201.04 kN	0.017877 m	2.56
	B	0.008061 m	201.77 kN	08	224.38 kN	0.017472 m	2.17
	C	0.011391 m	285.13 kN	13	303.58 kN	0.019180 m	1.68
	D	0.016971 m	424.80 kN	18	451.34 kN	0.028181 m	1.66
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.010040 m	258.58 kN	23	288.24 kN	0.021686 m	2.16
	2	0.003343 m	86.11 kN	28	103.51 kN	0.010159 m	3.04
	3	0.010040 m	258.58 kN	33	207.58 kN	0.008192 m	0.82

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.007662 m	206.32 kN	02	244.35 kN	0.023434 m	3.06
	B	0.008877 m	239.04 kN	07	272.27 kN	0.022823 m	2.57
	C	0.012623 m	339.93 kN	12	379.24 kN	0.029285 m	2.32
	D	0.018901 m	508.98 kN	17	555.82 kN	0.040444 m	2.14
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.011428 m	299.78 kN	22	336.57 kN	0.025459 m	2.23
	2	0.003894 m	102.16 kN	27	121.28 kN	0.011185 m	2.87
	3	0.011428 m	299.78 kN	32	264.49 kN	0.010349 m	0.91

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Primero	A	0.004904 m	217.75 kN	01	241.81 kN	0.015858 m	3.23
	B	0.005759 m	255.72 kN	06	302.65 kN	0.016326 m	2.83
	C	0.008395 m	372.80 kN	11	458.04 kN	0.027593 m	3.29
	D	0.012813 m	568.97 kN	16	684.63 kN	0.038859 m	3.03
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Primero	1	0.008490 m	292.57 kN	21	356.99 kN	0.027326 m	3.22
	2	0.003189 m	109.88 kN	26	139.78 kN	0.011864 m	3.72
	3	0.008490 m	292.57 kN	31	285.28 kN	0.009133 m	1.08

Tabla 4-42 Cálculo de las demandas de ductilidad, Modelo 3 – R = 7.0 – Procedimiento VII

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Quinto	A	0.002342 m	52.39 kN	05	69.88 kN	0.010158 m	4.34
	B	0.002879 m	64.41 kN	10	86.24 kN	0.012633 m	4.39
	C	0.003647 m	81.59 kN	15	107.63 kN	0.015301 m	4.20
	D	0.004645 m	103.91 kN	20	137.04 kN	0.019453 m	4.19
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Quinto	1	0.002330 m	57.96 kN	25	82.75 kN	0.012298 m	5.28
	2	0.001132 m	28.17 kN	30	42.28 kN	0.006803 m	6.01
	3	0.002330 m	57.96 kN	35	65.05 kN	0.005180 m	2.22

Nivel	Eje	u _y	V _y +0.3V _x	NLLINK	V3	u _m	μ
Cuarto	A	0.004633 m	113.45 kN	04	135.18 kN	0.014783 m	3.19
	B	0.005730 m	140.33 kN	09	161.37 kN	0.015679 m	2.74
	C	0.007298 m	178.72 kN	14	206.66 kN	0.020480 m	2.81
	D	0.009336 m	228.63 kN	19	267.68 kN	0.027675 m	2.96
Nivel	Eje	u _y	0.3V _x +V _y		V2	u _m	μ
Cuarto	1	0.004848 m	124.10 kN	24	157.57 kN	0.018441 m	3.80
	2	0.002403 m	61.50 kN	29	79.15 kN	0.009566 m	3.98
	3	0.004848 m	124.10 kN	34	128.53 kN	0.006784 m	1.40

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Tercero	A	0.006333 m	158.51 kN	03	186.37 kN	0.017846 m	2.82
	B	0.007845 m	196.36 kN	08	217.30 kN	0.016796 m	2.14
	C	0.010005 m	250.43 kN	13	270.34 kN	0.018356 m	1.83
	D	0.012813 m	320.72 kN	18	342.32 kN	0.021915 m	1.71
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Tercero	1	0.006713 m	172.91 kN	23	199.39 kN	0.017099 m	2.55
	2	0.003343 m	86.11 kN	28	98.16 kN	0.008070 m	2.41
	3	0.006713 m	172.91 kN	33	169.17 kN	0.007438 m	1.11

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Segundo	A	0.006933 m	186.69 kN	02	226.06 kN	0.023189 m	3.34
	B	0.008634 m	232.50 kN	07	266.54 kN	0.022887 m	2.65
	C	0.011064 m	297.94 kN	12	331.38 kN	0.025276 m	2.28
	D	0.014223 m	383.01 kN	17	430.63 kN	0.034806 m	2.45
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Segundo	1	0.007686 m	201.61 kN	22	244.03 kN	0.023857 m	3.10
	2	0.003894 m	102.16 kN	27	118.31 kN	0.010052 m	2.58
	3	0.007686 m	201.61 kN	32	208.20 kN	0.010277 m	1.34

Nivel	Eje	uy	Vy+0.3Vx	NLLINK	V3	um	μ
Primero	A	0.004391 m	194.97 kN	01	225.21 kN	0.016073 m	3.66
	B	0.005588 m	248.13 kN	06	286.70 kN	0.014275 m	2.55
	C	0.007298 m	324.07 kN	11	398.81 kN	0.024130 m	3.31
	D	0.009521 m	422.79 kN	16	536.47 kN	0.035121 m	3.69
Nivel	Eje	uy	0.3Vx+Vy		V2	um	μ
Primero	1	0.005857 m	201.81 kN	21	251.45 kN	0.020262 m	3.46
	2	0.003189 m	109.88 kN	26	125.68 kN	0.007774 m	2.44
	3	0.005857 m	201.81 kN	31	215.85 kN	0.009991 m	1.71

Fig. 4-18 Demandas de ductilidad – Modelo 1 – R = 3.5.

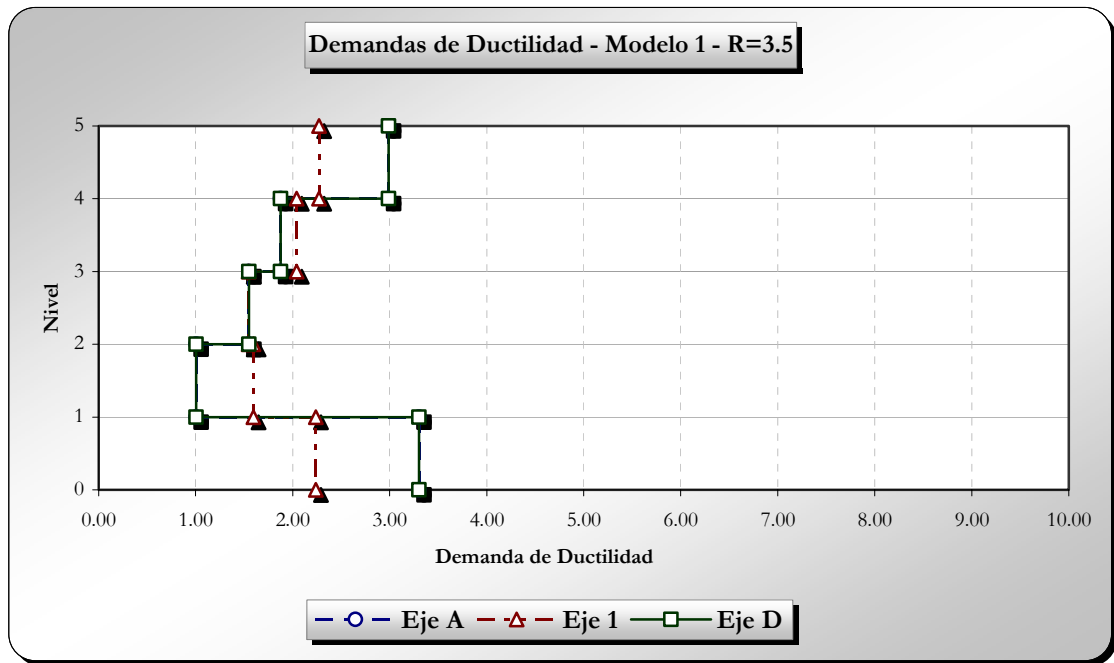


Fig. 4-19 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento I - R = 3.5.

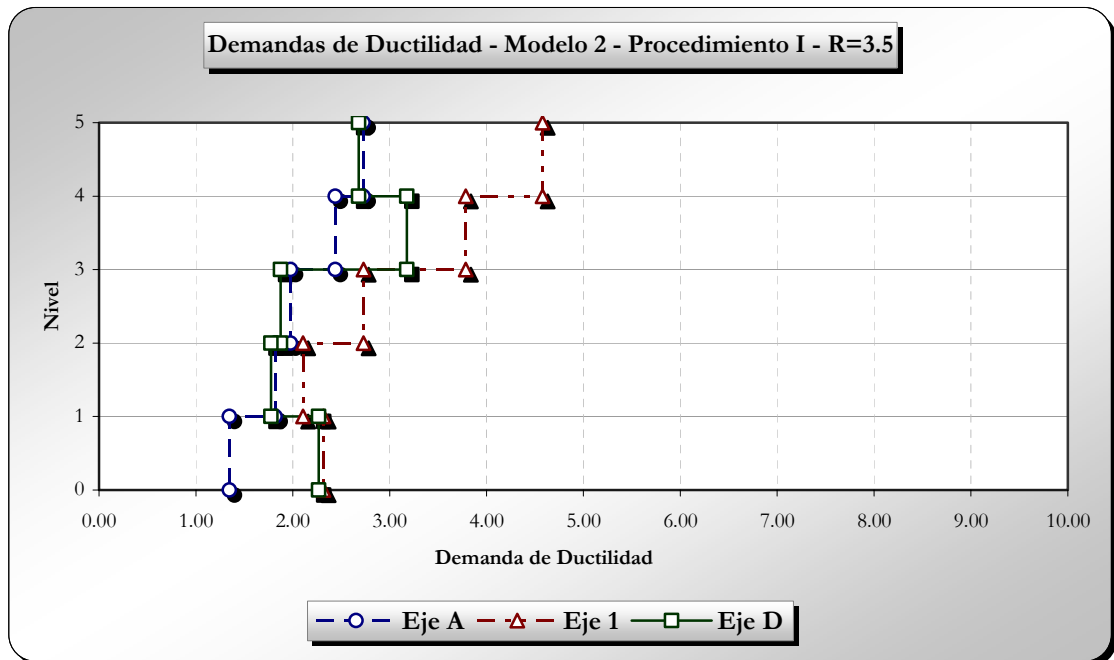


Fig. 4-20 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento II - R = 3.5.

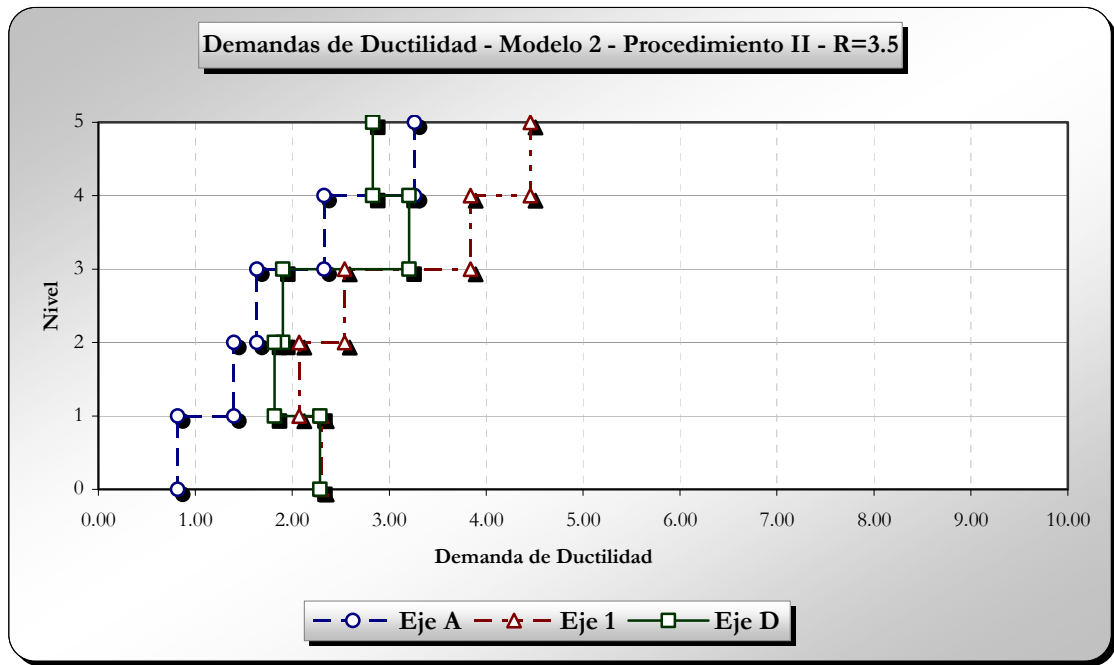


Fig. 4-21 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento III - R = 3.5.

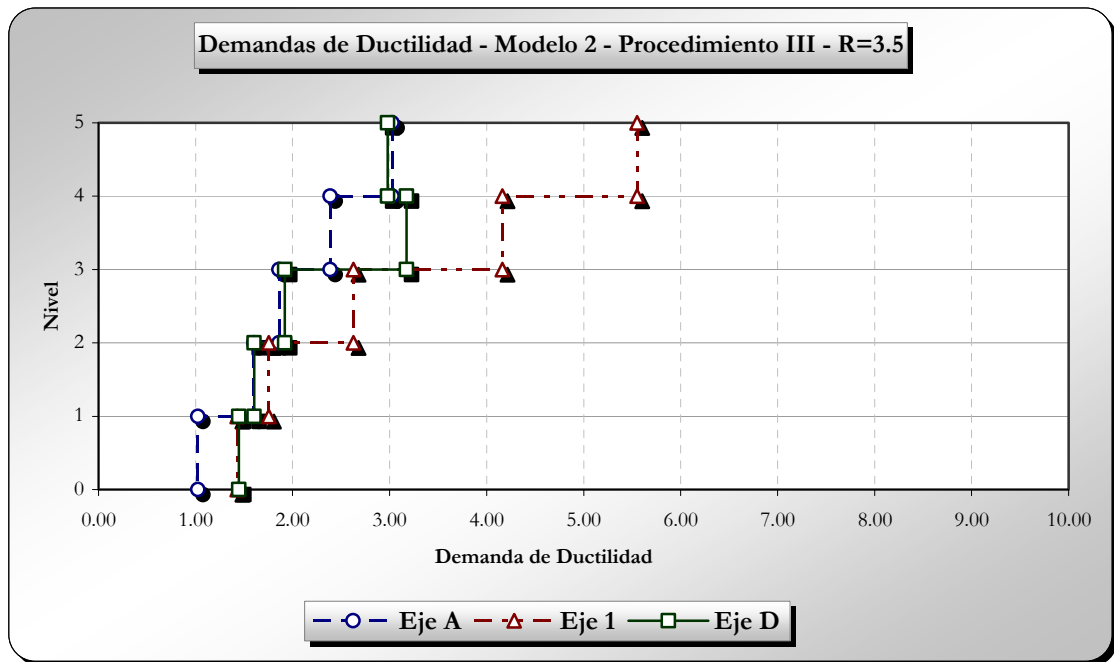


Fig. 4-22 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento IV - R = 3.5.

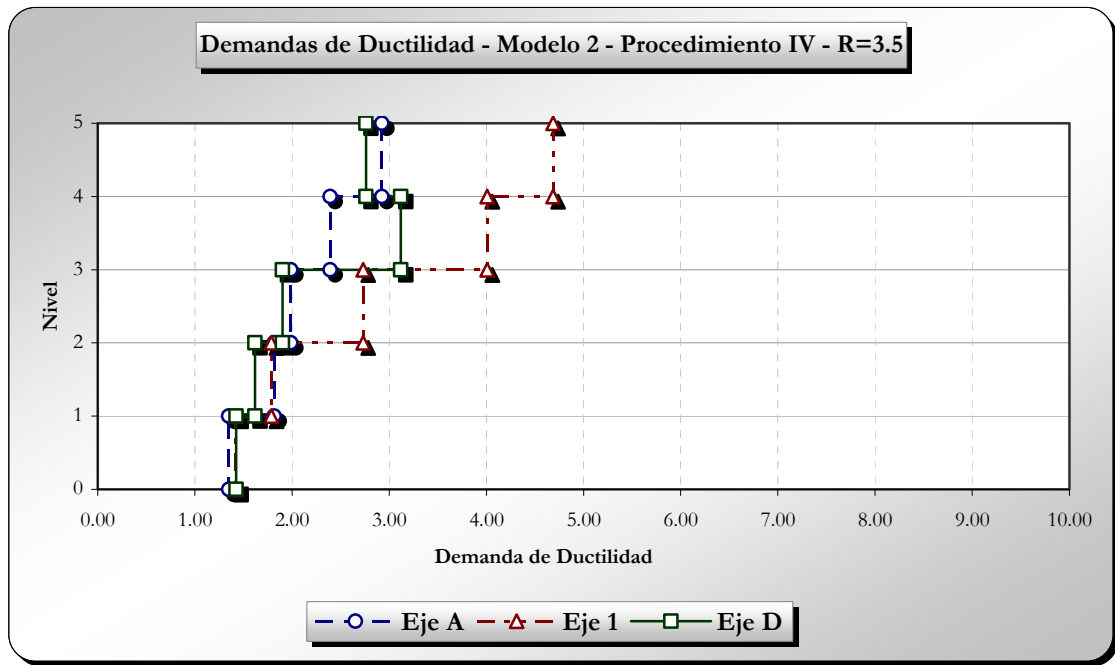


Fig. 4-23 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento V - R = 3.5.

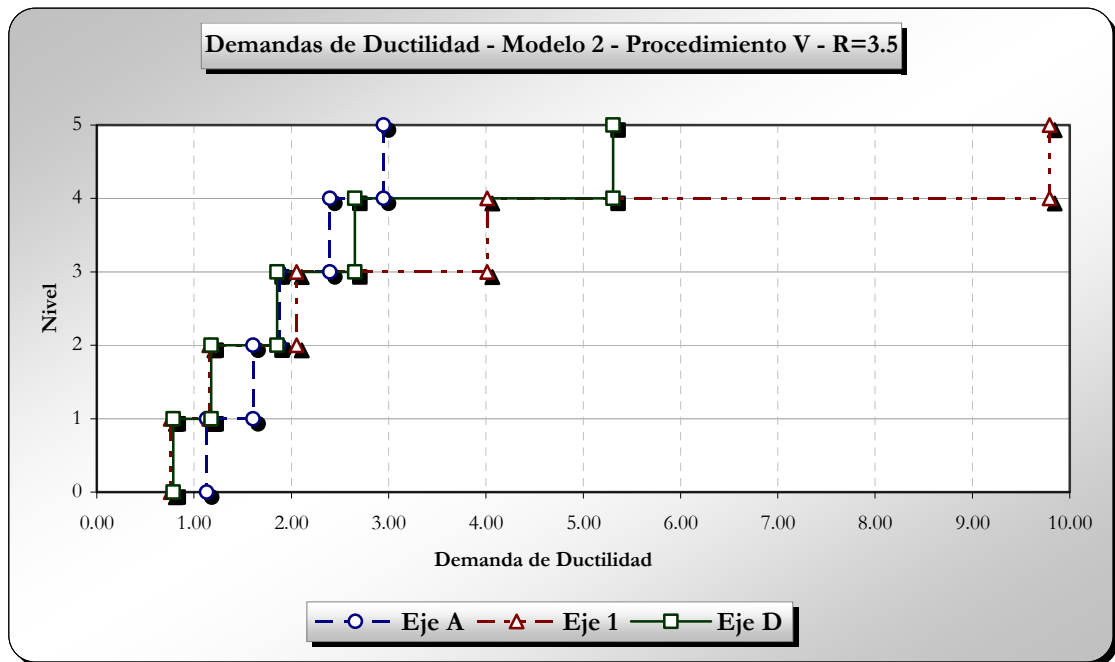


Fig. 4-24 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento VI - R = 3.5.

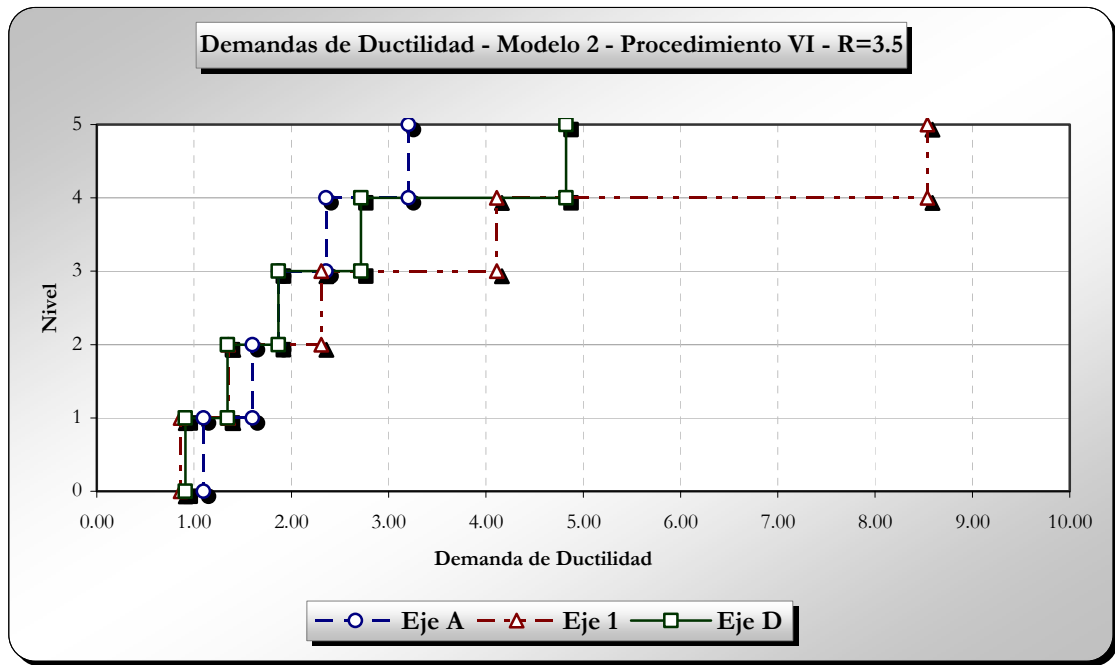


Fig. 4-25 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento VII - R = 3.5.

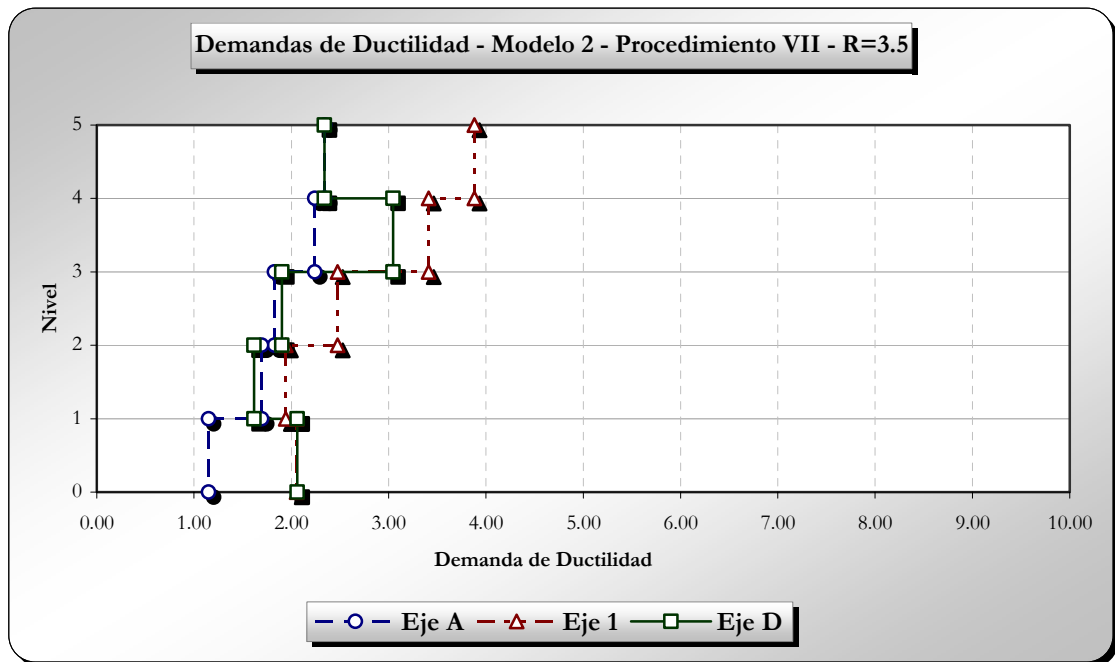


Fig. 4-26 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento I - R = 3.5.

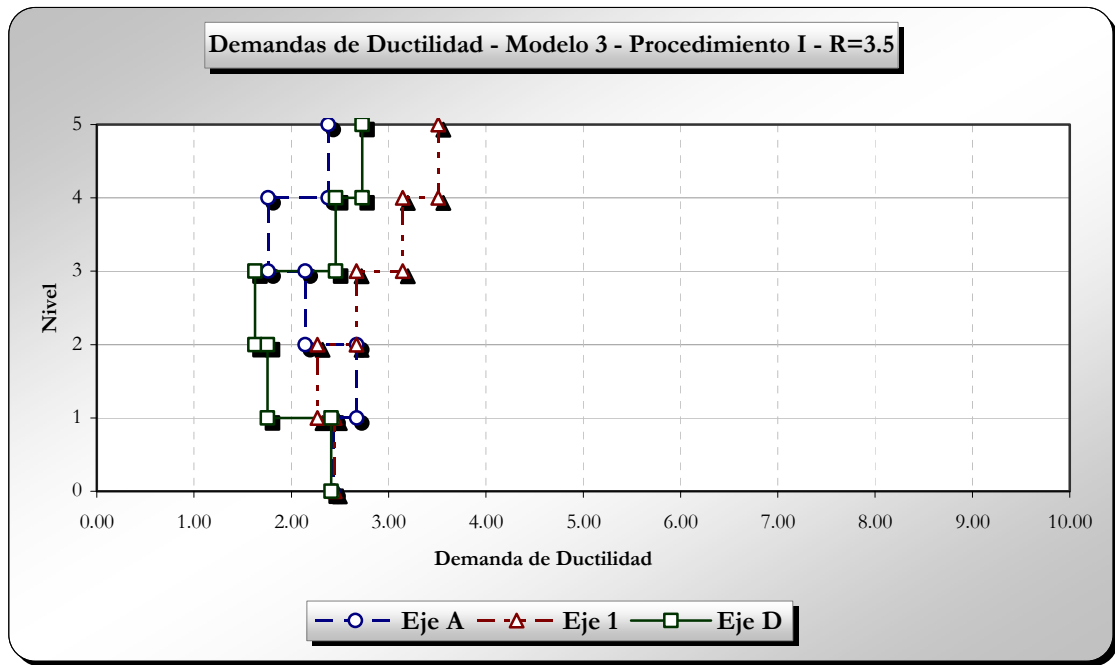


Fig. 4-27 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento II - R = 3.5.

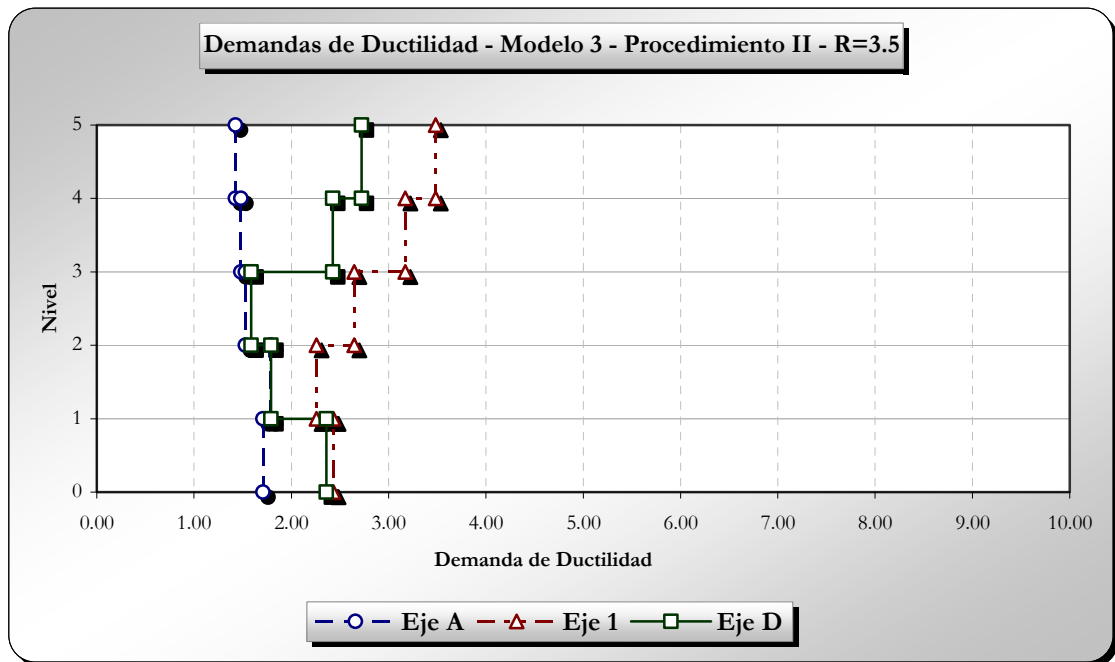


Fig. 4-28 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento III - R = 3.5.

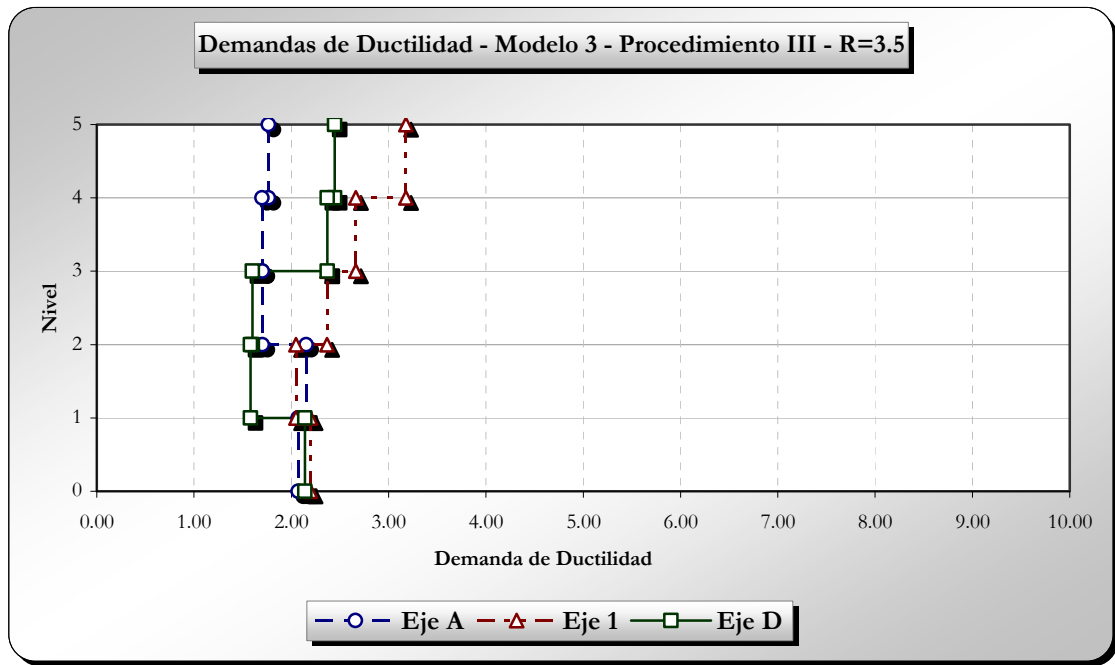


Fig. 4-29 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VI - R = 3.5.

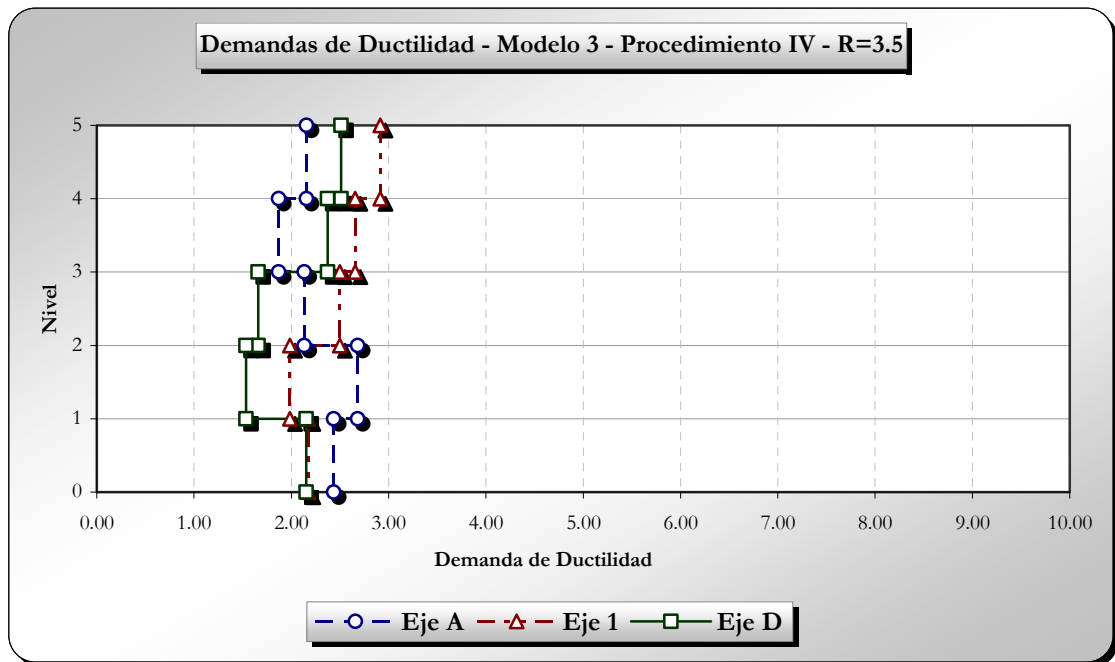


Fig. 4-30 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento V - R = 3.5.

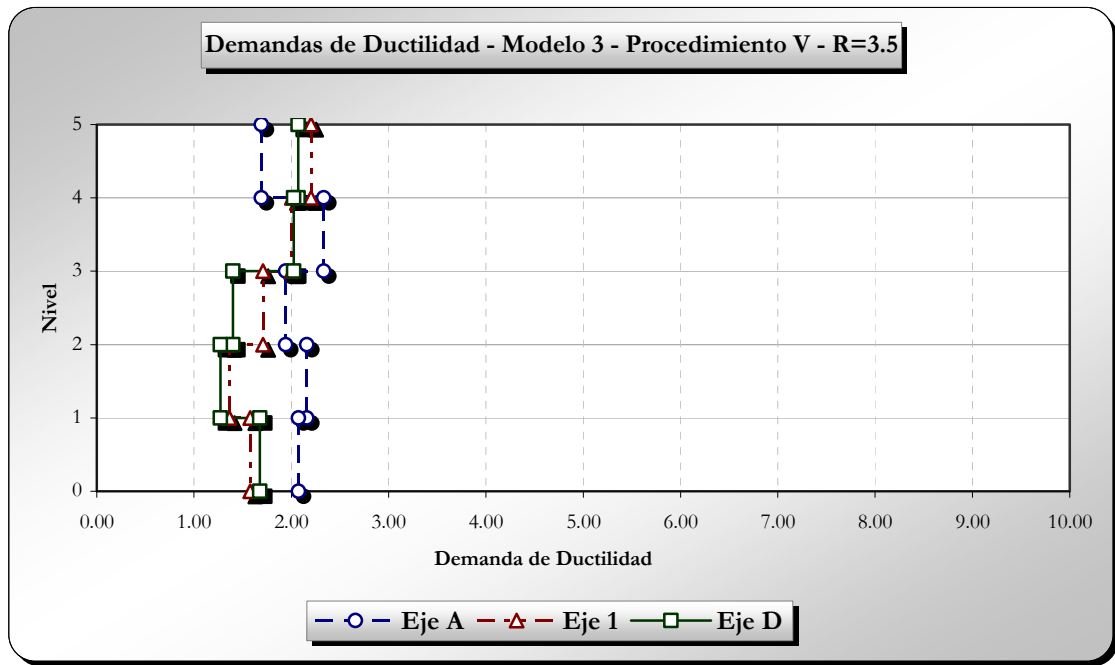


Fig. 4-31 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VI - R = 3.5.

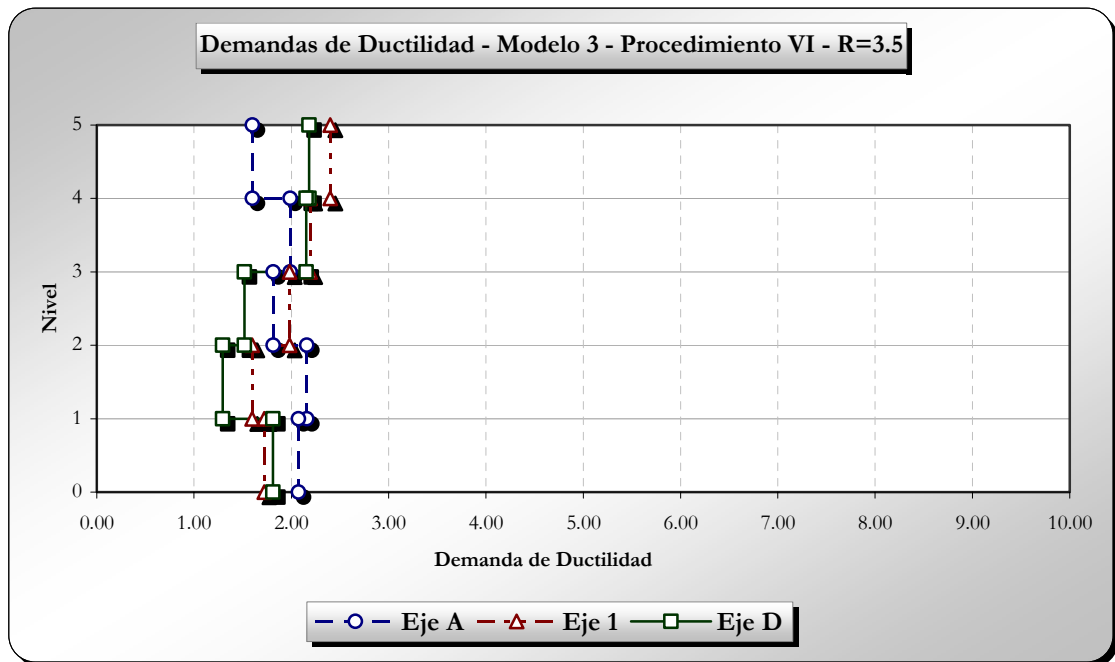


Fig. 4-32 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VII - R = 3.5.

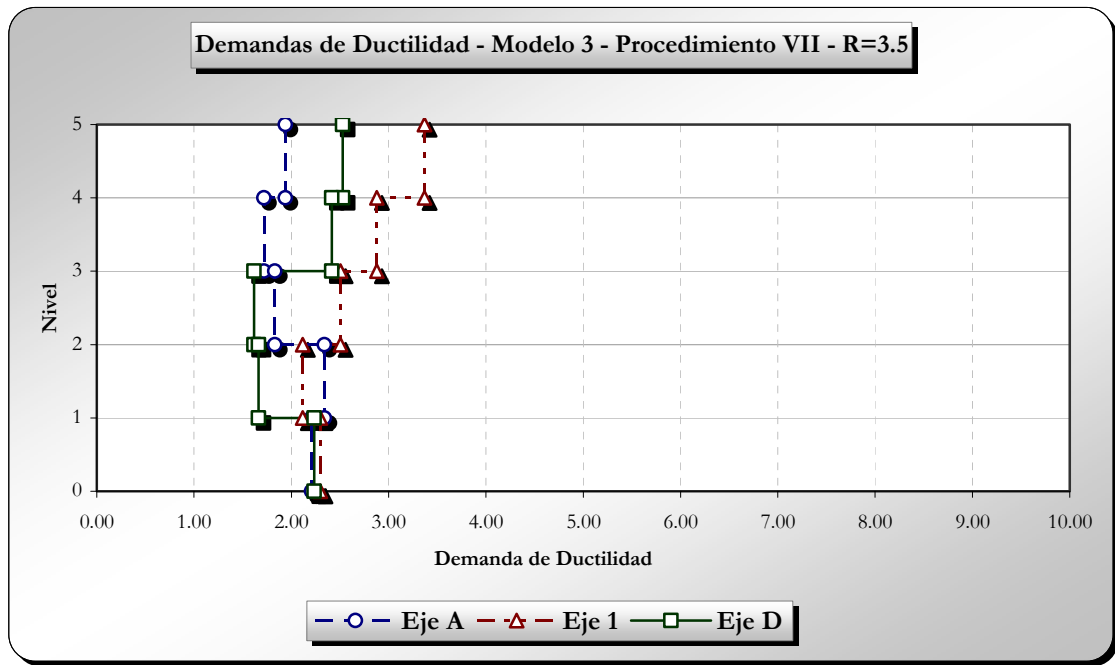


Fig. 4-33 Demandas de ductilidad – Modelo 1 - R = 7.0.

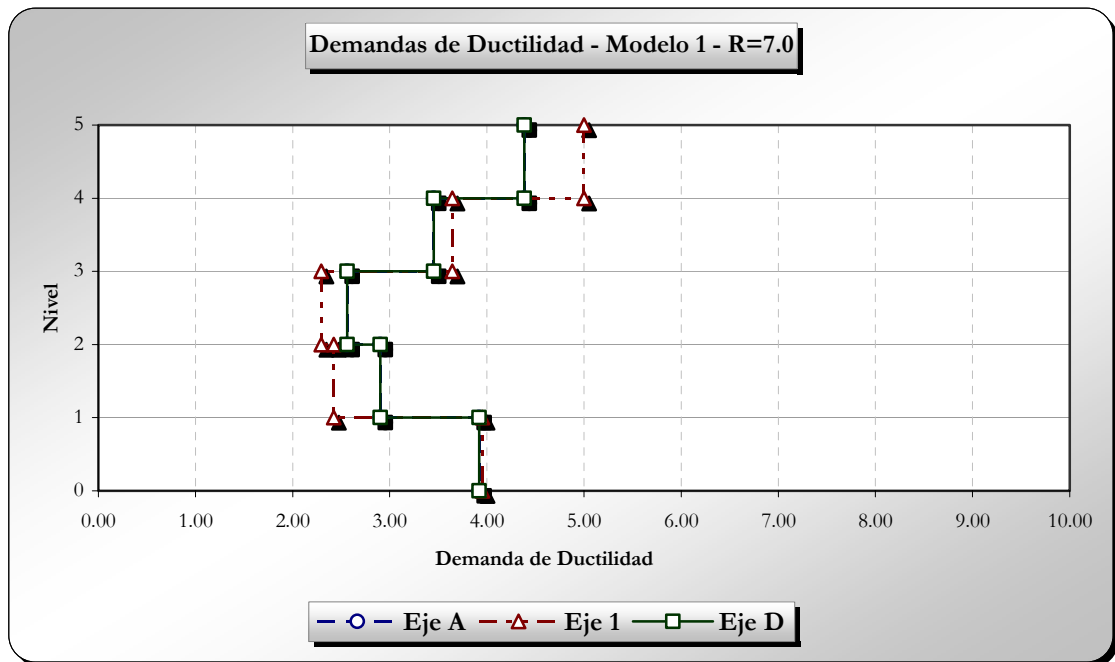


Fig. 4-34 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento I - R = 7.0.

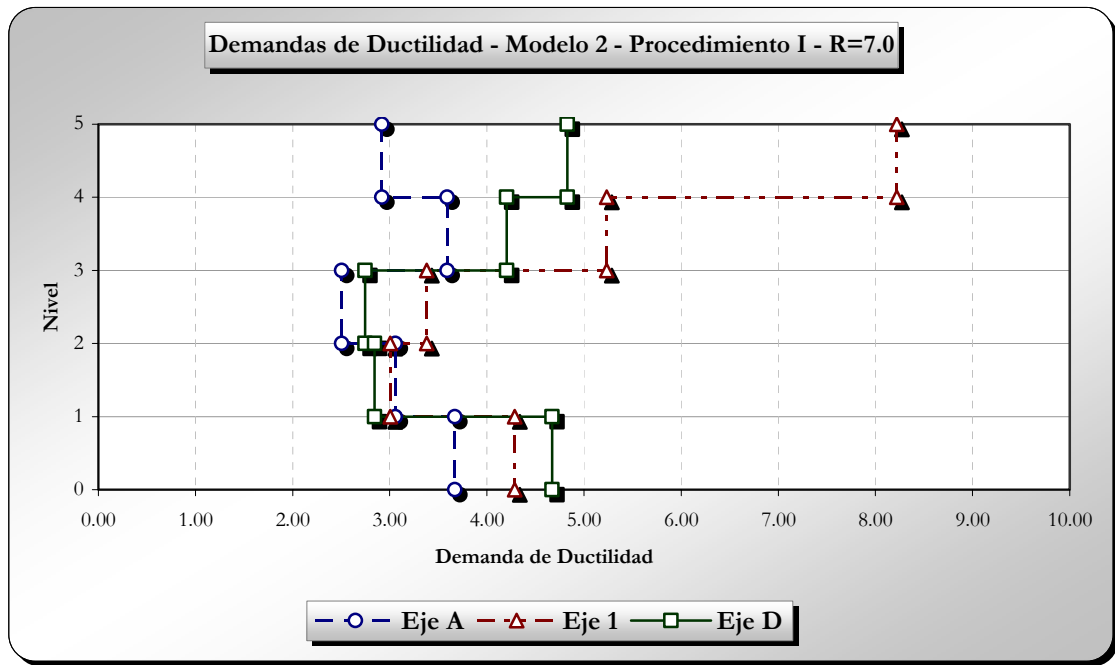


Fig. 4-35 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento II - R = 7.0.

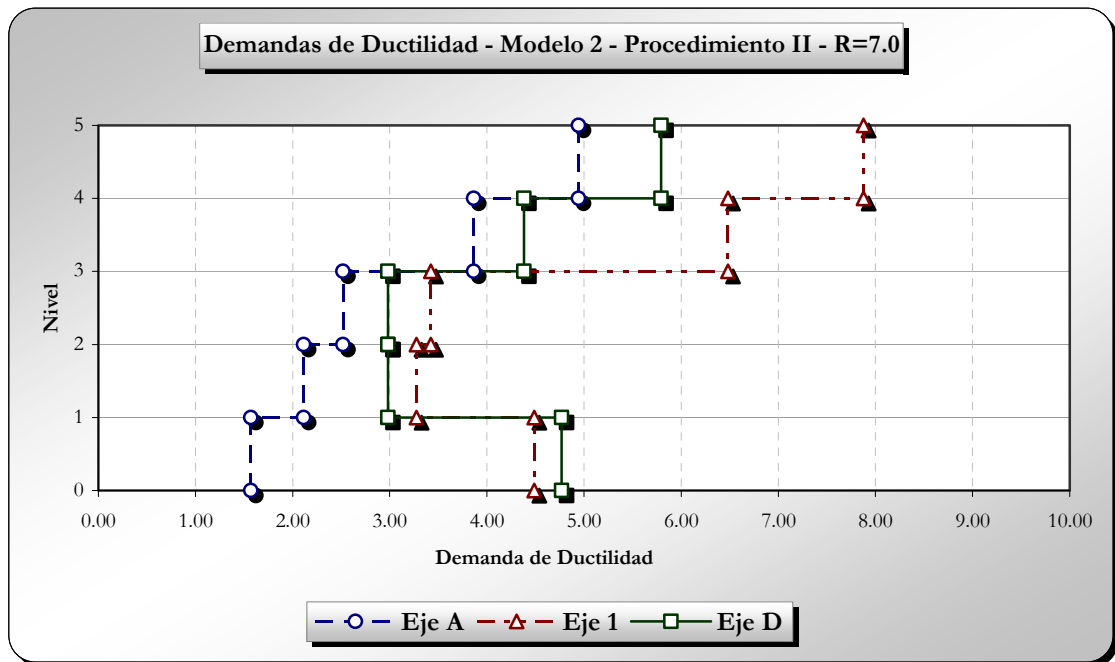


Fig. 4-36 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento III - R = 7.0.

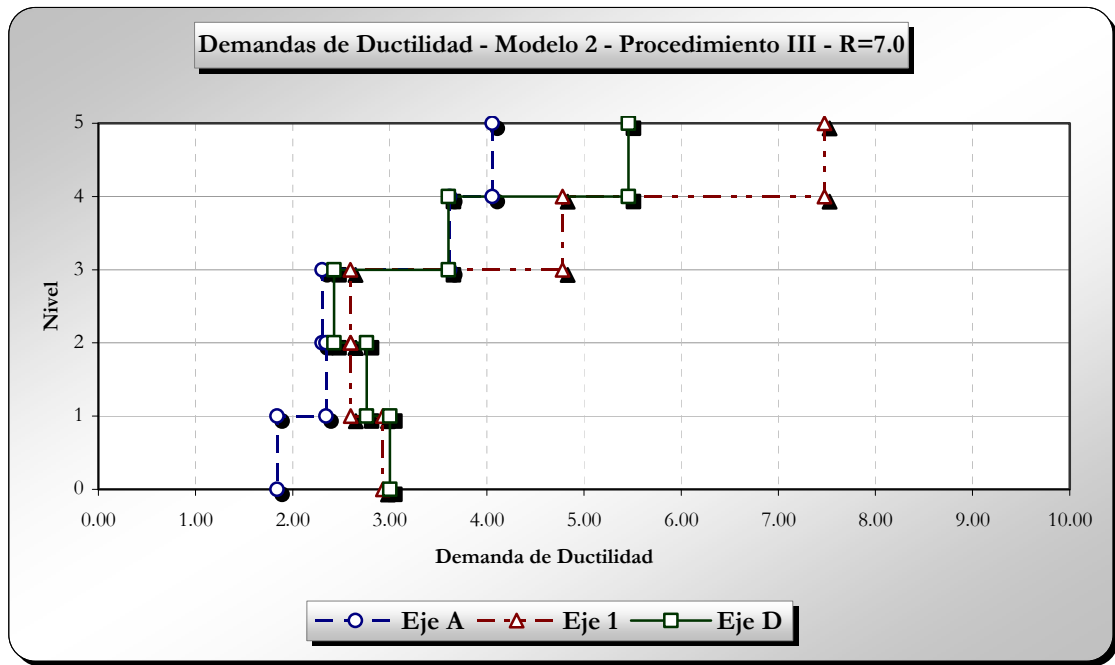


Fig. 4-37 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento IV - R = 7.0.

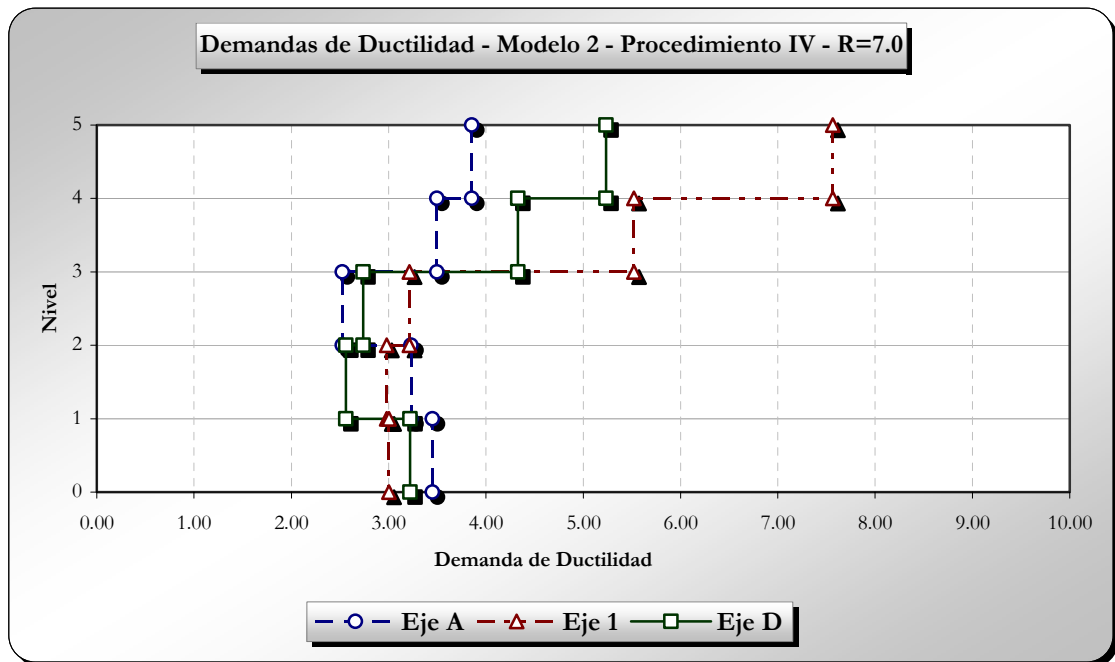


Fig. 4-38 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento V - R = 7.0.

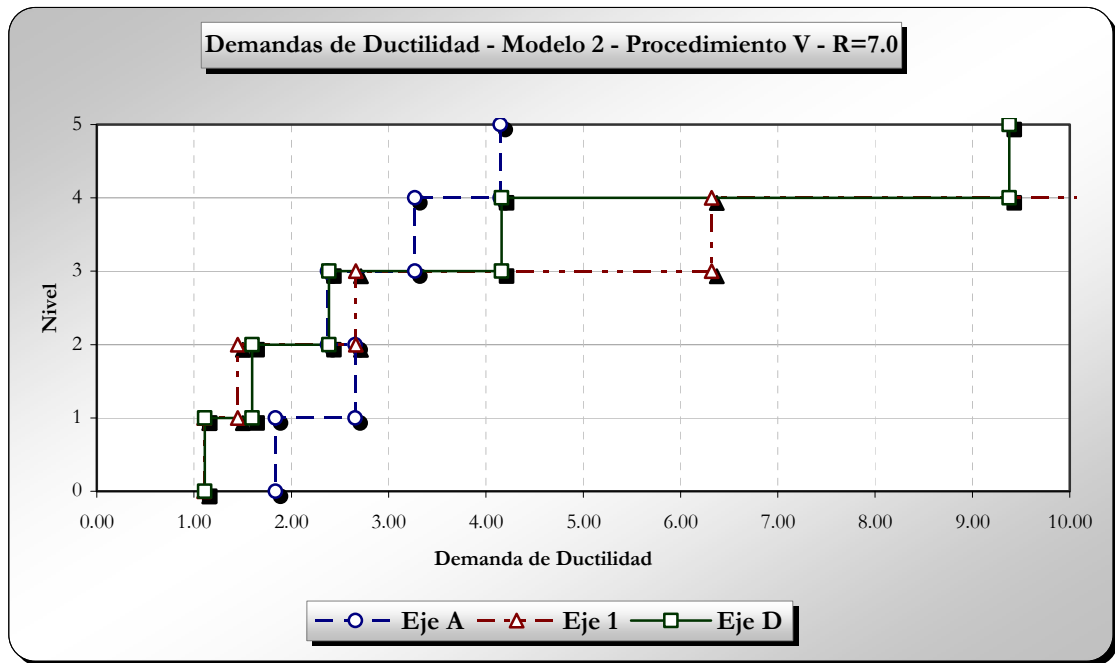


Fig. 4-39 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento VI - R = 7.0.

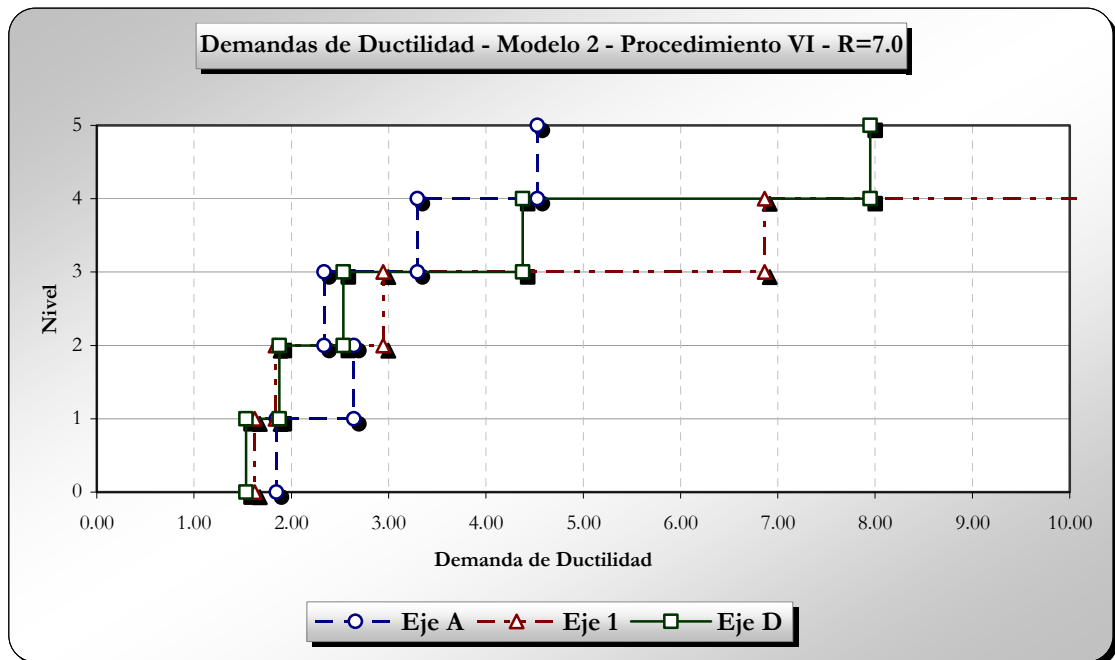


Fig. 4-40 Demandas de ductilidad – Modelo 2 – Procedimiento VII - R = 7.0.

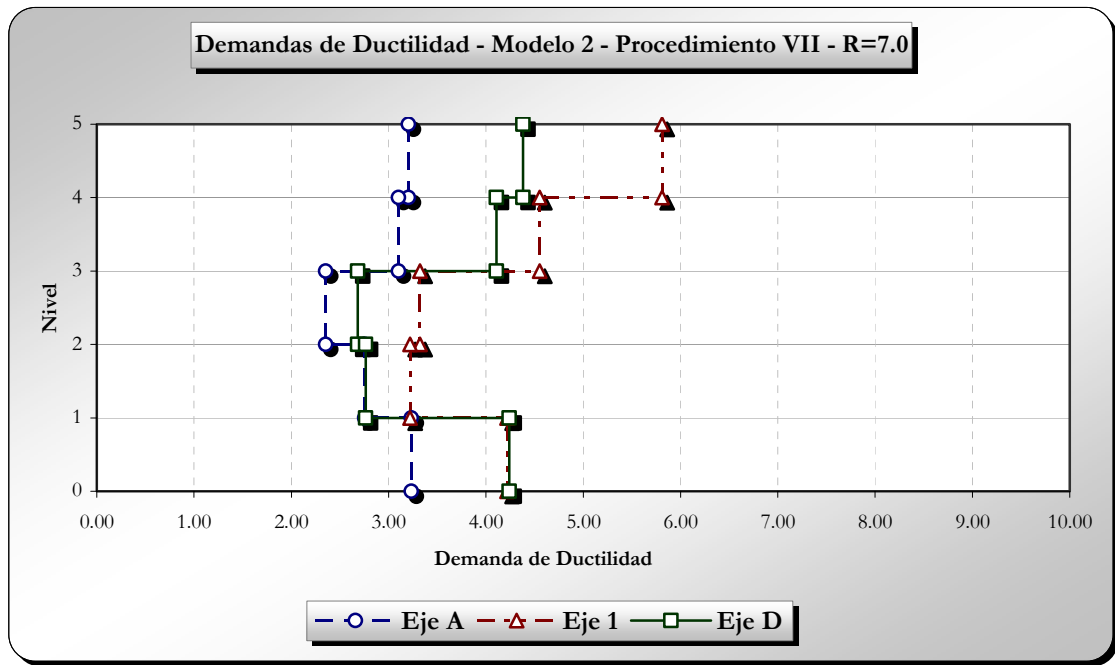


Fig. 4-41 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento I - R = 7.0.

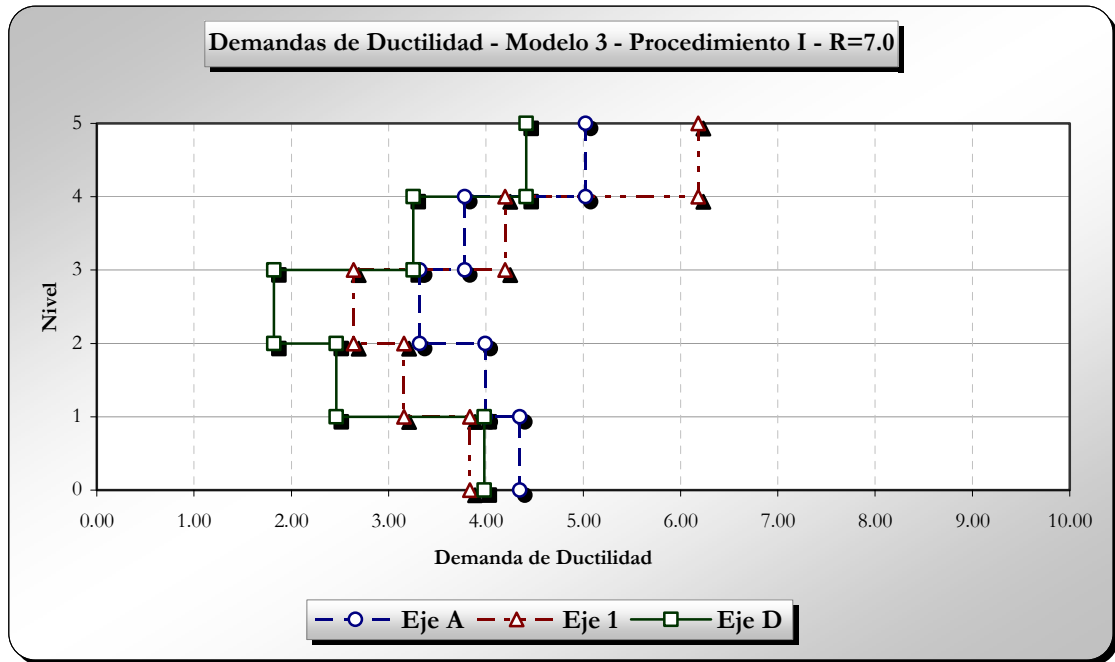


Fig. 4-42 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento II - R = 7.0.

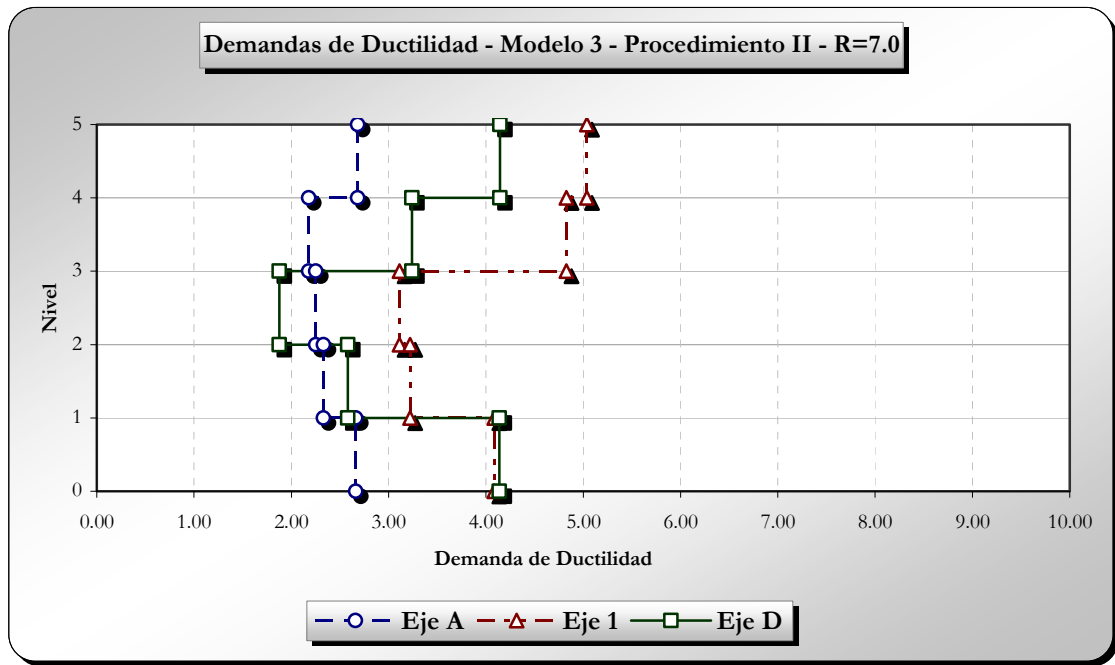


Fig. 4-43 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento III - R = 7.0.

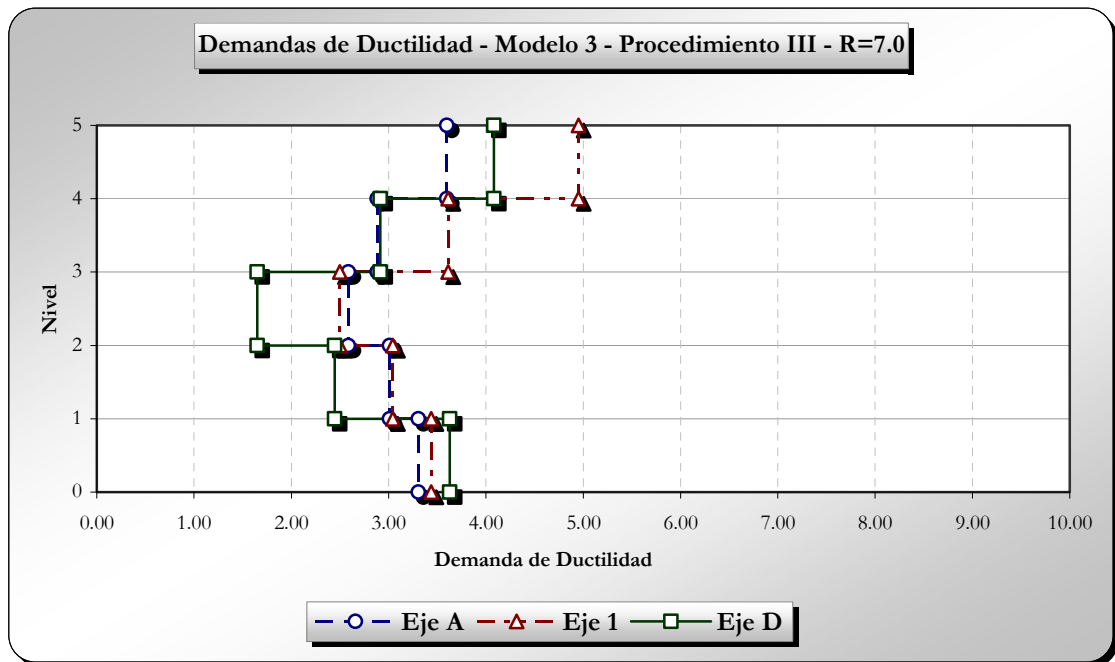


Fig. 4-44 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento IV - R = 7.0.

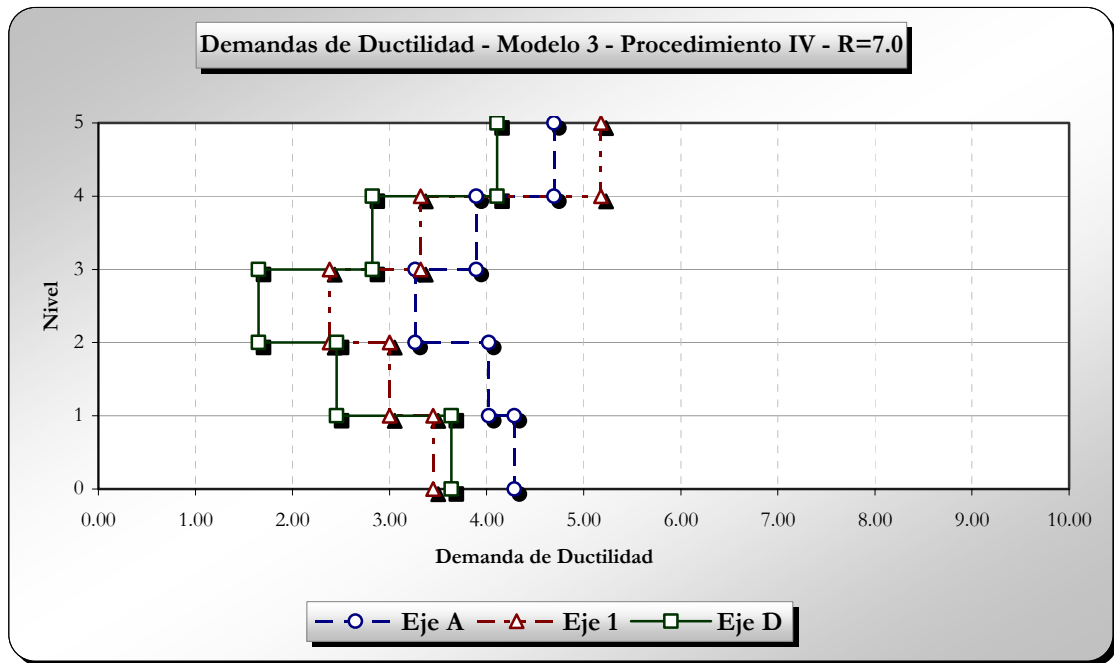


Fig. 4-45 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento V - R = 7.0.

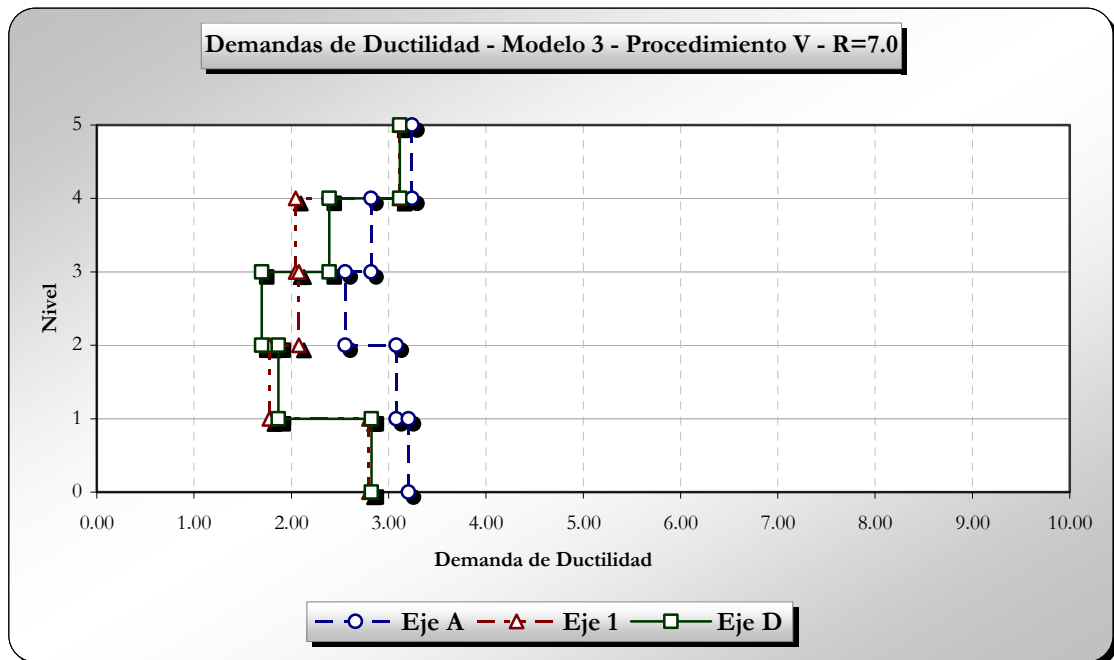


Fig. 4-46 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VI - R = 7.0.

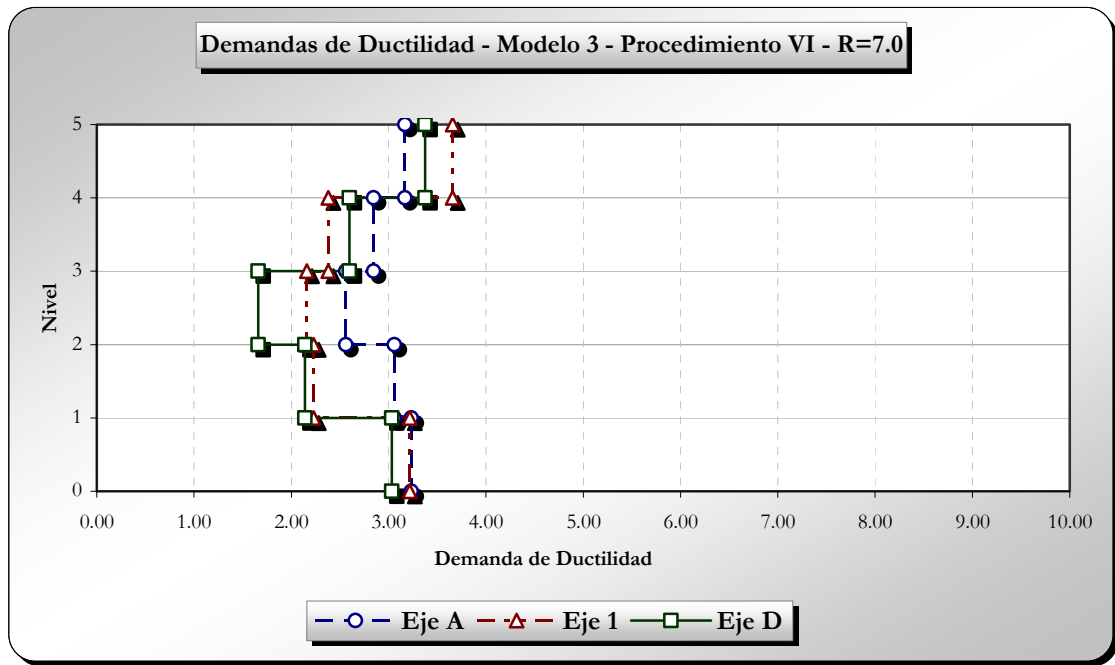
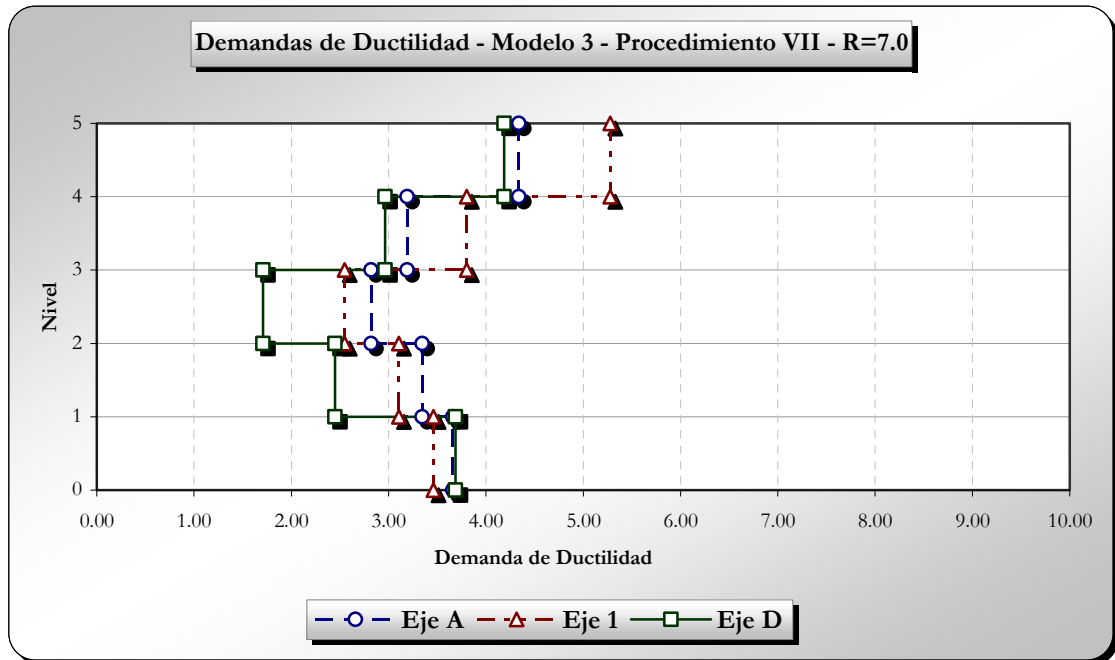


Fig. 4-47 Demandas de ductilidad – Modelo 3 – Procedimiento VII - R = 7.0.



4.5.2 DEMANDAS DE DUCTILIDAD NORMALIZADAS

En búsqueda de una verdadera comparación del comportamiento de los modelos torsionalmente desbalanceados, analizados de acuerdo con los diferentes procedimientos con el modelo torsionalmente balanceado, se calcula la demanda de ductilidad normalizada tomando como base este modelo. El procedimiento mas adecuado será entonces, aquel cuyas demandas de ductilidad para cada plano resistente, se aproximen en lo posible a las que presenta esos mismos planos en el modelo torsionalmente balanceado. Esto quiere decir que las demandas de desplazamiento adicionales, debidas a los efectos torsionales en los edificios torsionalmente desbalanceados, son compensadas con fuerzas de diseño adicionales, acordes con este incremento en la exigencia.

Se presenta a continuación las demandas de ductilidad normalizadas para los planos resistentes en los ejes A, D y 1.

Tabla 4-43 Demandas de ductilidad – R = 3.5.

Demandas de Ductilidad R=3.5			Procedimiento I	Procedimiento II	Procedimiento III	Procedimiento IV	Procedimiento V	Procedimiento VI	Procedimiento VII	Procedimiento I	Procedimiento II	Procedimiento III	Procedimiento IV	Procedimiento V	Procedimiento VI	Procedimiento VII
			Nivel	Modelo 1	Modelo 2							Modelo 3				
Eje A	5	2.99	2.73	3.26	3.03	2.93	2.95	3.20	2.34	2.38	1.43	1.77	2.16	1.69	1.60	1.94
	4	1.87	2.44	2.33	2.39	2.39	2.40	2.36	2.24	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
	3	1.55	1.98	1.64	1.86	1.99	1.88	1.87	1.83	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
	2	1.00	1.82	1.40	1.60	1.82	1.61	1.60	1.70	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
	1	3.30	1.35	0.82	1.02	1.35	1.13	1.10	1.15	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Eje D	5	2.99	2.68	2.83	2.98	2.76	5.31	4.82	2.34	2.73	2.72	2.44	2.51	2.07	2.18	2.53
	4	1.87	3.18	3.21	3.18	3.12	2.65	2.71	3.05	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
	3	1.55	1.88	1.90	1.92	1.90	1.85	1.87	1.90	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
	2	1.00	1.78	1.82	1.60	1.62	1.18	1.34	1.62	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
	1	3.30	2.27	2.29	1.44	1.42	0.79	0.91	2.06	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Eje 1	5	2.27	4.58	4.45	5.55	4.69	9.79	8.54	3.88	3.51	3.48	3.18	2.92	2.20	2.40	3.37
	4	2.04	3.79	3.84	4.16	4.01	4.01	4.11	3.41	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
	3	1.55	2.73	2.54	2.63	2.73	2.05	2.31	2.48	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
	2	1.60	2.11	2.07	1.76	1.79	1.16	1.35	1.94	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
	1	2.24	2.32	2.30	1.43	1.42	0.76	0.86	2.05	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00

Tabla 4-44 Demandas de ductilidad normalizadas – R = 3.5.

Demandas de Ductilidad Normalizadas R=3.5			Procedimiento I	Procedimiento II	Procedimiento III	Procedimiento IV	Procedimiento V	Procedimiento VI	Procedimiento VII	Procedimiento I	Procedimiento II	Procedimiento III	Procedimiento IV	Procedimiento V	Procedimiento VI	Procedimiento VII
			Nivel	Modelo 1	Modelo 2							Modelo 3				
Eje A	5	1.00	0.91	1.09	1.01	0.98	0.99	1.07	0.78	0.80	0.48	0.59	0.72	0.57	0.54	0.65
	4	1.00	1.30	1.24	1.27	1.28	1.28	1.26	1.19	0.94	0.79	0.91	1.00	1.24	1.06	0.92
	3	1.00	1.28	1.05	1.20	1.28	1.21	1.21	1.18	1.38	0.99	1.10	1.38	1.25	1.17	1.18
	2	1.00	1.81	1.39	1.59	1.81	1.60	1.59	1.69	2.66	1.78	2.15	2.67	2.15	2.15	2.33
	1	1.00	0.41	0.25	0.31	0.41	0.34	0.33	0.35	0.74	0.52	0.63	0.74	0.63	0.63	0.67
Eje D	5	1.00	0.90	0.95	1.00	0.92	1.78	1.61	0.78	0.91	0.91	0.82	0.84	0.69	0.73	0.85
	4	1.00	1.70	1.71	1.69	1.66	1.41	1.45	1.63	1.31	1.29	1.26	1.27	1.08	1.15	1.29
	3	1.00	1.21	1.23	1.24	1.23	1.20	1.20	1.23	1.05	1.02	1.03	1.07	0.90	0.98	1.04
	2	1.00	1.77	1.81	1.60	1.61	1.17	1.34	1.61	1.75	1.78	1.57	1.53	1.27	1.29	1.66
	1	1.00	0.69	0.69	0.44	0.43	0.24	0.28	0.62	0.73	0.71	0.65	0.65	0.51	0.55	0.68
Eje 1	5	1.00	2.02	1.96	2.45	2.06	4.31	3.76	1.71	1.55	1.53	1.40	1.28	0.97	1.06	1.48
	4	1.00	1.86	1.88	2.04	1.96	1.97	2.02	1.67	1.54	1.55	1.30	1.30	0.98	1.07	1.41
	3	1.00	1.77	1.64	1.70	1.77	1.33	1.49	1.60	1.73	1.71	1.53	1.62	1.11	1.28	1.62
	2	1.00	1.32	1.30	1.10	1.12	0.72	0.85	1.22	1.42	1.41	1.28	1.24	0.85	1.00	1.33
	1	1.00	1.04	1.03	0.64	0.63	0.34	0.39	0.92	1.09	1.09	0.98	0.97	0.70	0.77	1.03

Tabla 4-45 Demandas de ductilidad – R = 7.0.

Demandas de Ductilidad R=7.0			Procedimiento I	Procedimiento II	Procedimiento III	Procedimiento IV	Procedimiento V	Procedimiento VI	Procedimiento VII	Procedimiento I	Procedimiento II	Procedimiento III	Procedimiento IV	Procedimiento V	Procedimiento VI	Procedimiento VII
			Nivel	Modelo 1	Modelo 2							Modelo 3				
Eje A	5	4.38	2.92	4.94	4.05	3.86	4.15	4.53	3.20	5.02	2.68	3.60	2.16	3.24	3.17	4.34
	4	3.45	3.59	3.87	3.62	3.50	3.27	3.30	3.10	3.78	2.18	2.88	2.16	2.82	2.84	3.19
	3	2.56	2.50	2.52	2.30	2.53	2.37	2.34	2.35	3.32	2.25	2.59	2.16	2.55	2.56	2.82
	2	2.90	3.06	2.11	2.34	3.23	2.65	2.64	2.75	3.99	2.33	3.01	2.16	3.08	3.06	3.34
	1	3.92	3.67	1.57	1.84	3.45	1.84	1.85	3.23	4.35	2.66	3.30	2.16	3.21	3.23	3.66
Eje D	5	4.38	4.83	5.79	5.46	5.24	9.38	7.95	4.38	4.41	4.14	4.08	4.11	3.12	3.37	4.19
	4	3.45	4.20	4.38	3.61	4.33	4.16	4.38	4.11	3.25	3.24	2.92	2.82	2.39	2.60	2.96
	3	2.56	2.74	2.98	2.43	2.74	2.39	2.53	2.68	1.82	1.88	1.65	1.65	1.70	1.66	1.71
	2	2.90	2.84	2.98	2.76	2.56	1.60	1.88	2.76	2.46	2.58	2.45	2.45	1.87	2.14	2.45
	1	3.92	4.67	4.77	3.00	3.22	1.11	1.53	4.24	3.98	4.14	3.63	3.64	2.82	3.03	3.69
Eje 1	5	5.00	8.22	7.88	7.48	7.57	13.87	11.16	5.81	6.18	5.04	4.95	5.18	3.11	3.66	5.28
	4	3.64	5.23	6.48	4.78	5.52	6.32	6.86	4.55	4.20	4.83	3.61	3.32	2.04	2.38	3.80
	3	2.30	3.38	3.42	2.60	3.21	2.66	2.94	3.32	2.64	3.11	2.50	2.38	2.08	2.16	2.55
	2	2.42	3.00	3.28	2.60	2.98	1.45	1.84	3.22	3.16	3.22	3.04	3.00	1.78	2.23	3.10
	1	3.95	4.28	4.49	2.93	3.00	1.10	1.62	4.22	3.83	4.08	3.44	3.45	2.80	3.22	3.46

Tabla 4-46 Demandas de ductilidad normalizadas – R = 7.0.

Demandas de Ductilidad Normalizadas R=7.0			Procedimiento I	Procedimiento II	Procedimiento III	Procedimiento IV	Procedimiento V	Procedimiento VI	Procedimiento VII	Procedimiento I	Procedimiento II	Procedimiento III	Procedimiento IV	Procedimiento V	Procedimiento VI	Procedimiento VII
			Nivel	Modelo 1	Modelo 2							Modelo 3				
Eje A	5	1.00	0.67	1.13	0.92	0.88	0.95	1.03	0.73	1.15	0.61	0.82	0.49	0.74	0.72	0.99
	4	1.00	1.04	1.12	1.05	1.01	0.95	0.95	0.90	1.10	0.63	0.83	0.62	0.82	0.82	0.92
	3	1.00	0.98	0.98	0.90	0.99	0.93	0.91	0.92	1.30	0.88	1.01	0.84	1.00	1.00	1.10
	2	1.00	1.05	0.73	0.81	1.11	0.91	0.91	0.95	1.37	0.80	1.04	0.74	1.06	1.05	1.15
	1	1.00	0.94	0.40	0.47	0.88	0.47	0.47	0.82	1.11	0.68	0.84	0.55	0.82	0.82	0.93
Eje D	5	1.00	1.10	1.32	1.25	1.19	2.14	1.81	1.00	1.01	0.95	0.93	0.94	0.71	0.77	0.96
	4	1.00	1.22	1.27	1.04	1.25	1.20	1.27	1.19	0.94	0.94	0.84	0.82	0.69	0.75	0.86
	3	1.00	1.07	1.16	0.95	1.07	0.93	0.99	1.05	0.71	0.73	0.64	0.64	0.66	0.65	0.67
	2	1.00	0.98	1.03	0.95	0.88	0.55	0.65	0.95	0.85	0.89	0.84	0.84	0.64	0.74	0.84
	1	1.00	1.19	1.22	0.77	0.82	0.28	0.39	1.08	1.02	1.06	0.93	0.93	0.72	0.77	0.94
Eje 1	5	1.00	1.64	1.58	1.50	1.51	2.77	2.23	1.16	1.24	1.01	0.99	1.04	0.62	0.73	1.06
	4	1.00	1.44	1.78	1.31	1.51	1.73	1.88	1.25	1.15	1.32	0.99	0.91	0.56	0.65	1.04
	3	1.00	1.47	1.49	1.13	1.40	1.16	1.28	1.45	1.15	1.36	1.09	1.04	0.90	0.94	1.11
	2	1.00	1.24	1.35	1.07	1.23	0.60	0.76	1.33	1.30	1.33	1.26	1.24	0.73	0.92	1.28
	1	1.00	1.08	1.14	0.74	0.76	0.28	0.41	1.07	0.97	1.03	0.87	0.87	0.71	0.81	0.88

Fig. 4-48 Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento I.

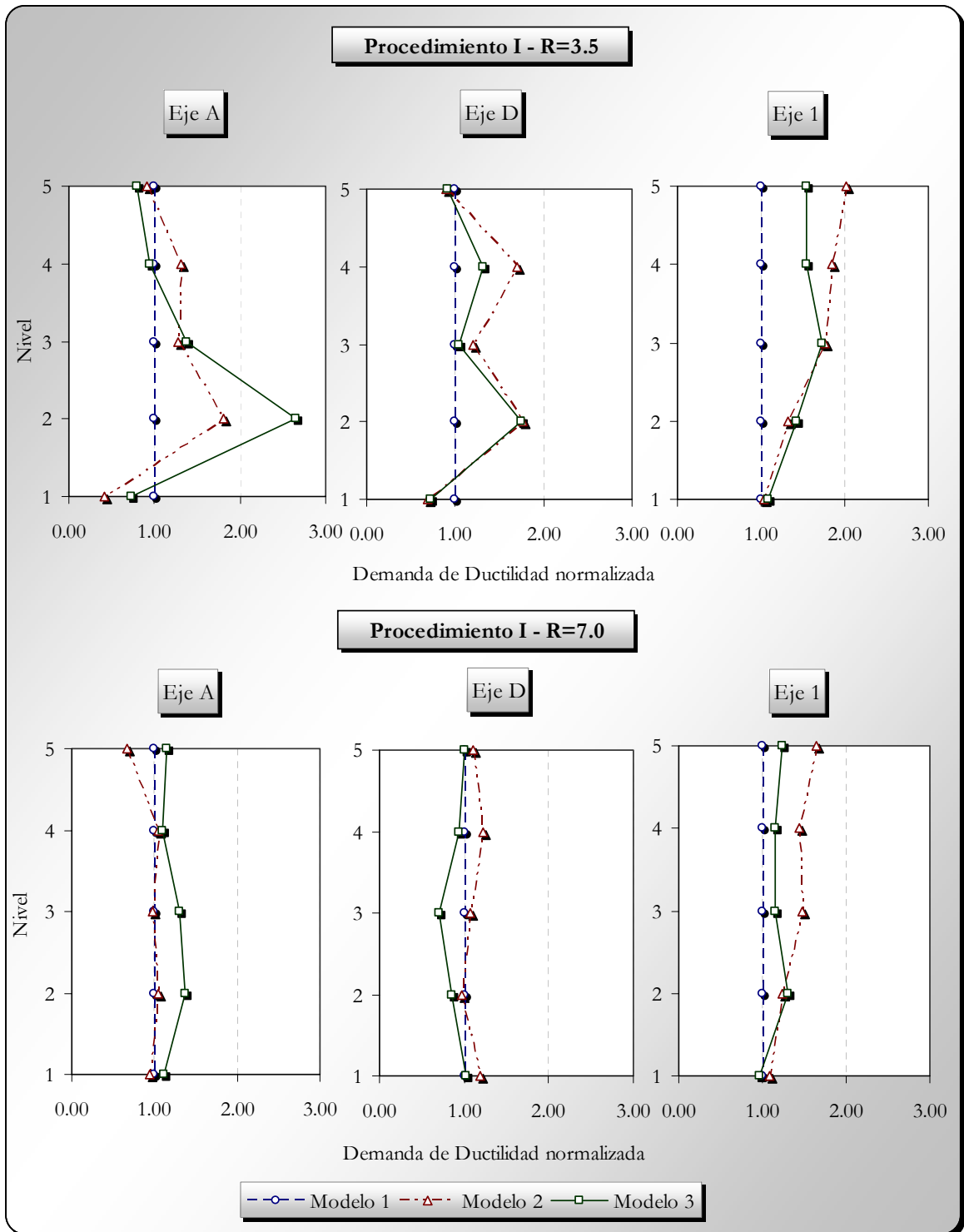


Fig. 4-49 Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento II.

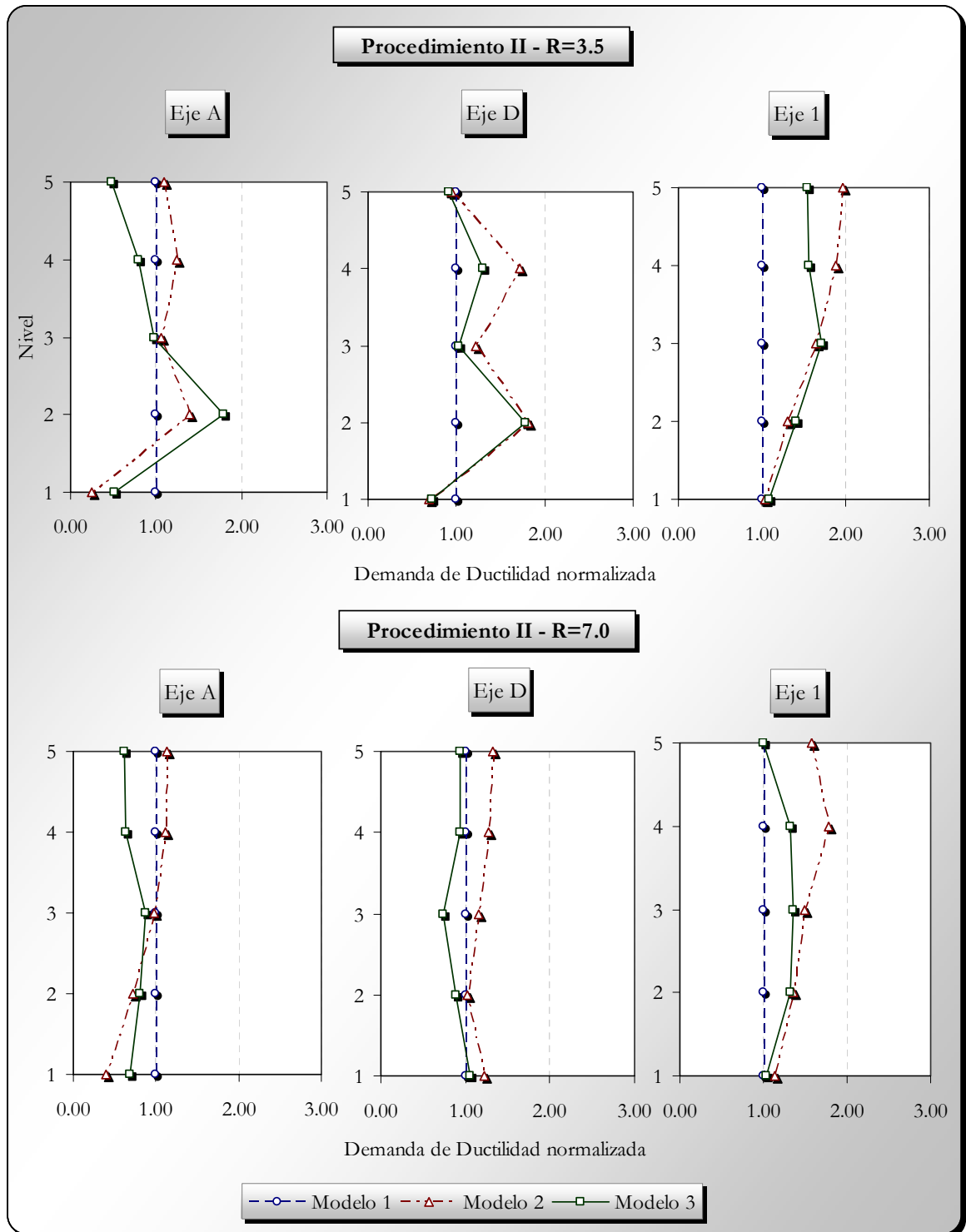


Fig. 4-50 Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento III.

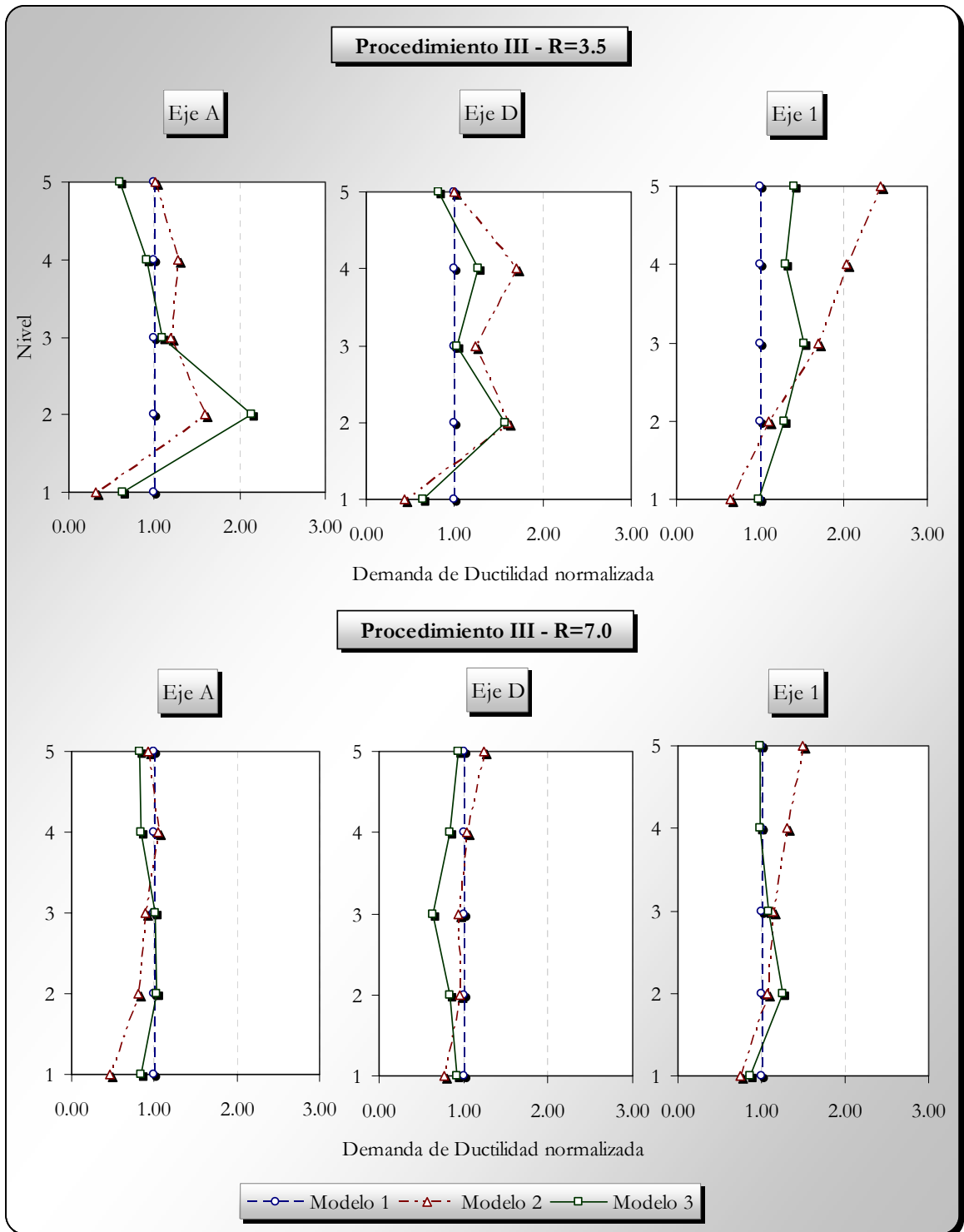


Fig. 4-51 Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento IV.

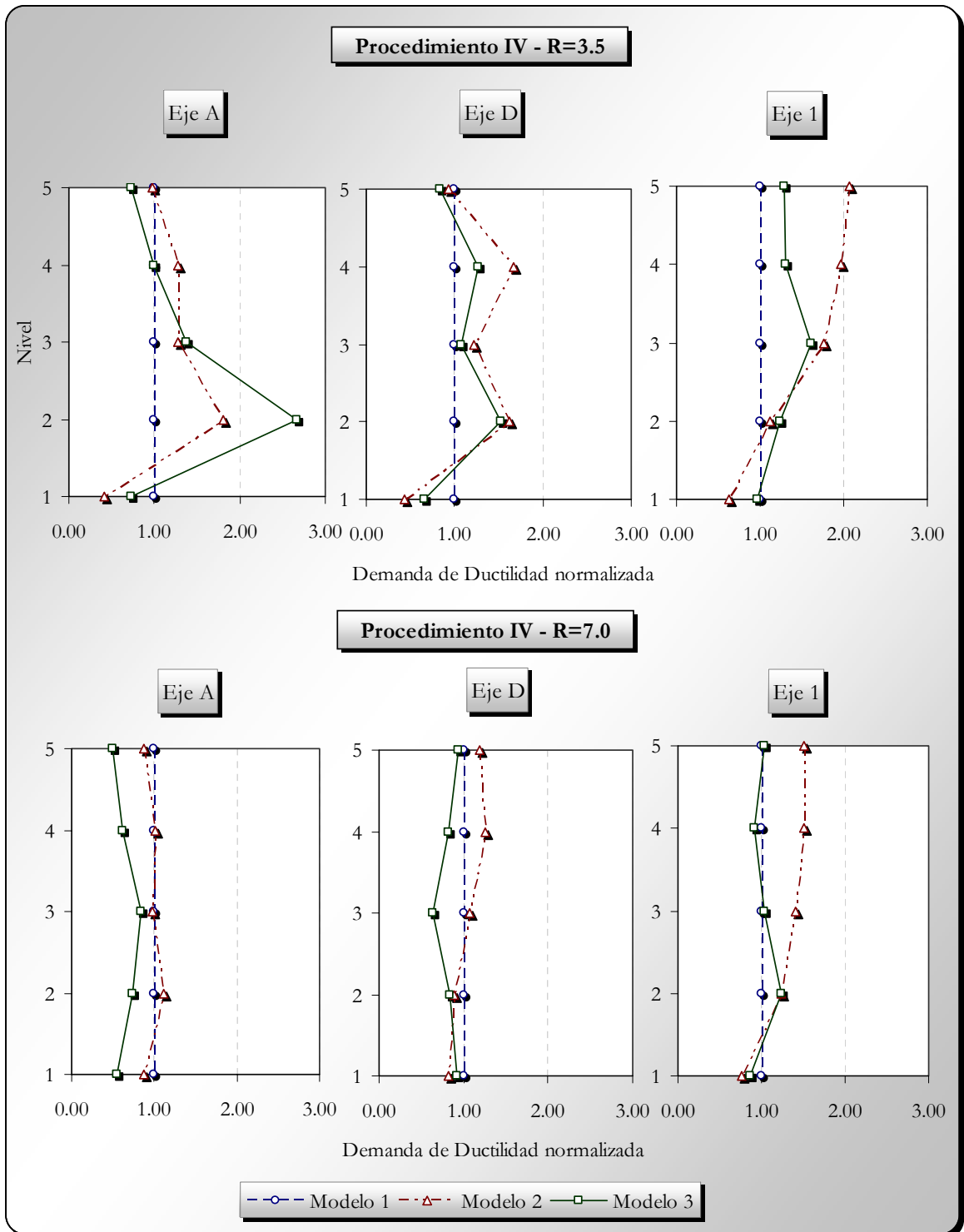


Fig. 4-52 Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento V.

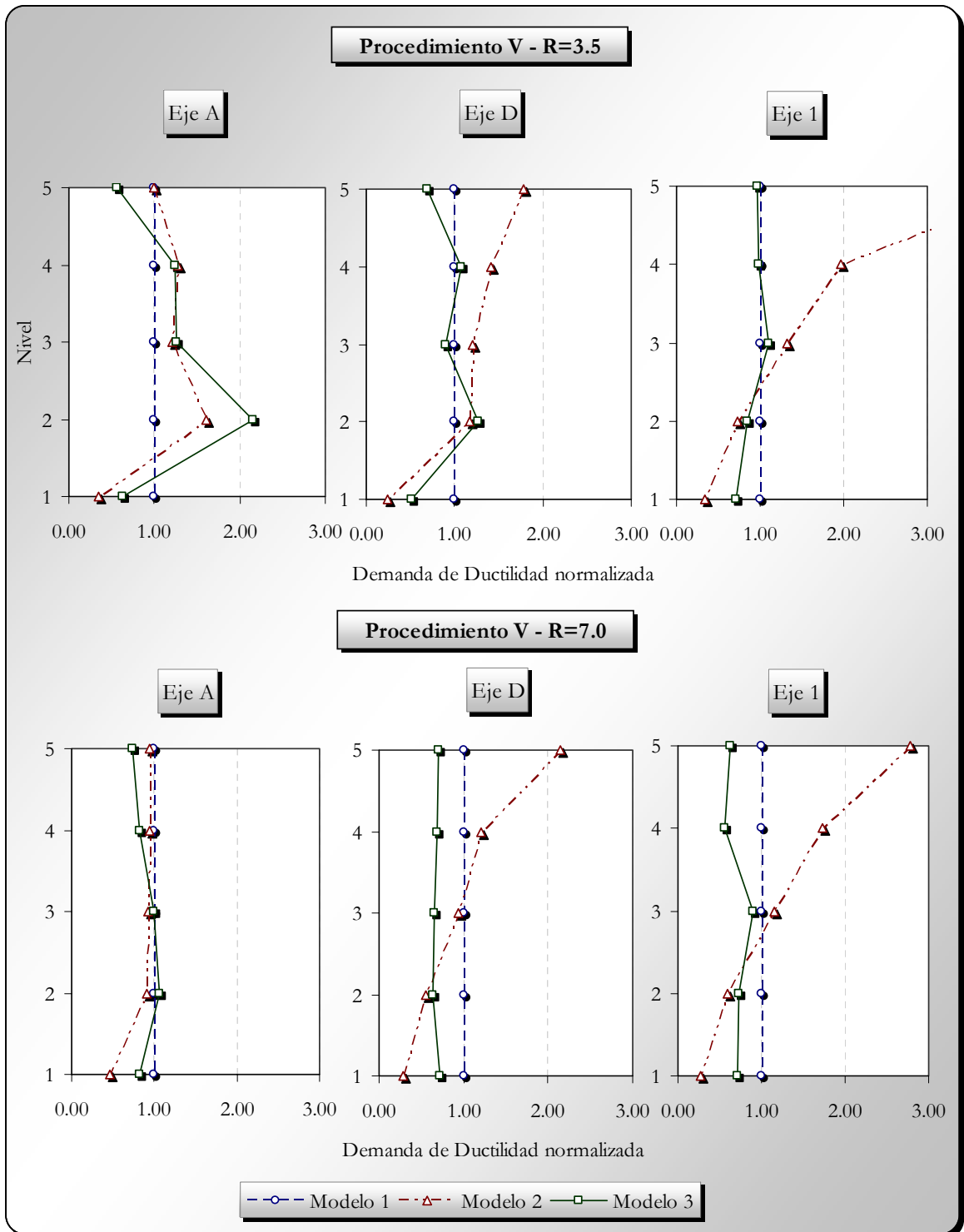


Fig. 4-53 Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento VI.

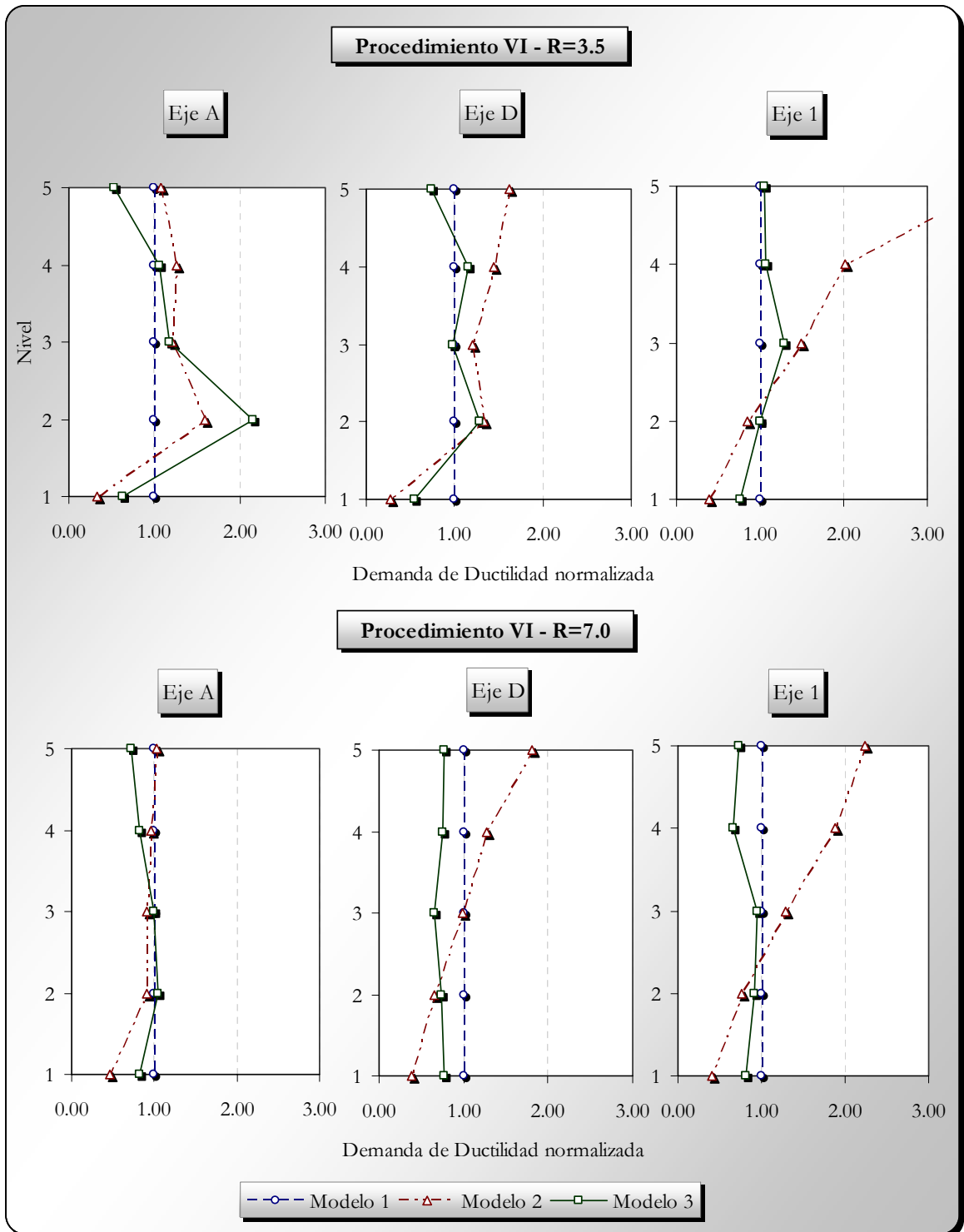
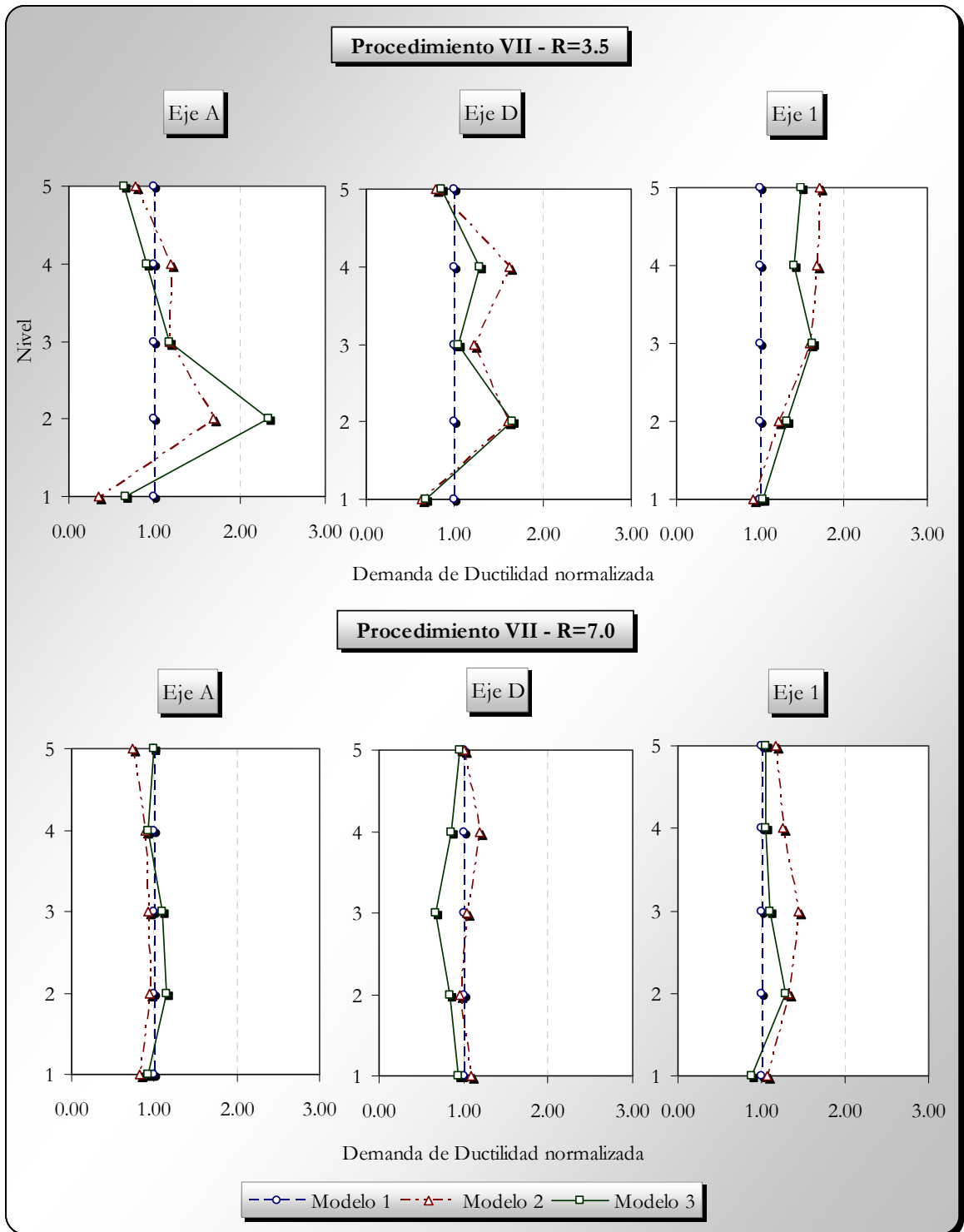


Fig. 4-54 Demandas de ductilidad normalizadas – procedimiento VII.



De las figuras 4-48 a 4-54, se pueden observar los siguientes comportamientos:

Procedimiento I: al igual que todos los demás seis procedimientos presenta un salto abrupto en la demanda de ductilidad del borde rígido de la planta (eje A) en el segundo nivel, y sobre todo para el modelo 3 con un $R = 3.5$. El borde flexible (eje D) y el plano transversal (eje 1), no presentan un comportamiento más alentador para $R = 3.5$, presentándose irregularidades en los niveles pares para el eje D para ambos modelos desbalanceados, y demandas de ductilidad superiores a las presentadas en el modelo balanceado para los niveles superiores en el eje 1. El comportamiento de las demandas de ductilidad cuando se considera un $R = 7.0$, es mas uniforme para todos los planos considerados y en todos los niveles del edificio.

Procedimiento II: como es de esperar, el comportamiento del borde flexible de la planta es similar al procedimiento anterior, debido a la utilización del mismo valor del factor α , la demanda de ductilidad del borde rígido con $R = 3.5$ presenta un salto menos brusco en el segundo nivel. La respuesta del borde rígido cuando se utiliza $R = 7.0$, mejora un poco, mientras que la del plano transversal hace lo contrario, pero todo esto en pequeñas proporciones.

Procedimientos III y IV: presentan un comportamiento similar a los procedimientos anteriores, pero con un incremento considerable en las demandas de ductilidad de los niveles superiores para el plano transversal, cuando se utiliza un $R = 3.5$.

Procedimientos V y VI: en estos dos procedimientos se nota claramente, que para el modelo número dos, la demanda de ductilidad de los bordes flexible y transversal en los niveles superiores del edificio, sobrepasa en buena medida la que presentan estos mismos planos en la estructura torsionalmente balanceada.

Procedimiento VII: es quizás el que presenta un comportamiento mas uniforme para las demandas de ductilidad de los tres planos y en todos los modelos considerados cuando se utiliza un $R = 7.0$, aunque se siguen presentando irregularidades en las demandas de ductilidad en los planos resistentes de las estructuras asimétricas, con respecto a las correspondientes en el modelo balanceado, cuando R es igual a 3.5.

Aunque las graficas no permiten una conclusión tajante y definitiva sobre cual es el procedimiento que produce los mejores resultados, si muestra algunas tendencias importantes en el comportamiento de las demandas de ductilidad de los diferentes planos resistentes, cuando son utilizados diferentes procedimientos estáticos de diseño en lo que a torsión natural se refiere.

El procedimiento I que hace referencia a las recomendaciones de las Normas colombianas de diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, no presenta un comportamiento muy distante de los obtenidos con otros procedimientos, y con el procedimiento VII, que en este caso ofrece la respuesta mas adecuada, aunque todo esto solo se puede asegurar para las estructuras analizadas en esta investigación cuando son sometidas al registro acelerográfico que se utilizo en este estudio.

4.6 OTROS RESULTADOS PARCIALES OBTENIDOS

Del análisis realizado, se obtuvo una gran cantidad de datos que por su extensión son imposibles de presentar en un documento. Entre esta información se encuentran las curvas de deformación en el tiempo para cada plano resistente, la historia de la fuerza cortante en estos planos y los diagramas histeréticos. Las Fig. 4-55, 4-56 y 4-57 muestran estos diagramas para el eje D, en el primer piso del modelo 1 cuando se utilizo un $R=7.0$.

Fig. 4-55 Curva fuerza cortante vs tiempo, plano resistente eje D, primer piso modelo 1, R=7.0.

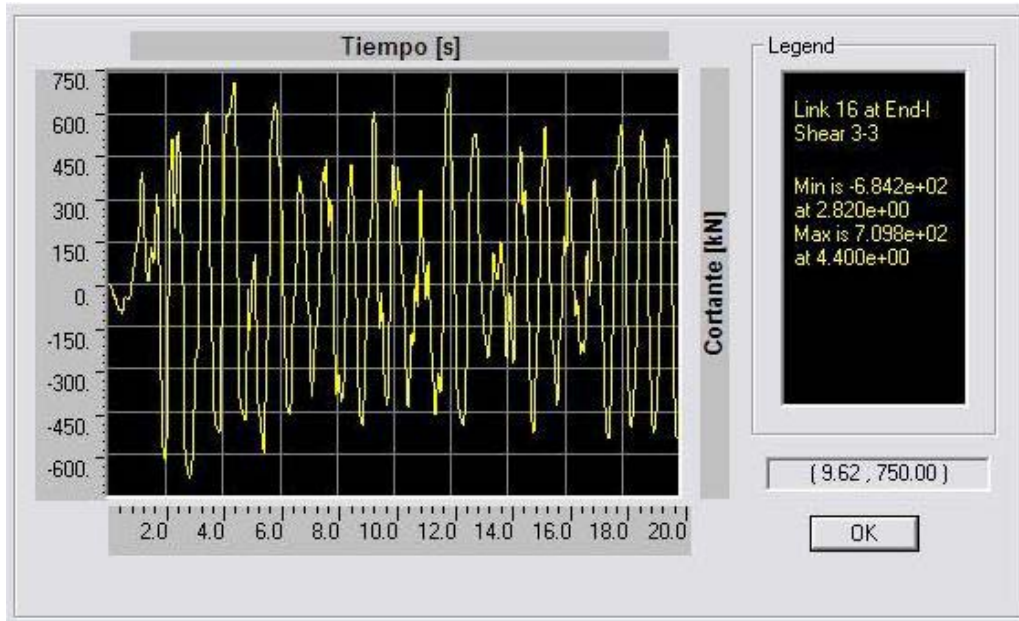


Fig. 4-56 Curva deriva vs tiempo, plano resistente eje D, primer piso modelo 1, R=7.0.

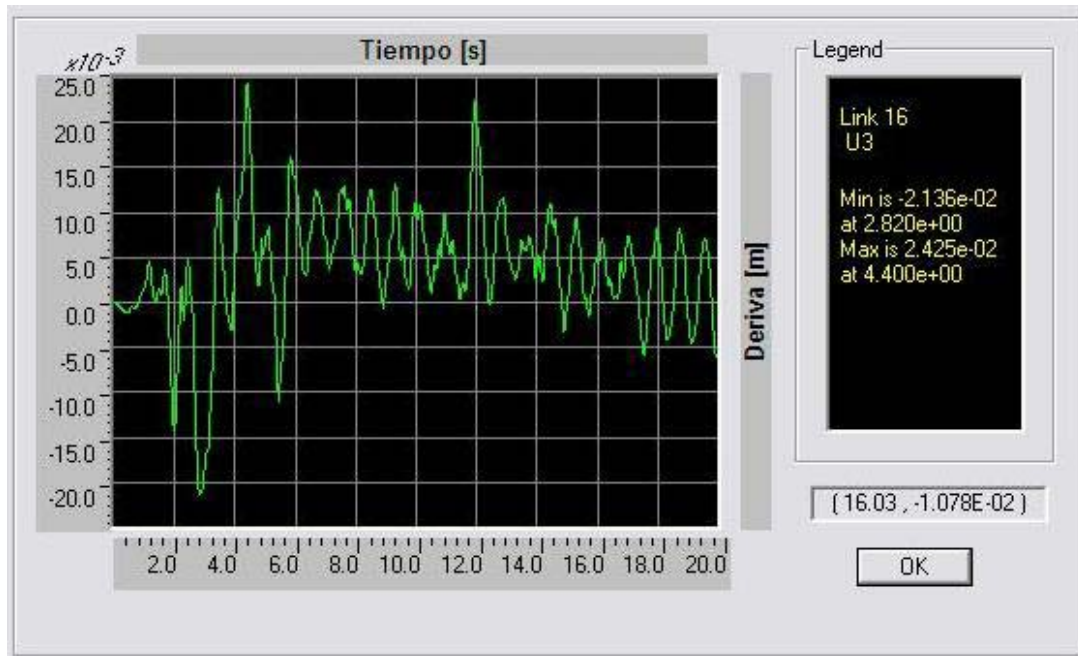
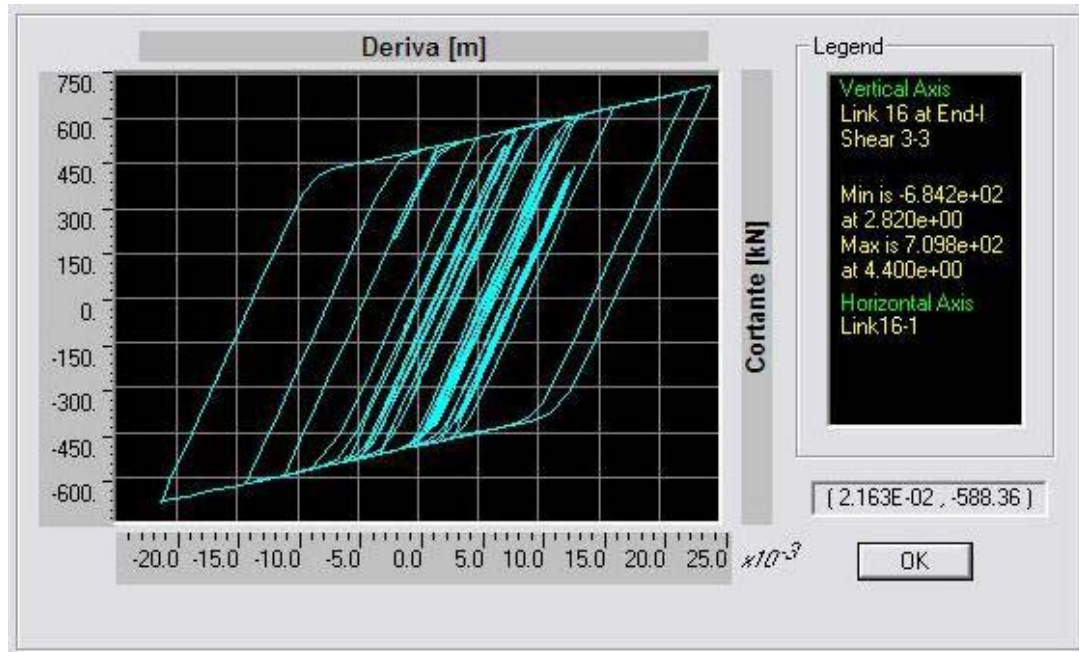


Fig. 4-57 Curva fuerza cortante vs deriva, plano resistente eje D, primer piso modelo 1, R=7.0.



En la Fig. 4-19 puede observarse como la deformación permanente del plano resistente se aleja de la posición de equilibrio. En la Fig. 4-20, se nota claramente la pendiente del 10% en la curva esfuerzo–deformación post-fluencia.

4.7 REFERENCIAS

¹ Bazan zurita, E. y Meli Piralla, R., *Manual de diseño sísmico de edificios*, Mexico, Limusa, 1989.

² Esperanza Maldonado R. y Gustavo Chio Cho, 2004, *Análisis sísmico de edificaciones*. Universidad Industrial de Santander, pp. 273-276.

³ Raúl Caro Olarte, 2002, *Dos Métodos para distribuir las fuerzas horizontales a los pórticos*. TECNURA, Tecnología y Cultura Afirmando el Conocimiento, pp. 42-53.

CONCLUSIONES

Las recomendaciones de diseño para edificios de varios pisos torsionalmente desbalanceados, que presentan diferentes códigos de diseño de edificaciones, de países como Canadá, Estados Unidos, México, Australia entre otros y las que proponen diferentes investigadores, son analizadas en este documento junto con las recomendaciones que presentan las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98. En el primer capítulo se explico los conceptos fundamentales que se refieren al comportamiento torsional de los edificios y los diferentes tipos de torsión que se consideran en el diseño de las edificaciones. En el segundo capítulo se presentaron los principales estudios sobre el comportamiento torsional de estructuras asimétricas de varios pisos realizados por los más relevantes investigadores, y que se presentaron recientemente. En el capítulo número tres, se presentan las diferentes provisiones que consideran los efectos torsionales, que se tienen en cuenta en los códigos estudiados. El cuarto y último capítulo, hace en su primera parte un recuento de las características inelásticas de los materiales y los modelos matemáticos desarrollados para análisis no lineal, así como presenta algunas de las definiciones mas importantes acerca del comportamiento inelástico de las estructuras, seguido, y como desarrollo practico de esta investigación, se estudia la conveniencia de cada una de las recomendaciones que presenta los diferentes códigos analizados y las propuestas por los investigadores a los que se hizo mención. Este estudio se hace mediante un análisis inelástico comparativo de las demandas de ductilidad normalizadas en los planos resistentes de un edificio, cuyo centros de rigidez de piso no coinciden con los centros de cortante, con respecto a la que presentan estos mimos planos en un modelo torsionalmente balanceado.

El estudio consideró tres modelos de edificios de cinco pisos, sometidos al registro acelerográfico de El Centro, en las dos direcciones principales; siete procedimientos de diseño que reflejan las recomendaciones estudiadas durante toda la investigación y considera dos coeficientes de reducción de resistencia.

Los párrafos siguientes presentan las principales conclusiones acerca de la investigación realizada y presentada a lo largo de los capítulos precedentes.

La variación de las fuerzas cortantes en los planos resistentes debida a los efectos de movimientos torsionales, ocasionados en las estructuras cuyos centros de resistencia no coinciden con los respectivos centros de cortante, son tenidas en cuenta por la mayoría de los códigos, cuando se aplica un método estático de diseño con el uso de excentricidades de diseño que permiten que el diseñador estime los momentos torsionales de piso. Las excentricidades de diseño tienen la forma de las ecuaciones [1-1a] y [1-1b], y los valores de los coeficientes α , δ y β , varían de acuerdo a cada código de diseño.

$$e_{d1} = \alpha \cdot e + \beta b \quad [1-1a]$$

$$e_{d2} = \delta \cdot e - \beta b \quad [1-1b]$$

La ecuación [1-1a] esta destinada al diseño del borde flexible de la planta, el cual sufre debido al movimiento torsional un incremento en los desplazamientos de los planos resistentes localizados en este lado del edificio, por tanto para todos los casos el valor de α nunca es inferior a la unidad. La ecuación [1-1b] generalmente esta destinada al diseño del borde rígido de la planta del edificio, sin embargo para edificios con cocientes de frecuencias bajos, la ecuación [1-1a] produce mayores fuerzas de diseño, esto puede explicarse sabiendo que los desplazamientos en el

borde rígido debido a los efectos torsionales, tienen dirección opuesta al desplazamiento solo por traslación, ahora en estructuras torsionalmente flexibles el desplazamiento debido al movimiento torsional sobrepasa varias veces el debido solo a la traslación por lo que la ecuación [1-1a] en estos casos ofrece resultados más acordes. El valor del factor δ es siempre menor o igual a la unidad. Los valores de α y δ , son considerados en las ecuaciones de excentricidad de diseño para tener en cuenta la naturaleza dinámica del evento sísmico así como la amplificación y disminución de los desplazamientos en cada uno de los bordes.

El factor β , corresponde a un factor que considera la excentricidad accidental, aunque este fenómeno no hace parte de la actual investigación, en el primer capítulo se trato con algún detalle, algunas de las disposiciones más importantes en este sentido.

De las investigaciones presentadas y comentadas en el capítulo dos podemos extraer aspectos importantes algunos de los cuales fueron comentados en su momento, por ejemplo, en el primero de estos estudios desarrollado por Humar y Kumar principalmente encaminado a examinar la conveniencia de las provisiones que presenta el código canadiense para tener en cuenta los efectos torsionales en estructuras asimétricas, se identifican los parámetros más importantes que gobiernan la respuesta torsional y se presentan las recomendaciones modificadas de diseño. Humar y Kumar demuestran que los resultados y las recomendaciones derivados del estudio de un modelo de un piso también se aplican, por lo menos aproximadamente, a una clase más general de edificios en los cuales el cociente entre la rigidez torsional y traslacional no varía perceptiblemente a lo largo de la altura. Mediante un manejo matemático de las ecuaciones de movimiento se observa que la respuesta de un edificio asimétrico ante un movimiento sísmico específico, esta

gobernada por la frecuencia lateral desacoplada ω_y , la relación entre las frecuencias lateral y torsional desacopladas Ω_R , y la excentricidad estática normalizada e/b . La relación entre las frecuencias Ω_R tiene un efecto bastante importante en la respuesta, a pesar que ningún código de diseño ofrece distinciones en sus provisiones, que dependan de esta importante característica. En general es una buena práctica de diseño obtener una estimación de Ω_R y en lo posible conservarlo por encima de la unidad. Las conclusiones más importantes de las investigaciones realizadas por Humar y Kumar fueron presentadas en el capítulo 2.

La investigación desarrollada por Jaime De La Colina, esta un poco más acorde con la investigación actual, De La Colina estudio algunas de las recomendaciones que presentan diferentes códigos de diseño para el diseño de edificios torsionalmente desbalanceados, utilizando las demandas de ductilidad en diferentes planos resistentes de estructuras con diferentes tipos de asimetría, cuando se aplican diferentes procedimientos de diseño. Los resultados de este estudio recomiendan el uso del procedimiento estático de diseño basado en las excentricidades de piso junto con la ecuación 2-29, $\delta=0.5$, y una mínima excentricidad de piso igual a 0.2 veces el promedio de las excentricidades de todos los pisos.

$$\alpha = [2.25 - 2.0.(e_s / b)] \geq 1.25 \quad [2-29]$$

Juan Carlos De La Llera y Anil K. Chopra son los autores de una extensa investigación donde se evalúa el comportamiento de diferentes tipologías de edificios torsionalmente desequilibrados, aunque la referencia a esta investigación es mas discreta, vale la pena su consideración y esta fue presentada en su oportunidad.

Es interesante observar los distintos enfoques de las investigaciones analizadas y los resultados a los que llegan diferentes autores. Esto se puede atribuir, como se comento en la parte introductoria del documento, a la complejidad del comportamiento torsional y al gran número de parámetros que lo gobiernan, es por esto que a menudo, los resultados obtenidos por los investigadores son aplicables solamente al modelo estudiado, a los valores específicos de parámetros usados, y a las suposiciones particulares hechas en cada estudio.

En el tercer capítulo del documento, se presentan las recomendaciones contenidas en los códigos de diseño de diferentes países como, Canadá, Estados Unidos, Australia, y México entre muchos otros, sobre como deben considerarse los efectos torsionales en el diseño de edificios. Se hizo evidente las marcadas diferencias entre las recomendaciones de estos códigos de diseño y las que presentan las Normas Colombianas de diseño y construcción Sismo Resistente NSR-98, mientras los demás códigos consideran factores para tener en cuenta la naturaleza dinámica del evento sísmico, las recomendaciones de la NSR-98 considera una aplicación estática de las fuerzas de piso cuando se estudian los efectos torsionales. El resumen de los factores α , δ y β que consideran los distintos códigos de diseño para el cálculo de las excentricidades de diseño, fue mostrado en la tabla 3-1, nuevamente presentada aquí.

Tabla 3-1 Factores α , δ y β , considerados en los distintos códigos.

País	Código	α	δ	β
Australia	Australian Standard AS 1170.4 (1993)	ecuación [3-8]	0.5	0.05
Canada	National Building Code of Canada, NBCC 1995	1.5	0.5	0.10
Colombia	Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismoresistente, NSR-98	1.0	1.0	0.05
Estados unidos	Uniform Building Code, UBC-1997	1.0	0.0	0.05
Mexico	México City Building Code, 1987	1.5	1.0	0.10

La parte final de la investigación estudia la conveniencia de cada una de las recomendaciones que presenta los diferentes códigos analizados y las propuestas por los investigadores a los que se hizo mención. Este estudio se hace mediante un análisis comparativo de las demandas de ductilidad normalizadas en los planos resistentes de un edificio, cuyo centros de rigidez de piso no coinciden con los centros de cortante, con respecto a la que presentan estos mismos planos en un modelo torsionalmente balanceado.

La conveniencia de utilizar como parámetro de comparación las demandas de ductilidad por desplazamiento, queda al descubierto al saber que lo que realmente se busca es un método óptimo, representado por las excentricidades de diseño, que considere de la mejor manera el cálculo de las fuerzas en los elementos resistentes de la estructura, incluyendo los efectos torsionales.

En la búsqueda de demandas de ductilidad por desplazamiento en los diferentes planos de la estructura torsionalmente desbalanceada, similares a las demandas de ductilidad correspondientes, en la estructura sin desequilibrio torsional, lo que realmente se pretende es que la variación en la respuesta de estos dos modelos, ocasionada por un movimiento torsional de la estructura, resultado de la asimetría en la distribución de la masa o la rigidez del edificio, sea compensada en la misma proporción por una variación en la fuerza con la cual se diseña este plano de resistencia lateral.

El estudio considero tres modelos de edificios de cinco pisos, siete procedimientos de diseño que reflejan las recomendaciones estudiadas durante toda la investigación y considera dos coeficientes de reducción de resistencia.

De acuerdo con los resultados obtenidos y para finalizar, de un análisis de las graficas de demandas de ductilidad normalizada, el procedimiento que mas se acerca al comportamiento esperado, aunque sigue estando bastante lejos de lo que realmente se busca, sobre todo para valores de $R = 3.5$, es el procedimiento número siete, este procedimiento considera valores iguales a la unidad para los factores α y δ , pero a la vez considera un factor adicional de $\pm 0.05b$ en la excentricidad de diseño, siendo estas recomendaciones similares a las que proponen Humar y Kumar en su investigación. Resaltando que el termino $\pm 0.05b$ no hace referencia a la excentricidad accidental, si no que es una parte de la ecuación empírica para tener en cuenta la torsión natural.

Es muy importante añadir y reconocer las limitaciones de este estudio, la investigación comprende solo tres modelos, y lo que es mas importante solo considera un evento sísmico, y como se ha comentado durante todo el documento, la complejidad del comportamiento de estructuras de varios pisos sobre todo en lo que se refiere al movimiento torsional, en adición a las características no lineales del análisis, es muy sensible a cualquier variación ya sea en las propiedades del edificio o a las del evento sísmico. Es por esto, sin que signifique una proposición desalentadora, existe la necesidad de profundizar aun más sobre estos temas en futuras investigaciones, que en lo posible, consideren más modelos de edificios y por supuesto contenga una amplia miscelánea de registros sísmicos.